

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS

ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

JHONATAN SMITH GARCÍA VELÁSQUEZ

ASESOR

Dr. HUGO V. L. SCALETTI FARINA

LIMA – PERÚ

2018

© 2018, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

“El autor autoriza a la UNI a reproducir la tesis en su totalidad o parte, con fines estrictamente académicos”.

Jhonatan Smith García Velásquez

isgarcia@uni.pe

Telf.: 944-465-373

DEDICATORIA

A Dios.

*A mi madre Corina y
a mi hermana Leslye.*

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Dr. Hugo Scaletti, asesor de la presente tesis, por su dedicación y paciencia. En él puede reconocerse el trabajo por pasión y en busca de desafíos. Con su asesoría he aprendido a ser más perseverante y humilde.

A los ingenieros Nilton Rivas, Jorge Chávez y Luis Cañabi, por sus comentarios y motivación.

ÍNDICE

RESUMEN	5
ABSTRACT	6
PRÓLOGO	7
LISTA DE TABLAS	8
LISTA DE FIGURAS	9
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	19
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	24
1.1. GENERALIDADES	24
1.2. REALIDAD PROBLEMÁTICA	24
1.3. OBJETIVOS	26
1.3.1. Objetivo General	26
1.3.2. Objetivos Específicos	26
1.4. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	27
CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO	29
2.1. FILOSOFÍA DE DISEÑO	29
2.2. CARACTERÍSTICAS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS	29
2.2.1. Deformaciones Axiales y Flexión Longitudinal.....	30
2.2.2. Deformaciones Transversales.....	31
2.3. MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO	31
2.3.1. Soluciones Analíticas.....	32
2.3.1.1. <i>Enfoque de Campo Libre</i>	32
2.3.1.2. <i>Enfoque de Interacción entre Suelo y Estructura</i>	35
2.3.2. Métodos Numéricos para la Solución de las Ecuaciones Diferenciales	41
2.3.2.1. <i>Análisis Pseudo Estáticos</i>	41
2.3.2.2. <i>Análisis Dinámicos</i>	42
CAPÍTULO III: PROCESOS NUMÉRICOS	45

3.1.	NATURALEZA APROXIMADA DEL MÉTODO.....	45
3.2.	PROCESO DE SOLUCIÓN DINÁMICA EXPLÍCITA	45
3.3.	ECUACIONES DE CAMPO.....	47
3.3.1.	Ecuación de Movimiento.....	47
3.3.2.	Relaciones Constitutivas	48
3.4.	FORMULACIÓN NUMÉRICA.....	50
3.4.1.	La Malla.....	50
3.4.2.	Ecuaciones de Diferencias Finitas	50
3.4.2.1.	<i>Velocidades de Deformación y Deformaciones Unitarias.....</i>	<i>52</i>
3.4.2.2.	<i>Discretización Mixta</i>	<i>52</i>
3.4.2.3.	<i>Esfuerzos a Partir de Velocidades de Deformación</i>	<i>53</i>
3.4.2.4.	<i>Fuerzas Nodales.....</i>	<i>54</i>
3.4.2.5.	<i>Ecuación de Movimiento.....</i>	<i>54</i>
3.4.2.6.	<i>Amortiguamiento Mecánico</i>	<i>55</i>
3.5.	DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS Y FILTRADO DE LAS FRECUENCIAS ALTAS.....	56
3.5.1.	Dimensiones de los Elementos	56
3.5.2.	Filtrado de las Frecuencias Altas	57
3.6.	CONSIDERACIONES PARA ESTIMAR EL MÁXIMO INTERVALO DE INTEGRACIÓN	57
3.6.1.	Problemas Estáticos	58
3.6.2.	Problemas Dinámicos.....	59
3.7.	CONDICIONES DE BORDE	61
3.7.1.	Bordes Absorbentes	61
3.7.2.	Bordes de Campo Libre.....	62
3.7.3.	Distancia de los Bordes al Modelo	64
CAPÍTULO IV: PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS.....		68
4.1.	ESFUERZOS CÍCLICOS DURANTE SISMOS.....	68
4.2.	RELACIONES DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN DURANTE CARGAS CÍCLICAS.....	70
4.2.1.	Método Lineal Equivalente	73
4.2.2.	Modelos Cíclicos No Lineales	74

4.2.3.	Modelos Constitutivos Avanzados.....	79
4.3.	COMPORTAMIENTO DE SUELOS GRANULARES.....	80
4.3.1.	Arenas.....	80
4.3.2.	Gravas.....	82
4.4.	COMPORTAMIENTO DE SUELOS COHESIVOS	86
4.5.	CONSIDERACIONES PARA EL MODELO NUMÉRICO	90
4.5.1.	Formulación e Implementación del Amortiguamiento Histerético en FLAC	90
4.5.2.	Ajuste para Suelos Granulares.....	93
4.5.3.	Ajuste para Suelos Cohesivos.....	94
	CAPÍTULO V: CASOS ANALIZADOS	95
5.1.	REGISTROS DE SISMOS ARTIFICIALES.....	96
5.2.	PROPIEDADES DE LOS SUELOS.....	100
5.2.1.	Movimiento de Campo Libre.....	102
5.3.	ESTRUCTURA DE GEOMETRÍA SIMPLE	104
5.3.1.	Análisis Tiempo-Historia en Suelo Uniforme.....	105
5.3.2.	Análisis Tiempo-Historia en Suelo Estratificado	109
5.3.3.	Verificación de los Métodos Simplificados Basados en las Hipótesis de Campo Libre	113
5.3.4.	Influencia del Espesor de Muros	126
5.3.4.1.	<i>Suelo Uniforme</i>	126
5.3.4.2.	<i>Suelo Estratificado</i>	129
5.3.5.	Influencia de las Propiedades del Suelo	137
5.3.5.1.	<i>Comportamiento Lineal Contra Comportamiento No Lineal</i>	137
5.3.5.2.	<i>Efecto del Módulo de Rigidez del Suelo</i>	141
5.3.5.3.	<i>Suelo Granular, Cohesivo y Estratificado</i>	143
5.3.6.	Influencia de la Profundidad de la Estructura	146
5.3.7.	Análisis Lineal Equivalente.....	153
5.4.	EFFECTO DE LA INTENSIDAD DEL SISMO.....	155
5.4.1.	Suelo Uniforme	156
5.4.2.	Suelo Estratificado	158

5.5.	EFFECTO DE LA GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA	163
5.5.1.	Estructura Simple Contra Estructura Articulada I	167
5.5.2.	Estructura Simple Contra Estructura Articulada li.....	177
5.5.3.	Estructura Simple Continua Contra Estructura Continua II	183
5.5.4.	Estructura Continua li Contra Estructura Articulada III	187
5.6.	ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA PARA ESTRUCTURA DE GEOMETRÍA TÍPICA.....	191
5.7.	RECOPIACIÓN DE ASPECTOS IMPORTANTES	203
	CONCLUSIONES	206
	RECOMENDACIONES.....	210
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	212

RESUMEN

A medida que los espacios urbanos se desarrollan surge la necesidad de construir infraestructura que se adapte a los requerimientos de funcionalidad cada vez más exigentes del estilo de vida de las sociedades. Las estructuras subterráneas cumplen con este objetivo, convirtiéndose en elementos esenciales en el desarrollo de las actividades humanas.

La presente tesis trata sobre el análisis sísmico de estructuras subterráneas ubicadas en zonas altamente sísmicas, como es el caso de la costa del Perú. Se presentan algunos métodos analíticos simplificados empleados con tal fin y las hipótesis en que se basan. Mediante análisis dinámicos considerando el comportamiento no lineal e inelástico del suelo se verifica la aplicabilidad de tales métodos. Luego, se estudia cómo influyen en las deformaciones y momentos flectores de la estructura factores como el tipo de suelo (homogéneo o estratificado), la profundidad, la intensidad del sismo, y la geometría y rigidez de la estructura.

Se ha encontrado que los métodos simplificados son inadecuados para representar la respuesta sísmica cuando las no linealidades en el suelo son importantes, como ante la ocurrencia de sismos fuertes. Cuando la estructura está implantada en suelo homogéneo, los resultados varían poco al emplearse varios sismos ajustados a un mismo espectro objetivo. Sin embargo, cuando está en suelo heterogéneo, los resultados muestran variaciones importantes; de manera que el ajuste a un mismo espectro elástico resulta insuficiente para uniformizar la demanda sísmica.

La geometría de la estructura o el espesor de sus muros pueden hacer que ésta sea más o menos flexible. En suelos homogéneos convienen estructuras más flexibles. Mientras que en suelos heterogéneos las estructuras muy flexibles pueden originar grandes deformaciones que podrían significar niveles de daño importante. Por ello, en tales casos es necesario contar con estructuras con muros de espesor suficiente y con geometrías apropiadas, de manera que las deformaciones sean controladas y los momentos flectores se mantengan en un rango razonable.

ABSTRACT

As the urban spaces develop the need appears to build infrastructure that fits the increasingly demanding requirements of functionality of society's lifestyles. The underground structures perform towards this end, becoming essential elements in the development of human activities.

This work deals with the seismic analysis of underground structures located in highly seismic zones, like the coast of Peru. With this aim, some simplified analysis methods are presented with their basic hypothesis. Through dynamic analyses accounting for the nonlinear inelastic behavior of the soil, the applicability of such methods is considered. Thereafter, we study how factors such as the soil characteristics (homogeneous or stratified), the depth, the earthquake intensity, and the geometry and stiffness of the structure influence its deformation and bending moments.

It has been found that the simplified methods are insufficient to represent the seismic response when the nonlinearities in the soil are important, as is the case in strong earthquakes. When the structure is placed in an homogeneous soil, the results have only small variations when several different earthquake records adjusted to the same target spectrum are used. However, when it is placed in an heterogeneous soil, the results show important differences. Thus, the adjustment to the same target spectrum does not imply a uniform seismic demand.

The geometry of the structure or its wall thickness have considerable influence, making the structure more or less flexible. In homogeneous soils flexible structures are more convenient. While in heterogeneous soils having a too flexible structure may result in large deformations and important damage. Therefore, in such cases structures with enough wall thickness and appropriate geometries are necessary, so that deformations will be controlled and the bending moments will be in an acceptable range.

PRÓLOGO

El análisis sísmico de estructuras subterráneas ha sido poco tratado por los investigadores, lo que se explica porque tales estructuras han experimentado en sismos pasados menos daños que los observados en las edificaciones construidas sobre el terreno. Sin embargo, los efectos de sismo podrían ser importantes en estructuras relativamente próximas a la superficie y construidas en suelos flexibles.

Considerando que estructuras tales como túneles son en general muy flexibles en comparación con el suelo, Wang (1993) y Penzien (2000) recomiendan evaluar los efectos de sismo (en dirección transversal) con la hipótesis que la estructura se deformará como el suelo en campo libre. Plantean entonces un procedimiento simple, que ignora la interacción entre suelo y estructura, suponiendo además que ésta está sometida a una distorsión uniforme.

En esta tesis Jhonatan García ha realizado análisis sísmicos no lineales con modelos de estados planos de deformación, poniéndose mayor énfasis en estructuras con la tipología de estaciones de sistemas de transporte masivo próximas a la superficie. En los resultados se observa claramente que no sería correcta la hipótesis de distorsión uniforme, aún con suelos relativamente homogéneos. Más aún, en suelos heterogéneos y posiblemente muy flexibles en las zonas próximas a la superficie, la rigidez de la estructura modifica la distorsión del terreno adyacente.

Considero que en este trabajo se han hecho avances importantes sobre el tema, que podrán servir de base para futuros desarrollos.



Hugo Scaletti Farina

Asesor de la tesis

LISTA DE TABLAS

Tabla 3-1. Comparación entre métodos de solución explícitos e implícitos. (Adaptado de ITASCA, 2011).....	47
Tabla 3-2. Resultados para varias distancias de los bordes.	65
Tabla 3-3. Comparación de los resultados respecto de una distancia de bordes de 6a.	66
Tabla 5-1. Características de los sismos empleados en el análisis	97
Tabla 5-2. Propiedades de suelos usadas en el análisis.....	100
Tabla 5-3. Propiedades lineales equivalentes para análisis sísmico en suelo uniforme.	153
Tabla 5-4. Propiedades lineales equivalentes para análisis sísmico en suelo estratificado.....	153

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1. Daños observados en túneles luego del sismo en Chi Chi, Taiwan 1999 (Adbel-Motaal, 2013).	25
Figura 2-1. Deformaciones axiales en una estructura subterránea (Wang, 1993).	30
Figura 2-2. Deformaciones por flexión longitudinal (Wang, 1993).....	30
Figura 2-3. Deformaciones transversales en estructura subterránea circular (Wang, 1993).....	31
Figura 2-4. Deformaciones transversales en una estructura subterránea rectangular.....	31
Figura 2-5. Ondas armónicas simples y esquema del eje de la estructura (Wang, 1993).....	33
Figura 2-6. Deformaciones cortantes de campo libre en la sección perforada y no perforada del suelo (Hashash et al. 2001).	34
Figura 2-7. Deformaciones de campo libre impuestas a una estructura rectangular (Hashash et al. 2001).	35
Figura 2-8. Distorsión normalizada vs. coeficiente de flexibilidad, interface con completo deslizamiento en secciones circulares (Wang, 1993).	37
Figura 2-9. Rigidez relativa entre el suelo y un marco rectangular (Wang, 1993).	38
Figura 2-10. Comparación de distorsiones normalizadas de estructuras con secciones rectangulares y circulares.....	39
Figura 2-11. Modelo de análisis de marco simplificado (Wang, 1993). (a) pseudo fuerza concentrada para estructuras profundas; (b) pseudo presión distribuida triangularmente para estructuras superficiales.	40
Figura 2-12. Comparación entre los resultados analíticos de Penzien (2000) y los numéricos de Wang (1993).	41
Figura 2-13. Análisis pseudo estático para estructuras rectangulares, representando en suelo con resortes (Hashash et al. 2001).	42
Figura 2-14. Modelos numéricos que consideran la interacción entre suelo y estructura en Hatzigeorgiou (2010), Gomes (2014), y Tsinidis et al. (2013).	44
Figura 3-1. Esquema de un ciclo de cálculo explícito (ITASCA, 2011).	46

Figura 3-2. Elementos cuadriláteros superpuestos usados en FLAC. (ITASCA, 2011).....	50
Figura 3-3. (a) Vectores de velocidad en un elemento triangular, (b) Vector de fuerza nodal y vectores unitarios normales. (ITASCA, 2011)	52
Figura 3-4. Modelo con bordes absorbentes. Consiste en colocar amortiguadores viscosos en los bordes (Kramer, 1996).....	62
Figura 3-5. Condiciones de borde de campo libre. Se usan columnas de suelo para simular el movimiento del medio infinito (ITASCA, 2011).....	63
Figura 3-6. Parte superior del modelo numérico típico de la estructura subterránea.	65
Figura 3-7. Modelo con una submalla interior alrededor de la estructura.	65
Figura 3-8. Historia del desplazamiento en un extremo del túnel para cada distancia al borde.	67
Figura 3-9. Historia de momentos flectores para el punto 2, para cada distancia al borde.	67
Figura 4-1. Esfuerzos inducidos por la propagación de onda de cuerpo. (Ishihara, 1996)	68
Figura 4-2. Relación de esfuerzos inducidos por la propagación de ondas compresionales. (Ishihara, 1996)	69
Figura 4-3. Esfuerzos que actúan en un elemento de suelo. (Ishihara, 1996).....	70
Figura 4-4. Modelamiento del comportamiento del suelo según el orden de las deformaciones cortantes. (Ishihara, 1996)	71
Figura 4-5. Trayectoria típica esfuerzo-deformación para un ciclo de carga.	72
Figura 4-6. Curva esqueleto y curva de reducción de módulo cortante típicas.	73
Figura 4-7. Procedimiento del método lineal equivalente (Kramer, 1996).	74
Figura 4-8. Curva esqueleto típica representada por una función $\tau = f(\gamma)$	75
Figura 4-9. Trayectorias de carga y descarga definidas por las reglas de Masing. (Ishihara, 1996)	76
Figura 4-10. Reglas de Masing extendidas (Kramer, 1996).	77
Figura 4-11. Definición de energía elástica almacenada y energía disipada. (Ishihara, 1996)	78
Figura 4-12. Módulo cortante normalizado versus deformación para muestras de arena a diferentes densidades: (Ishihara, 1996).....	80

Figura 4-13. Razón de amortiguamiento versus deformación para muestras de arena a diferentes densidades. (Ishihara, 1996).....	81
Figura 4-14. Efecto de la presión de confinamiento en la relación del módulo de corte con la deformación. (Ishihara, 1996).....	82
Figura 4-15. Efecto de la presión de confinamiento en la relación del amortiguamiento con la deformación. (Ishihara, 1996).....	82
Figura 4-16. Comparación de curvas de reducción de módulo para suelos gravosos y arenas. (Seed et al., 1986).....	83
Figura 4-17. Efecto de condiciones drenadas o no drenadas en suelos gravosos. (Adaptado de Rollins et al., 1998).....	84
Figura 4-18. Rango de data de módulo de corte para gravas comparado con el rango de Seed & Idriss (1970).	85
Figura 4-19. Rango de data de razón de amortiguamiento para gravas comparado con el rango de Seed et al. (1986).	85
Figura 4-20. Influencia de la presión de confinamiento en suelos gravosos. (Rollins et al., 1998)	86
Figura 4-21. Curva de reducción de módulo para arcillas inalteradas (Ishihara, 1996).	87
Figura 4-22. Curva de razón de amortiguamiento para arcillas inalteradas (Ishihara, 1996).	87
Figura 4-23. Efecto de la presión de confinamiento en suelos con similar índice de plasticidad. (Ishihara, 1996).	88
Figura 4-24. Efecto del índice de plasticidad sobre suelos cohesivos. (Vucetic & Dobry, 1991).	89
Figura 4-25. Forma típica de los lazos de histéresis (G vs Y) en FLAC 2D. (ITASCA, 2011)	92
Figura 4-26. Ajuste para los datos de Seed & Idriss (1970). Modelo Sig3 con $a=1.008$, $b=-0.516$ y $x_0=-1.157$	93
Figura 4-27. Ajuste para los datos de Vucetic & Dobry (1991) con $IP=30$. Modelo Sig3 con $a=1.02$, $b=-0.612$ y $x_0=-0.835$	94
Figura 5-1. Geometrías comunes en estructuras subterráneas rectangulares.	96
Figura 5-2. Acelerogramas de sismos empleados, asociados a un periodo de retorno de 2500 años.	99

Figura 5-3. Espectros de respuesta de los sismos ajustados a la norma peruana E030.....	99
Figura 5-4. Módulos de corte de los suelos considerados.....	101
Figura 5-5. Máximos desplazamientos (a) y distorsiones (b) para suelo uniforme granular en campo libre.	102
Figura 5-6. Máximos desplazamientos (a) y distorsiones (b) para suelo estratificado en campo libre.	103
Figura 5-7. Modelo discreto de la estructura subterránea con geometría simple.	105
Figura 5-8. Modelo numérico en FLAC 2D de la estructura subterránea en suelo uniforme.....	105
Figura 5-9. Diagrama de momentos flectores (kN-m/m) en la pantalla de la estructura en suelo uniforme para el tiempo $t= 50$ s.....	106
Figura 5-10. Rango y promedio de envolventes de momento (kN-m/m) para los muros de la estructura.....	107
Figura 5-11. Rango y promedio de envolventes de momento (kN-m/m) para la losa de techo.	107
Figura 5-12. Rango y promedio de envolventes de momento (kN-m/m) para la losa de fondo.	108
Figura 5-13. Modelo numérico de la estructura subterránea en suelo estratificado.	109
Figura 5-14. Envolventes de momentos flectores (kN-m/m) en muro para varios sismos en suelo estratificado.	110
Figura 5-15. Envolventes de momentos flectores (kN-m/m) en losa de techo para varios sismos en suelo estratificado.....	111
Figura 5-16. Envolventes de momentos flectores (kN-m/m) en losa de fondo para varios sismos en suelo estratificado.....	112
Figura 5-17. Momentos flectores (kN-m/m) en la estructura según hipótesis de Wang (1993).....	114
Figura 5-18. Momentos flectores (kN-m/m) en la estructura rodeada por resortes que representan el suelo.	115
Figura 5-19. Envolvente de momentos flectores (kN-m/m) sin considerar la restricción rotacional del suelo sobre las esquinas de la estructura.....	116

Figura 5-20. Envoltente de momentos flectores (kN-m/m) al considerar el aporte de rigidez rotacional del suelo.	119
Figura 5-21. Envoltente de momentos flectores (kN-m/m) al considerar el coeficiente de balasto igual a 250000 kN/m ³	120
Figura 5-22. Envoltente de momentos flectores (kN-m/m) al aplicar el movimiento de campo libre sobre la estructura.	121
Figura 5-23. Momentos flectores (kN-m/m) en la estructura según hipótesis de Wang (1993), en suelo estratificado.	122
Figura 5-24. Envoltente de momentos flectores (kN-m/m) en suelo estratificado, sin considerar el aporte de rigidez rotacional del suelo.	123
Figura 5-25. Envoltente de momentos flectores (kN-m/m) en suelo estratificado, al considerar el aporte de rigidez rotacional del suelo.	124
Figura 5-26. Envoltente de momentos flectores (kN-m/m) en suelo estratificado, considerando coeficientes de balasto iguales a 100 kN/m ³ y 240000 kN/m ³	125
Figura 5-27. Envoltente de momentos flectores (kN-m/m) al aplicar el movimiento de campo libre del suelo estratificado sobre la estructura.	126
Figura 5-28. Comparación de máximos desplazamientos (m) en uno de los muros de la estructura para diferentes espesores y con el movimiento de campo libre.	127
Figura 5-29. Comparación de máximos desplazamientos relativos (m) en uno de los muros de la estructura para diferentes espesores y con el movimiento de campo libre.	127
Figura 5-30. Comparación de envoltentes de momentos flectores (kN-m/m) en uno de los muros, para varios espesores.	129
Figura 5-31. Comparación de máximos desplazamientos (m) en uno de los muros de la estructura para diferentes espesores y contra el movimiento de campo libre, en suelo estratificado.	130
Figura 5-32. Comparación de máximos desplazamientos relativos (m) en uno de los muros de la estructura para diferentes espesores y con el movimiento de campo libre, en suelo estratificado.	131

Figura 5-33. Envolventes (a) y rangos (b) de momentos flectores (kN-m/m), en muro de $e=0.80$ m.....	133
Figura 5-34. Envolventes (a) y rangos (b) de momentos flectores (kN-m/m), en muro de $e=1.0$ m.....	134
Figura 5-35. Envolventes (a) y rangos (b) de momentos flectores (kN-m/m), en muro de $e=1.2$ m.....	135
Figura 5-36. Comparación de envolventes de momentos flectores (kN-m/m) en uno de los muros, para varios espesores, en suelo estratificado.....	136
Figura 5-37. Comparación de las deformaciones en el muro estructura debidas al sismo: a) Máximos desplazamientos (m), b) Máximos desplazamientos relativos (m).	138
Figura 5-38. Comparación de envolventes de momentos flectores (kN-m/m) obtenidas considerando suelo con comportamiento lineal y no lineal.	139
Figura 5-39. Comparación de las deformaciones en el muro debidas al sismo, en suelo estratificado lineal y no lineal: a) Máximos desplazamientos (m), b) Máximos desplazamientos relativos.....	140
Figura 5-40. Comparación de envolventes de momentos flectores (kN-m/m) obtenidas considerando suelo estratificado con comportamiento lineal y no lineal.....	141
Figura 5-41. Comparación de las deformaciones en el muro debidas al sismo: a) Máximos desplazamientos (m), b) Máximos desplazamientos relativos (m).....	142
Figura 5-42. Comparación de envolventes de momentos flectores (kN-m/m) obtenidas considerando suelo con comportamiento lineal y no lineal.	143
Figura 5-43. Máximos desplazamientos (m) en el muro de la estructura; para suelo granular, cohesivo y estratificado.	144
Figura 5-44. Máximos desplazamientos relativos (m) en el muro estructura; para suelo granular, cohesivo y estratificado.	145
Figura 5-45. Comparación de envolventes de momentos flectores (kN-m/m) para suelo granular, cohesivo y estratificado.	146
Figura 5-46. Comparación máximos desplazamientos relativos (m) para estructuras a 5 y 25 m de profundidad.	147

Figura 5-47. Envoltente de momentos flectores (kN-m/m) en unos de los muros de las estructuras a 5 y 25 m de profundidad.	148
Figura 5-48. Comparación de deformaciones (m) para estructuras a 5 y 25 m de profundidad: a) Máximos desplazamientos, b) Máximos desplazamientos relativos, en suelo uniforme lineal.	149
Figura 5-49. Envoltente de momentos flectores (kN-m/m) en unos de los muros de las estructuras a 5 y 25 m de profundidad, en suelo uniforme lineal.	150
Figura 5-50. Comparación de deformaciones (m) para estructuras a 5 y 25 m de profundidad, en suelo estratificado lineal: a) Máximos desplazamientos, b) Máximos desplazamientos relativos.	151
Figura 5-51. Envoltente de momentos flectores (kN-m/m) en unos de los muros de las estructuras a 5 y 25 m de profundidad, en suelo estratificado lineal.	152
Figura 5-52. Momentos flectores obtenidos con un procedimiento lineal equivalente comparado con los obtenidos del análisis no lineal, en suelo uniforme.	154
Figura 5-53. Momentos flectores obtenidos con un procedimiento lineal equivalente comparado con los obtenidos del análisis no lineal, en suelo estratificado.	155
Figura 5-54. Comparación de deformaciones (m) en unos de los muros de la estructura para varios periodos de retorno del sismo: a) Máximos desplazamientos, b) Máximos desplazamientos relativos.	157
Figura 5-55. Envoltente de momentos flectores (kN-m/m) en unos de los muros de la estructura para varios periodos de retorno del sismo.	158
Figura 5-56. Comparación de deformaciones (m) en unos de los muros de la estructura para varios periodos de retorno del sismo, en suelo estratificado.: a) Máximos desplazamientos, b) Máximos desplazamientos relativos.	159
Figura 5-57. Envoltentes (a) y rangos (b) de momentos flectores (kN-m/m), para $T_r = 500$ años.	161
Figura 5-58. Envoltentes (a) y rangos (b) de momentos flectores (kN-m/m), para $T_r = 1000$ años.	162

Figura 5-59. Envolventes de momentos flectores (kN-m/m) en uno de los muros de la estructura para varios periodos de retorno del sismo, en suelo estratificado.	163
Figura 5-60. Geometrías comunes en estructuras subterráneas rectangulares.....	164
Figura 5-61. Diagramas de momentos flectores de geometrías comunes en estructuras subterráneas rectangulares.	167
Figura 5-62. Comparación de deformaciones (m) entre estructuras simple y articulada I: a) Máximos desplazamientos, b) Máximos desplazamientos relativos.....	168
Figura 5-63. Comparación de momentos flectores para estructura continua y estructura articulada de varios espesores.....	169
Figura 5-64. Comparación de máximos desplazamientos entre estructuras simple y articulada I, en suelo estratificado.....	171
Figura 5-65. Comparación de máximos desplazamientos relativos (m) entre estructuras simple y articulada I, en suelo estratificado.....	172
Figura 5-66. Envolventes (a) y rangos (b) de momentos flectores (kN-m/m), estructura articulada I con muros de $e=0.80$ m.....	173
Figura 5-67. Envolventes (a) y rangos (b) de momentos flectores (kN-m/m), estructura articulada I con muros de $e=1.0$ m.....	174
Figura 5-68. Envolventes (a) y rangos (b) de momentos flectores (kN-m/m), estructura articulada I con muros de $e=1.20$ m.....	175
Figura 5-69. Comparación de momentos flectores (KN-m/m) para estructura continua y estructura articulada de varios espesores, en suelo estratificado.	176
Figura 5-70. Comparación de deformaciones entre estructuras simple y articulada II: a) Máximos desplazamientos, b) Máximos desplazamientos relativos.....	178
Figura 5-71. Comparación de momentos flectores para estructura continua y estructura articulada de varios espesores.....	179
Figura 5-72. Comparación de deformaciones (m) entre estructuras simple y articulada II: a) Máximos desplazamientos, b) Máximos desplazamientos relativos.....	180
Figura 5-73. Envolventes (a) y rangos (b) de momentos flectores (kN-m/m), estructura articulada II con muros de $e=1.0$ m.....	181

Figura 5-74. Comparación de momentos flectores (kN-m/m) para estructura continua y estructura articulada II, en suelo estratificado.	182
Figura 5-75. Comparación de deformaciones (m) entre estructuras simple y continua II: a) Máximos desplazamientos, b) Máximos desplazamientos relativos.....	184
Figura 5-76. Comparación de momentos flectores (kN-m/m) para estructura continua I y estructura continua II, en suelo uniforme.....	185
Figura 5-77. Comparación de deformaciones (m) entre la estructura simple y la continua II: a) Máximos desplazamientos, b) Máximos desplazamientos relativos.....	186
Figura 5-78. Comparación de momentos flectores (kN-m/m) para estructura continua I y estructura continua II, en suelo estratificado.	187
Figura 5-79. Comparación de máximos desplazamientos relativos (m) entre estructuras continua II y articulada III.	188
Figura 5-80. Comparación de envolventes de momentos flectores (kN-m/m) entre estructuras continua II y articulada III.....	189
Figura 5-81. Deformaciones (m) entre estructuras continua II y articulada III, en suelo estratificado: a) Máximos desplazamientos, b) Máximos desplazamientos relativos.....	190
Figura 5-82. Comparación de envolventes de momentos flectores (kN-m/m) entre estructuras continua II y articulada III, en suelo estratificado.	191
Figura 5-83. Sección transversal y modelo discretizado de la estructura subterránea.	192
Figura 5-84. Rango de variabilidad de la envolvente de momentos flectores (kN-m/m) en la pantalla, ante diferentes sismos.	193
Figura 5-85. Rango de variabilidad de la envolvente de momentos flectores (kN-m/m) en la losa de techo, ante diferentes sismos.	194
Figura 5-86. Rango de variabilidad de la envolvente de momentos flectores (kN-m/m) en la losa de intermedia, ante diferentes sismos.	195
Figura 5-87. Rango de variabilidad de la envolvente de momentos flectores (kN-m/m) en la losa de fondo, ante diferentes sismos.	196
Figura 5-88. Rango de variabilidad de la envolvente de momentos flectores (kN-m) en el pilar, ante diferentes sismos.	197

Figura 5-89. Envolventes de momentos flectores (kN-m/m) en muro para varios sismos en suelo estratificado.	199
Figura 5-90. Envolventes de momentos flectores (kN-m/m) en losa de techo para varios sismos en suelo estratificado.....	200
Figura 5-91. Envolventes de momentos flectores (kN-m/m) en losa intermedia para varios sismos en suelo estratificado.....	201
Figura 5-92. Envolventes de momentos flectores (kN-m/m) en losa de fondo para varios sismos en suelo estratificado.....	202
Figura 5-93. Envolventes de momentos flectores (kN-m/m) en pilar para varios sismos en suelo estratificado	203

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

CAPÍTULO I

M_w : Magnitud de momento del sismo.

PGA : Aceleración máxima del terreno.

CAPÍTULO II

α_m : Coeficiente usado en el cálculo del coeficiente de distorsión R en estructuras subterráneas rectangulares.

γ : Deformación cortante unitaria.

$\gamma_{m\acute{a}x}$: Máxima deformación cortante unitaria del medio en campo libre.

τ : Esfuerzo cortante.

Δ : Deformación lateral.

$\Delta_{campo\ libre}$: Deformación lateral del medio en campo libre.

$\Delta_{estructura}$: Deformación lateral de la estructura subterránea.

Δd_{llena} : Deformación diametral de estructuras subterráneas con sección circular, considerando sección llena del suelo; es decir, en condiciones de campo libre.

$\Delta d_{perforada}$: Deformación diametral de estructuras subterráneas con sección circular, considerando sección perforada del suelo; es decir, el límite para una estructura infinitamente flexible.

C : Coeficiente de compresibilidad, representa la rigidez anular de la estructura relativa al suelo.

F : Coeficiente de flexibilidad, representa la rigidez a la flexión de la estructura relativa al suelo.

d : Diámetro o diámetro equivalente de la sección transversal de una estructura.

G_m :	Módulo de rigidez cortante del medio.
H :	Alto de la sección transversal de una estructura subterránea con sección rectangular.
L :	Ancho de la sección transversal de una estructura subterránea con sección rectangular.
P :	Fuerza lateral equivalente a las acciones sísmicas sobre una estructura.
R :	Coeficiente de distorsión lateral de una estructura de sección rectangular, definido como el cociente entre el máximo desplazamiento del techo respecto al fondo, entre el desplazamiento relativo correspondiente a tales posiciones en condición de campo libre.
SMD :	Sismo Máximo de Diseño.
SOD :	Sismo Operativo de Diseño.

CAPÍTULO III

ρ :	Densidad.
t :	Tiempo.
x_i :	Componentes de un vector de coordenadas.
g_i :	Componentes de la aceleración de la gravedad.
σ_{ij} :	Componentes del tensor de esfuerzos.
$\dot{\epsilon}_{ij}$:	Componentes de la velocidad de deformación unitaria.
\dot{u}_i :	Componentes de velocidad.
$M()$:	Forma del funcional del modelo constitutivo.
κ :	Parámetro de historia que puede o no estar presente según el modelo constitutivo.
$:=$:	Significa “reemplazado por”.
δ_{ij} :	Delta de Kronecker.

Δt :	Paso de tiempo o tamaño del intervalo de integración.
G, K :	Módulos de corte y compresibilidad, respectivamente.
f :	Función escalar, vectorial o tensorial.
n_i :	Vector normal unitario.
$\langle f \rangle$:	Valor medio de la función sobre uno de los lados del triángulo.
Δs :	Longitud de un lado del triángulo
$\sigma_o^{(a)}$:	Esfuerzo isotrópico en el triángulo (a)
$A^{(a)}$:	Área del triángulo (a)
$x_i^{(t+\Delta t)}$:	Valor de la coordenada x del nudo i, en el tiempo $t + \Delta t$.
$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)}$:	Valor de la velocidad del nudo i, en el tiempo $t + \Delta t / 2$.
$F_i^{(t)}$:	Fuerza en el nudo i, en el tiempo t.
m :	Masa concentrada en un nudo.
$\text{sgn}()$:	Función signo.
$(F_d)_i$:	Fuerza de amortiguamiento local en el nudo i.
α :	Constante usada en la definición del amortiguamiento local en FLAC.
Δl :	Longitud máxima de los elementos finitos del modelo numérico.
λ :	Longitud de onda.
Δt_{crit} :	Tamaño del intervalo de integración crítico del modelo.
Δt_d :	Tamaño del intervalo de integración calculado por defecto por FLAC para problemas dinámicos sin amortiguamiento de Rayleigh.
Δt_β :	Tamaño del intervalo de integración calculado por defecto por FLAC para problemas dinámicos con amortiguamiento de Rayleigh.

$\omega_{m\acute{a}x}, \lambda :$	Mayor frecuencia natural del sistema y su correspondiente fracción de amortiguamiento crítico de Rayleigh.
$\xi_{m\acute{i}n}, \omega_{m\acute{i}n} :$	Fracción de amortiguamiento crítico y la frecuencia angular especificadas para el amortiguamiento de Rayleigh.
$\beta :$	Variable usada por FLAC para estimar el tamaño del intervalo de integración para problemas dinámicos con amortiguamiento de Rayleigh.
$V_n, V_s :$	Componentes de la velocidad normal y tangente al borde.
$C_p, C_s :$	Velocidades de ondas P y S respectivamente.
$\Delta S_y :$	Dimensión vertical promedio en un punto del borde.
$v_x^m :$	Velocidad en x en un punto del borde de la malla.
$v_y^m :$	Velocidad en y en un punto del borde de la malla.
$v_x^{ff} :$	Velocidad en x en un punto del campo libre izquierdo.
$v_y^{ff} :$	Velocidad en y en un punto del campo libre izquierdo.
$\sigma_{xx}^{ff} :$	Esfuerzo horizontal de campo libre en el punto.
$\sigma_{xy}^{ff} :$	Esfuerzo cortante de campo libre en el punto.

CAPÍTULO IV

$\nu :$	Razón de Poisson.
$n :$	Porosidad del suelo.
$G_0 :$	Módulo de corte del suelo.
$C_i :$	Porosidad del agua.
$\sigma_{dh}, \sigma_{dv} :$	Esfuerzos de compresionales horizontales y verticales, inducidos por las ondas compresionales en el suelo.
$\tau_d :$	Esfuerzo cortante horizontal en el suelo.

$\Delta W, W$:	Área de la región encerrada por un lazo de histéresis y energía almacenada, respectivamente.
D:	Razón de amortiguamiento crítico usada para expresar la disipación de energía del comportamiento histerético del suelo.
G_{max} :	Módulo cortante máximo del suelo.
τ_{max} :	Resistencia cortante del suelo.
γ :	Deformación cortante unitaria.
$\gamma_{máx}$:	Máxima deformación cortante unitaria del medio en campo libre.
$f(\gamma)$:	Función en términos de la deformación cortante, usada para definir la curva esqueleto del suelo.
K_2 :	Parámetros usado para expresar el módulo cortante independiente de la presión de confinamiento.
OCR:	Razón de sobreconsolidación.
τ :	Esfuerzo cortante en el suelo.
$\bar{\tau}$:	Esfuerzo cortante normalizado ($= \tau/G_0$).
M_s :	Módulo cortante secante normalizado, dependiente del nivel de deformación.
M_t :	Módulo cortante tangente normalizado.
a, b, x_0 :	Parámetros para la definición del modelo sig3 de amortiguamiento histerético en FLAC.

CAPÍTULO V

ff :	Desplazamientos y desplazamientos relativos obtenidos en el suelo en condición de campo libre.
PGA:	Aceleración pico del terreno (por sus siglas en inglés).

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES

A medida que los espacios urbanos se desarrollan surge la necesidad de construir infraestructura que se adapte a los requerimientos de funcionalidad cada vez más exigentes del estilo de vida de las sociedades. Un grupo de estas son las estructuras subterráneas, que se usan como túneles de carreteras, túneles y estaciones de metro en grandes ciudades, conductos que transportan cantidades importantes de agua, entre otros; y por ello tienen un papel fundamental para mejorar el desenvolvimiento de las actividades humanas. Sin embargo, muchas de estas estructuras han sido construidas o se construirán en zonas de actividad sísmica, y de ocurrir la falla de éstas ante un sismo, se generaría un gran impacto negativo en la sociedad. Por consiguiente, es necesario conocer la respuesta sísmica de las estructuras subterráneas, ya que esto permite proporcionar diseños sismorresistentes de las estructuras subterráneas futuras y verificar la necesidad de reforzamiento de las existentes.

Las estructuras subterráneas presentan un comportamiento sísmico distinto al de las estructuras superficiales; pues mientras el enfoque para las estructuras superficiales es que son sometidas a fuerzas inerciales, para las estructuras subterráneas es que el medio circundante les impone deformaciones. Así, se tiene que longitudinalmente las ondas P comprimen y estiran la estructura, y las ondas S generan flexiones (Wang, 1993). Las principales características que hacen que las estructuras subterráneas tengan un comportamiento sísmico diferente, son dos: que están completamente confinadas por roca o suelo, y que suelen ser de gran longitud (Hashash et al., 2001).

1.2. REALIDAD PROBLEMÁTICA

Generalmente las estructuras subterráneas han sido menos afectadas que las estructuras superficiales, tal que, en sismos leves no se espera que tengan daño. Sin embargo, diversas publicaciones reportan casos de estructuras subterráneas que han sufrido daños significativos e incluso colapso, ante grandes terremotos. Pueden citarse los casos de daños en varios túneles debido al sismo en Chi-Chi, Taiwán en 1999 (Wang et al., 2001). La Figura 1-1 muestra los tipos de daños observados; el terremoto de Duzce, Turquía en 1999, produjo el colapso de dos

túneles adyacentes aún en construcción (Kontoe et al., 2008); y el colapso de la estación de metro Daikai en Kobe, Japón en 1995 (Nakamura et al., 1996). Owen & Scholl (1981); Wang (1993) y Hashash et al. (2001) recopilan más casos históricos y caracterizan cualitativamente el tipo y la importancia de los daños en estructuras de los EEUU.

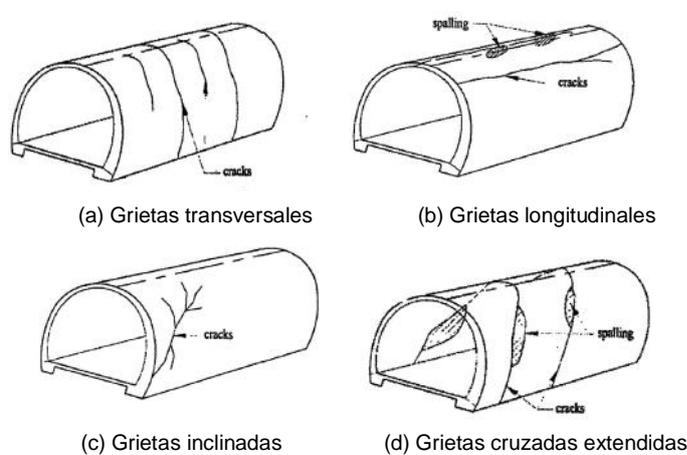


Figura 1-1. Daños observados en túneles luego del sismo en Chi Chi, Taiwan 1999 (Adbel-Motaal, 2013).

A partir de ello se puede llegar a las siguientes conclusiones sobre el desempeño sísmico de estructuras subterráneas:

- Las estructuras que cruzan fallas activas han sufrido daños severos, aunque localizados. Incluso colapsos completos debido a los abruptos desplazamientos.
- A menor distancia epicentral, son más vulnerables. La mayoría de reportes de daños ha sido ante sismos de magnitud mayor a $M_w=6$. Las probabilidades de ocurrencia de daños son muy bajas en sismos con PGA hasta 0.15g.
- La duración del sismo puede ser un factor importante, ya que pueden inducirse daños por fatiga en la estructura o el suelo (roca). O puede intensificar las deformaciones de las secciones dañadas.
- Los portales son zonas vulnerables y su desempeño depende en gran medida de la estabilidad de los taludes.
- El desempeño de estructuras en roca mejora a profundidades mayores a 50 m. Además, las estructuras construidas en suelo han sufrido más daños que

aquellas construidas en roca competente. Estabilizar el terreno que rodea la estructura resulta más efectivo para reducir el daño, que hacerla más rígida.

- Las estructuras con revestimiento sin refuerzo han sido en general muy dañadas. Y estructuras con insuficiente refuerzo han tenido daños importantes.
- Las estructuras de sección rectangular, muy superficiales y en suelos blandos han sufrido los siguientes tipos de daño: falla de juntas de construcción longitudinales; desarrollo de grietas longitudinales y desprendimientos de concreto; desarrollo de rótulas plásticas en la parte superior e inferior de los muros. El incremento del empuje lateral se considera una de las causas más importantes de los daños.
- Las estructuras en proceso de construcción son altamente vulnerables.

Lo anterior muestra la importancia de adecuados procedimientos de análisis, diseño y reforzamiento sísmico. Pues muchas estructuras que fallaron habían sido diseñadas sin tales consideraciones. Así, en años recientes se ha incrementado el esfuerzo por llenar la falta de conocimiento del comportamiento sísmico de estructuras subterráneas. Y esta tesis tiene tal fin, dando especial atención a las estructuras de sección rectangular construidas en suelo.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

El objetivo de la tesis es analizar el comportamiento sísmico de estructuras subterráneas de sección rectangular, y conocer cómo es influenciado por factores como la rigidez de la estructura relativa al suelo, la intensidad del sismo y la geometría de la estructura.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Estudiar los aspectos relevantes en el modelamiento numérico del sistema del suelo y la estructura, considerando el suelo con comportamiento no lineal e inelástico y la estructura como lineal y elástica.
- Obtener la respuesta dinámica de la estructura subterránea en términos de deformaciones y momentos flectores, y verificar la validez de los métodos simplificados basados en las hipótesis de campo libre.

- Observar la respuesta sísmica en los escenarios de suelo uniforme granular y suelo estratificado representativo de Lima; al variar factores como los espesores en la estructura, la profundidad de la estructura y la intensidad del sismo.

1.4. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La presente tesis está organizada en cinco capítulos y en seguida se describe brevemente cada uno de ellos.

En el Capítulo I se hace una referencia preliminar al comportamiento sísmico de las estructuras subterráneas y su importancia a partir de casos históricos de estructuras dañadas. Asimismo, se dan a conocer los objetivos de la tesis.

El Capítulo II presenta los factores que tienen importancia en el comportamiento sísmico de las estructuras subterráneas, y describe los tipos de deformaciones que usualmente se presentan. También se comentan algunos de los métodos que son usados para el análisis sísmico de tales estructuras, que incluyen procedimientos analíticos, métodos numéricos y resultados de investigaciones anteriores.

El Capítulo III aborda los procesos numéricos presentes en el programa de cómputo FLAC 2D, el cual usa diferencias finitas para la solución de las ecuaciones de movimiento. Se muestra las particularidades de la malla que usa FLAC 2D y cómo trabaja las deformaciones en cada elemento, hasta resolver la ecuación de movimiento mediante el método de diferencia central. Se tratan las consideraciones que debe tenerse al hacer un modelo numérico en cuanto al intervalo de integración, dimensiones de los elementos, filtrado de frecuencias altas y condiciones de borde.

En el Capítulo IV se hace referencia al comportamiento del suelo ante cargas cíclicas, en que se observa degradación del módulo cortante y aumento del amortiguamiento histerético conforme se incrementan las deformaciones. Se muestra qué influencia tienen factores como el tipo de suelo, la presión de confinamiento o el índice de plasticidad. Además, se discute sobre los métodos usados para modelar dicho comportamiento, y se muestra las consideraciones usadas al modelar el suelo con FLAC 2D en esta tesis.

El Capítulo V presenta los casos que han sido analizados, en que se considera la validez de los métodos basados en las hipótesis de campo libre y se compara la respuesta sísmica del sistema del suelo y la estructura subterránea ante varios escenarios como son: suelo uniforme granular y suelo estratificado representativo de Lima, estructura con diversos espesores, estructura a profundidades de 5 y 25 m, sismos con diferente periodo de retorno, estructuras con geometrías variadas que incluye una representativa de una estación de metro y la posibilidad de presentar uniones articuladas debido al proceso constructivo. Además, se muestran los resultados del análisis tiempo-historia con siete sismos artificiales ajustados al espectro de la norma peruana E030.

Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones recogidas en el desarrollo de este trabajo.

CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. FILOSOFÍA DE DISEÑO

Se presenta brevemente la filosofía de diseño para estructuras subterráneas según Hashash et al. (2001) y Wang (1993).

Se consideran dos niveles de eventos sísmicos:

- **Sismo Máximo de Diseño (SMD).** Es un sismo con baja probabilidad de ocurrencia, ante el cual la prioridad es salvar vidas.
- **Sismo de Operativo de Diseño (SOD).** El objetivo es que luego del sismo, las instalaciones sigan funcionando con daños leves o de reparación económica.

Para cada nivel de diseño los autores citados recomiendan unas combinaciones de carga; éstas también pueden encontrarse en códigos de algunos países. Los requerimientos estructurales, para cada nivel, se deben considerar en términos de ductilidad, resistencia y flexibilidad.

2.2. CARACTERÍSTICAS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS

Los efectos de un sismo en estructuras subterráneas se pueden separar en dos grupos: (1) sacudimiento del terreno, se refiere a la deformación del terreno producida por propagación de las ondas sísmicas a través de la corteza terrestre, de modo que las estructuras subterráneas también son deformadas. (2) fallas del terreno, tales como la licuefacción, el desplazamiento de fallas, y los deslizamientos de tierra. Este tipo de fenómenos puede ocasionar daños catastróficos en estructuras subterráneas, aunque en algunos casos es posible la estabilización del suelo. En general, no es posible evitar el daño debido al desplazamiento de fallas, por ello no es recomendable construir estructuras subterráneas en presencia de fallas activas, pero si es ineludible su construcción, se debe inducir los daños a zonas flexibles que permitan reparaciones económicas (Wang, 1993).

El comportamiento de las estructuras subterráneas ante el sacudimiento del suelo es el objetivo principal de este trabajo. Los principales factores que influyen en la interacción dinámica entre el suelo y la estructura subterránea incluyen: (1) la forma, dimensiones, y profundidad de la estructura; (2) las propiedades del suelo

o roca circundante; (3) las propiedades de la estructura; y (4) la intensidad del movimiento sísmico (Hashash et al. 2001).

Esta tesis se enfoca en las estructuras subterráneas implantadas en suelo, ya que son más vulnerables que las que están confinadas por roca competente.

Las deformaciones que un sismo induce en las estructuras subterráneas pueden diferenciarse en tres tipos: deformaciones axiales, flexión longitudinal y deformaciones transversales.

2.2.1. Deformaciones Axiales y Flexión Longitudinal

Son generadas por las ondas sísmicas que se propagan paralelamente o en dirección inclinada al eje longitudinal de la estructura. Las ondas causan compresión y tensión alternadas, como se ve en la Figura 2-1, y generan curvaturas como muestra la Figura 2-2. Para este tipo de deformaciones, las consideraciones de diseño suelen hacerse en la dirección longitudinal.

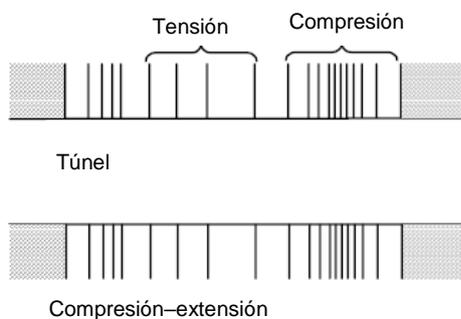


Figura 2-1. Deformaciones axiales en una estructura subterránea (Wang, 1993).

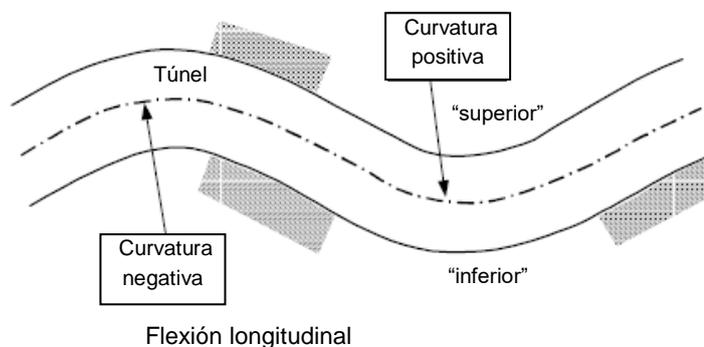


Figura 2-2. Deformaciones por flexión longitudinal (Wang, 1993).

2.2.2. Deformaciones Transversales

Se desarrollan con las componentes de onda se propagan en dirección perpendicular o casi perpendicular al eje de la estructura, lo que resulta en una distorsión de la forma de la sección transversal. En estructuras con sección circular se conocen como deformaciones por ovalización, y se esquematizan en la Figura 2-3. En estructuras de sección rectangular las deformaciones transversales pueden ser por racking y por volteo, pero los mayores efectos se atribuyen al racking, ambas se esquematizan en la Figura 2-4.

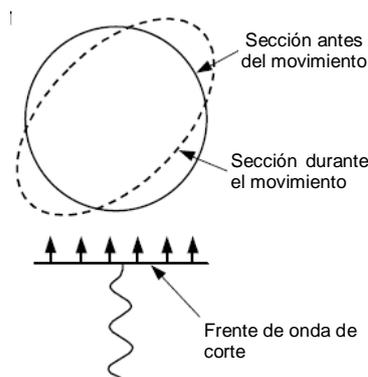


Figura 2-3. Deformaciones transversales en estructura subterránea circular (Wang, 1993).

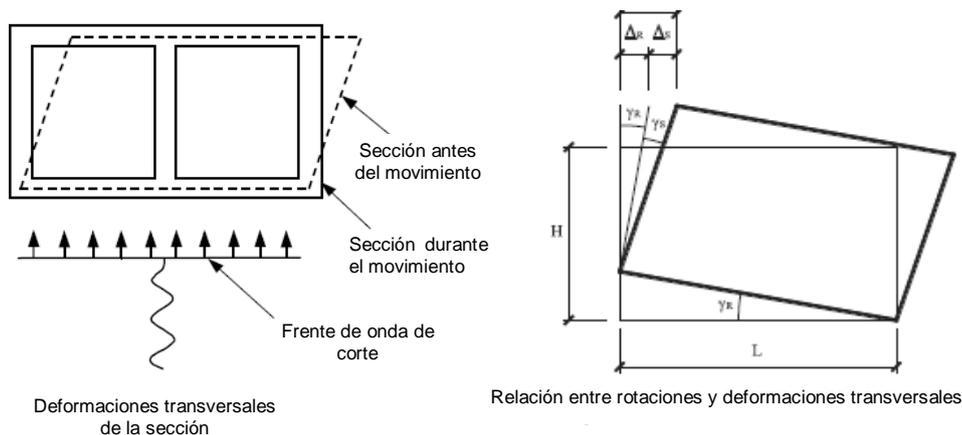


Figura 2-4. Deformaciones transversales en una estructura subterránea rectangular.

2.3. MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

Diversos métodos de análisis han sido desarrollados, desde soluciones analíticas, basadas en la teoría de propagación de ondas, hasta rigurosos desarrollos de

elementos finitos para resolver el problema no lineal e inelástico considerando la interacción entre el suelo y la estructura

2.3.1. Soluciones Analíticas

Estos métodos se basan en la teoría de propagación de ondas y suponen el suelo como un medio lineal y elástico, homogéneo e isotrópico. Se les puede dividir en dos grupos: los que usan el enfoque de campo libre, y los que consideran la interacción entre el suelo y la estructura. En esta sección se tratarán los aspectos principales de estos métodos; más información puede encontrarse en Wang (1993) y Hashash et al. (2001).

2.3.1.1. Enfoque de Campo Libre

Las condiciones de campo libre se refieren a obtener la respuesta sísmica del suelo en ausencia de la estructura. Posteriormente se supone que la presencia de la estructura no afecta el movimiento del suelo, y por consiguiente las deformaciones en la estructura serán las que corresponden a las de campo libre.

Deformaciones Longitudinales

El análisis sísmico de estructuras subterráneas tiene antecedentes en los trabajos de Newmark (1968) y Kuesel (1969), que fueron desarrollados en el contexto del diseño del Sistema de Tránsito Rápido de la Bahía de San Francisco. Ambos se basan en la teoría de propagación de ondas armónicas para estimar las deformaciones de campo libre inducidas en el terreno por un sismo. Las deformaciones se calculan en la dirección del eje longitudinal de la estructura considerando un ángulo de incidencia de las ondas (Figura 2-5). Las deformaciones más críticas son aplicadas a la estructura suponiéndola una viga elástica.

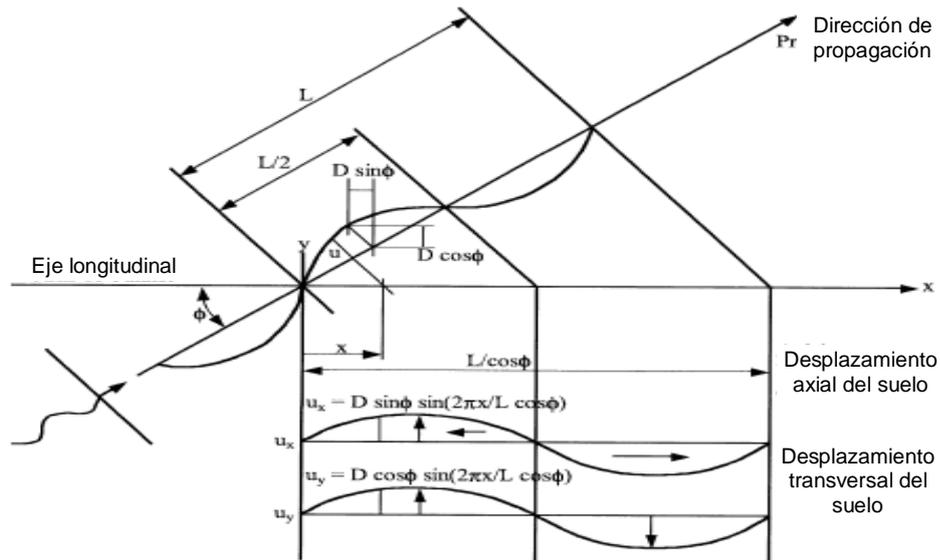


Figura 2-5. Ondas armónicas simples y esquema del eje de la estructura (Wang, 1993).

Posteriormente St. John y Zahrah (1987) usan el enfoque de Newmark para desarrollar expresiones para las deformaciones axiales y por curvatura en la estructura debidas a las ondas de corte, compresionales y de Rayleigh.

A partir de los resultados obtenidos se considera que, en condiciones comunes, los efectos longitudinales no son una preocupación (Wang, 1993).

Deformaciones Transversales

Las distorsiones que sufren las secciones transversales de estructuras subterráneas se estiman aplicando las deformaciones cortantes de campo libre en la ubicación de la estructura y teniendo en cuenta la geometría de la sección transversal.

Para estructuras con sección circular las deformaciones se expresan como la razón entre la variación del diámetro y el diámetro inicial. Resultan dos escenarios de la posibilidad de considerar la sección perforada o no, como lo muestra la Figura 2-6.

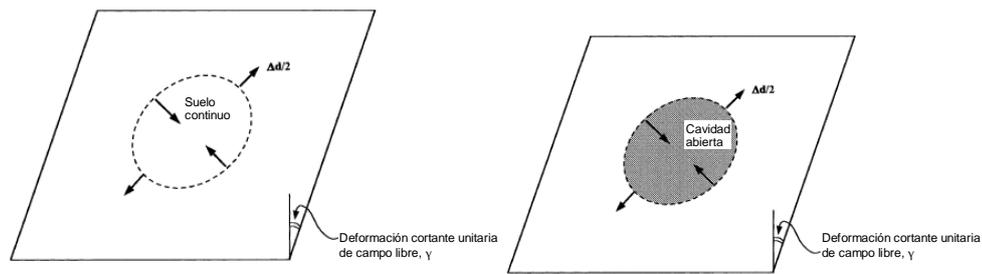


Figura 2-6. Deformaciones cortantes de campo libre en la sección perforada y no perforada del suelo (Hashash et al. 2001).

La distorsión del diámetro considerando la sección llena viene dada por la Ec.(2-1), y la distorsión resultante en la sección perforada viene dada por la Ec.(2-2), donde ν_m es la relación de Poisson del medio. La sección perforada puede resultar en deformaciones de dos a tres veces las correspondientes a la sección llena, consecuencia de la descompensación de rigidez. Este caso se considera un límite superior de las deformaciones y representa las estructuras que son muy flexibles en comparación con el medio. En cambio, la sección llena representa las estructuras con rigidez similar al medio.

$$\frac{\Delta d_{llena}}{d} = \pm \frac{\gamma_{m\acute{a}x}}{2} \quad (2-1)$$

$$\frac{\Delta d_{perforada}}{d} = \pm 2\gamma_{m\acute{a}x} (1 - \nu_m) \quad (2-2)$$

Las deformaciones cortantes de campo libre pueden obtenerse según la teoría de propagación de ondas en un medio elástico, pero también se pueden usar programas de cómputo de amplificación sísmica unidimensionales como Deepsoil o Shake. Esto resulta especialmente útil para estructuras con sección rectangular, en que puede usarse el perfil de deformaciones de campo libre del suelo para estimar la máxima distorsión entre el techo y el fondo de la estructura, como se muestra en la Figura 2-7. Para secciones rectangulares no hay disponible un método que permita estimar directamente las deformaciones en la sección perforada.

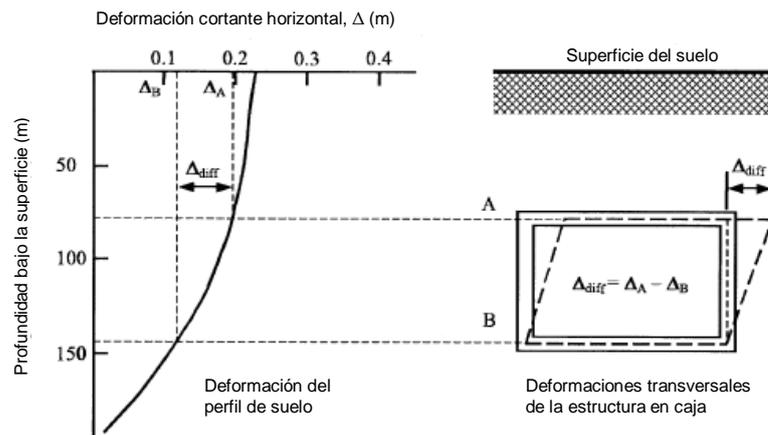


Figura 2-7. Deformaciones de campo libre impuestas a una estructura rectangular (Hashash et al. 2001).

Las deformaciones obtenidas se aplican a la estructura y así pueden obtenerse momentos flectores, fuerzas axiales y cortantes.

2.3.1.2. Enfoque de Interacción entre Suelo y Estructura

La presencia de la estructura subterránea modifica las deformaciones de campo libre, y esto toma más importancia cuando las diferencias de rigidez entre el suelo y la estructura son significativas.

Deformaciones Longitudinales

En este caso se considera la estructura como una viga sobre una fundación elástica y se obtiene su rigidez axial y flexional. La rigidez del suelo se representa con coeficientes de balasto longitudinal y transversal. La rigidez del suelo y la estructura se usan para obtener las deformaciones del sistema ante la propagación de ondas sinusoidales.

Deformaciones Transversales

En el caso de estructuras con sección circular los desarrollos se basan en métodos de análisis en condiciones estáticas debido a cargas externas (presión de suelo sobre la estructura) y excavaciones. Así, Peck et al. (1972) se basan en los trabajos de Burns y Richard (1964) y Hoeg (1968) proponiendo soluciones analíticas para el empuje, momentos flectores, fuerzas cortantes y desplazamiento ante las cargas sísmicas. Para ello, reemplazaron la carga externa de presión de suelo por el esfuerzo cortante de campo libre, y el coeficiente de presión lateral de suelo por -1 para simular la condición de corte simple. Las rigideces transversales

de la estructura relativa al suelo se tienen en cuenta como coeficientes de compresibilidad (C) y de flexibilidad (F), las cuales representan la rigidez anular y a la flexión de la sección. El coeficiente de flexibilidad resulta ser de mayor importancia debido al tipo de cargas. Además, las soluciones consideran condiciones de completo o ningún deslizamiento en la interface del suelo y la estructura.

Estas soluciones permiten obtener la relación entre la razón de la distorsión de la sección considerando interacción del suelo y la estructura entre la distorsión de campo libre, con el coeficiente de flexibilidad (Wang, 1993). La Figura 2-8 muestra la gráfica de esta relación. En general, se concluye lo siguiente:

$F < 1$: La estructura es más rígida que el medio, por lo tanto, se deforma menos que el campo libre.

$F = 1$: La estructura y el medio tienen rigideces muy similares. La estructura compensa el suelo de la perforación y el movimiento es aproximadamente el de campo libre.

$F > 1$: La estructura no compensa el suelo de la perforación, y el sistema tiene menos rigidez. Las deformaciones se amplifican y son mayores que las de campo libre.

$F \rightarrow \infty$: La estructura no tiene rigidez. El movimiento tiende al movimiento del suelo sólo con la cavidad.

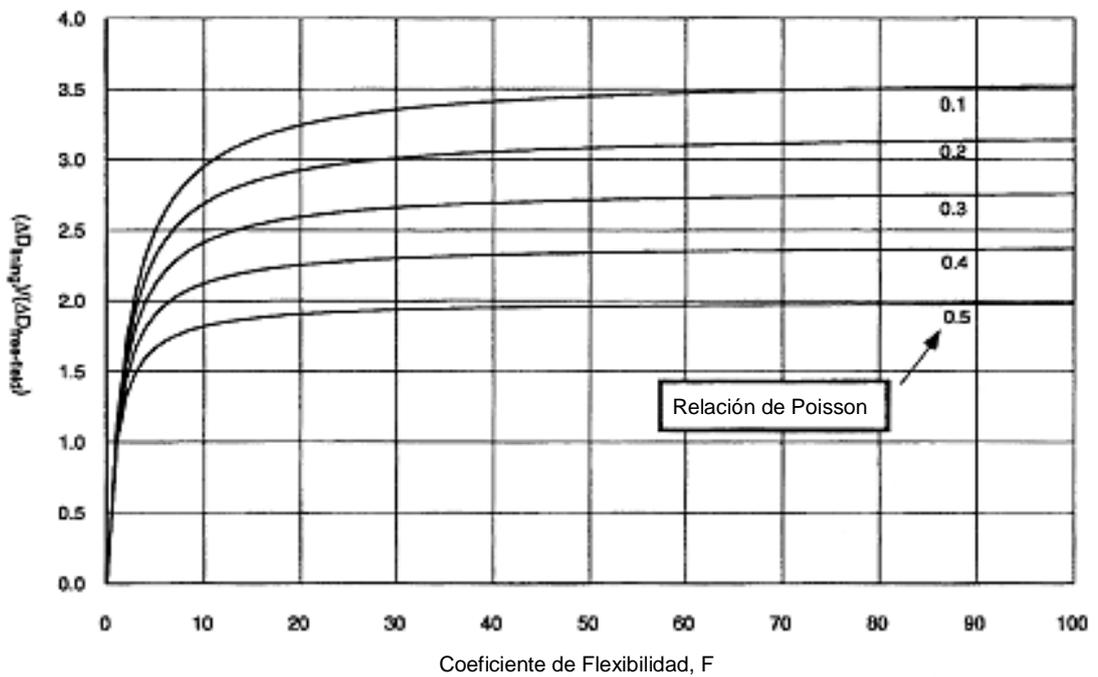
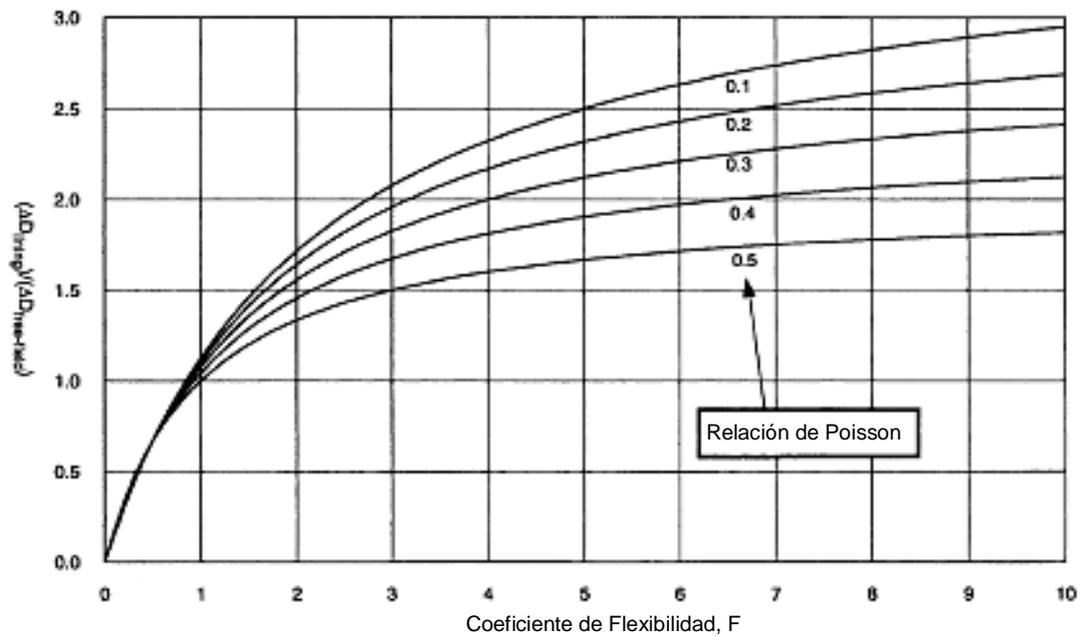


Figura 2-8. Distorsión normalizada vs. coeficiente de flexibilidad, interface con completo deslizamiento en secciones circulares (Wang, 1993).

Penzien y Wu (1998) y Penzien (2000) proponen un método que da resultados similares para secciones circulares en condiciones de completo desplazamiento en la interfase, pero difieren en condiciones de no deslizamiento (Hashash et al, 2001).

En estructuras subterráneas con sección rectangular es más difícil obtener soluciones analíticas que consideren la interacción entre suelo y estructura. Uno de los métodos con más aceptación fue propuesto por Wang (1993) a partir los resultados de 25 análisis dinámicos con elementos finitos, suponiendo el suelo como elástico y haciendo analogía con las soluciones analíticas para secciones circulares.

Según el trabajo de Wang, la rigidez de la estructura relativa al suelo es el factor más importante. Wang propone el coeficiente de flexibilidad como la relación entre la rigidez lateral de la estructura y la rigidez de la masa de suelo a la que reemplaza (Figura 2-9). Así, el coeficiente de flexibilidad viene dado por la EC.(2-3):

$$F = \frac{5G_m L}{6K_L H} \quad (2-3)$$

Donde G_m es el módulo cortante del suelo, H, L y K_L son en la altura, el ancho y la rigidez lateral de la estructura.

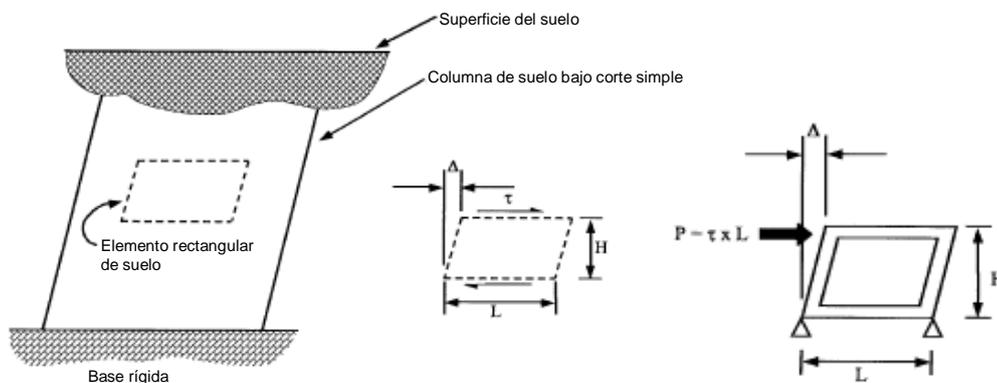


Figura 2-9. Rigidez relativa entre el suelo y un marco rectangular (Wang, 1993).

Para comparar los resultados con los correspondientes para secciones transversales, Wang propone un factor de distorsión (coeficiente R) como el cociente entre el máximo desplazamiento del techo respecto al fondo, entre el desplazamiento relativo correspondiente a tales posiciones en condición de campo libre. Sus resultados muestran buena correspondencia con los obtenidos para secciones circulares, y que estos pueden usarse como límite superior de las deformaciones en secciones rectangulares (Figura 2-10).

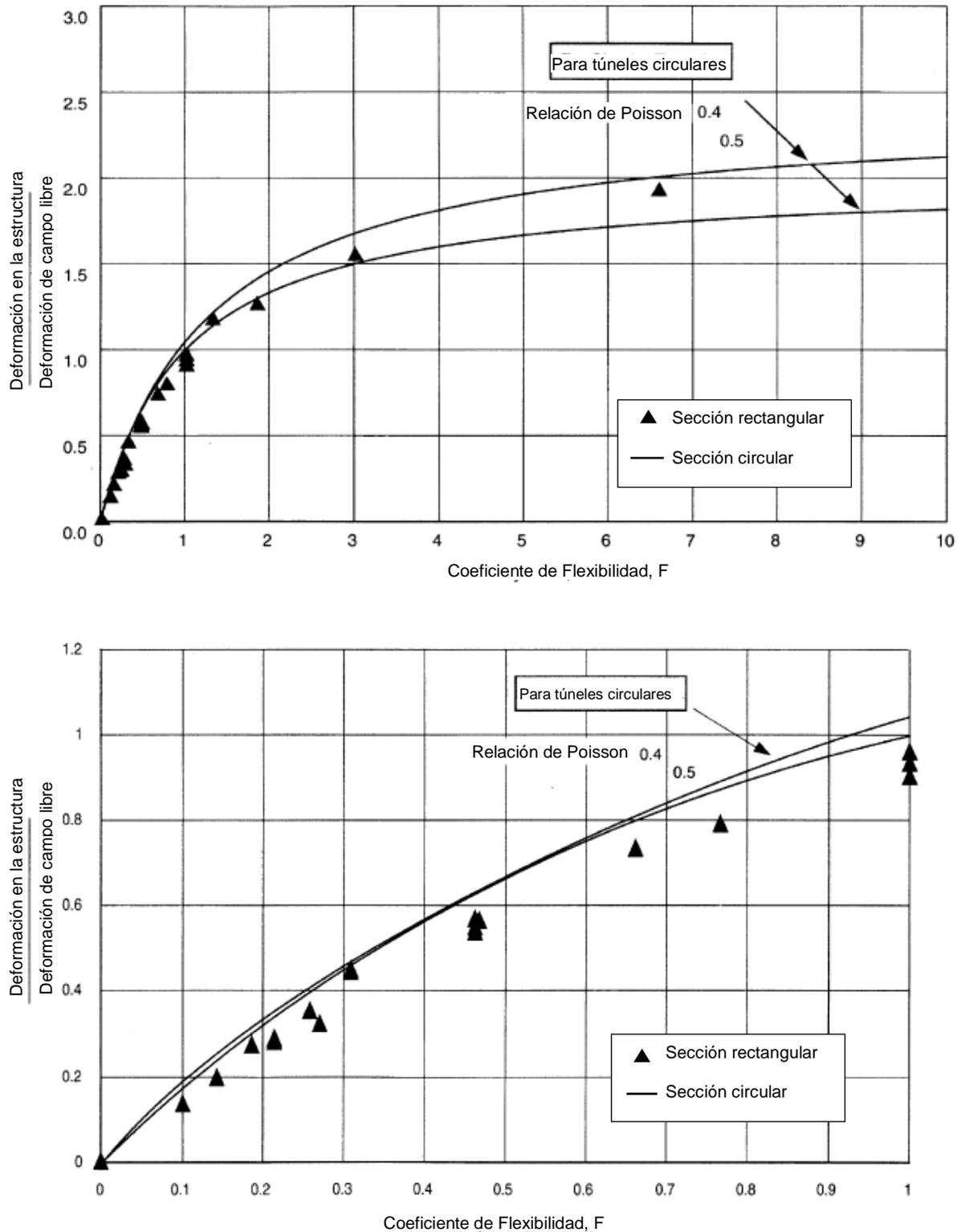


Figura 2-10. Comparación de distorsiones normalizadas de estructuras con secciones rectangulares y circulares (Wang, 1993).

El método simplificado de Wang consiste en estimar el coeficiente de distorsión a partir del coeficiente de flexibilidad, interpolando entre sus resultados. Luego, para

estructuras profundas se aplica el desplazamiento relativo (Figura 2-11a). En estructuras superficiales debe aplicarse adicionalmente una carga triangular que simula el efecto del empuje del suelo (Figura 2-11b).

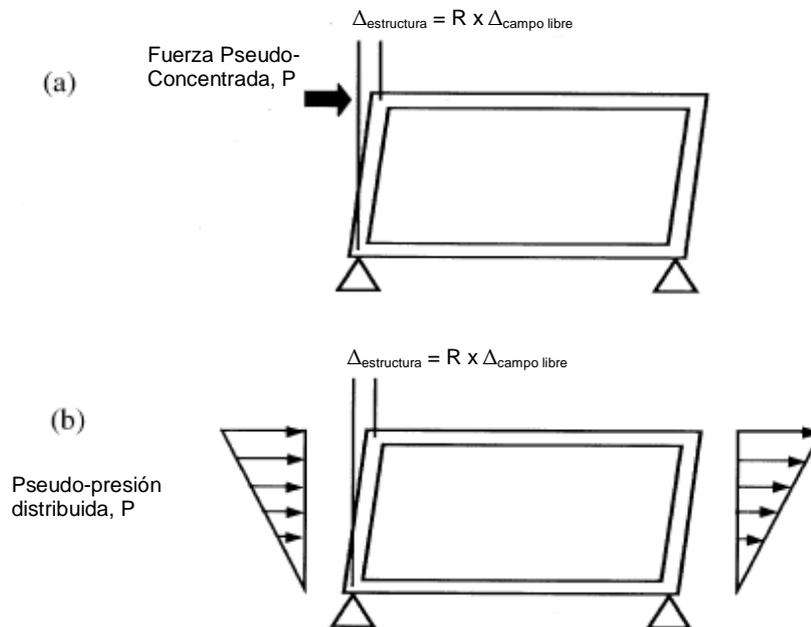


Figura 2-11. Modelo de análisis de marco simplificado (Wang, 1993). (a) pseudo fuerza concentrada para estructuras profundas; (b) pseudo presión distribuida triangularmente para estructuras superficiales.

Penzien (2000) propone un método similar al de Wang. Usando una teoría elástica aproximada, obtiene una fórmula para el coeficiente de distorsión (Ec.(2-4)). Los resultados de Penzien tienen buena correspondencia con los del análisis numérico de Wang (Figura 2-12).

$$R = \left[\frac{4(1 - \nu_m)}{1 + \alpha_m} \right]$$

$$\alpha_m = (3 - 4\nu_m) / F = 0.0322 \quad (2-4)$$

$$R = \left[\frac{4(1 - \nu_m)}{1 + \alpha_m} \right] = 2.91$$

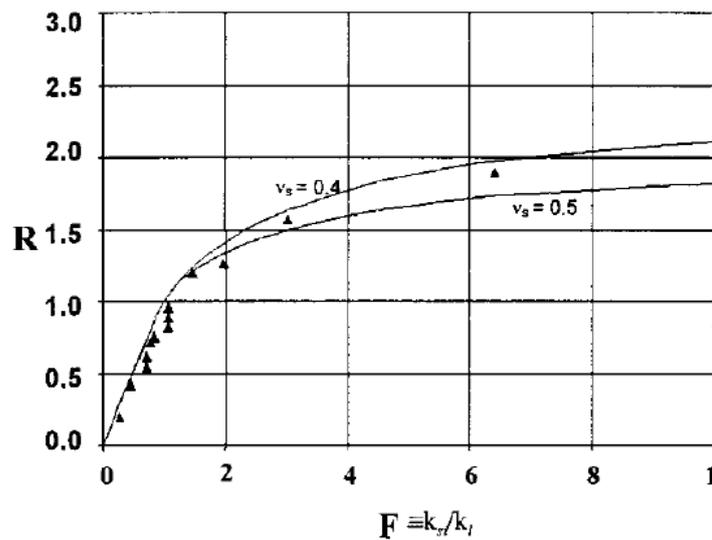


Figura 2-12. Comparación entre los resultados analíticos de Penzien (2000) y los numéricos de Wang (1993).

Bobet et al. (2008) y Huo et al. (2006), plantean métodos que permiten considerar la fricción en la interface del suelo y la estructura. Y obtienen que al no tener en cuenta la fricción las deformaciones pueden subestimarse hasta en 10%.

Algunas de las limitaciones de estos métodos es que no muestran realmente la distribución de los momentos flectores en la estructura; y al suponer el suelo elástico no tienen en cuenta cómo cambian las propiedades del suelo con el sismo. Estas limitaciones toman mayor importancia en sismos de mediana a gran intensidad, y en suelos heterogéneos. En el Capítulo V se discute más a fondo el tema.

2.3.2. Métodos Numéricos para la Solución de las Ecuaciones Diferenciales

Las limitaciones de los métodos analíticos simplificados pueden superarse usando métodos numéricos como elementos finitos o diferencias finitas. Estos resultan más necesarios cuando se tienen secciones no circulares y suelos heterogéneos. Los métodos numéricos para análisis sísmicos de estructuras subterráneas pueden emplearse a través de análisis pseudo-estáticos o con análisis dinámicos.

2.3.2.1. Análisis Pseudo Estáticos

Los análisis pseudoestáticos consisten en aplicar a un modelo numérico acciones estáticas (fuerzas, esfuerzos o desplazamientos) equivalentes a las acciones

sísmicas de campo libre, y obtener la solución por medio de un análisis de equilibrio estático.

Los modelos numéricos más simples consideran la rigidez del suelo con resortes longitudinales, transversales y/o verticales. Un ejemplo de este tipo de modelos se da en la Figura 2-13. Estos modelos son particularmente útiles para analizar los efectos en la dirección longitudinal de la estructura (flexión longitudinal y deformaciones axiales), pues requieren menor esfuerzo de cómputo que los modelos tridimensionales de elementos finitos.

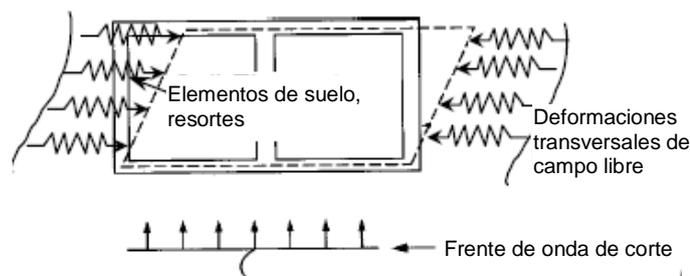


Figura 2-13. Análisis pseudo estático para estructuras rectangulares, representando en suelo con resortes (Hashash et al. 2001).

Los modelos de elementos finitos discretizan el suelo y la estructura (Figura 2-14). Así, es posible considerar un suelo heterogéneo y secciones no circulares. Las acciones sísmicas de campo libre pueden aplicarse por medio de esfuerzos cortantes equivalentes en los bordes del modelo (Wang, 1993).

Los análisis pseudo-estáticos resultan inadecuados ante sismos muy fuertes, pues el comportamiento del suelo se torna altamente no lineal e inelástico.

2.3.2.2. Análisis Dinámicos

El efecto sobre el suelo y la estructura de la naturaleza cíclica de las acciones sísmicas puede tenerse en cuenta por medio de análisis dinámicos con elementos finitos. Este tipo de análisis permite tener en cuenta la degradación del módulo cortante y el incremento de amortiguamiento histerético que experimenta el suelo cuando las deformaciones se incrementan.

Por otro lado, al resolver el problema de propagación de ondas en un medio infinito, con un modelo finito, las ondas incidentes sobre los bordes del modelo pueden reflejarse hacia el modelo y perturbar la respuesta. Así, es necesario el

uso de condiciones de borde especiales que simulen el fenómeno de radiación de las ondas (Lysmer y Kuhlemeyer, 1969).

Detalles adicionales sobre el comportamiento histerético del suelo y los aspectos relevantes de su modelamiento se tratan en los capítulos III y IV.

La Figura 2-14 presenta algunos modelos con elementos finitos. Algunas investigaciones precedentes en las que se hicieron análisis dinámicos en estructuras subterráneas son:

Tsinidis et al. (2013) presentan resultados experimentales del modelo físico de un túnel rectangular. Los resultados se comparan con los de un modelo numérico y con soluciones analíticas. El modelo numérico usado dio buenos resultados, mientras que las soluciones analíticas sobreestiman la respuesta.

Gomes (2014) presenta los resultados experimentales del modelo físico de un túnel circular. Realizó un modelo numérico empleando un modelo elastoplástico para el suelo. Sin embargo, los resultados tuvieron fuertes discordancias. Una posible causa de esto se atribuye a la incertidumbre en las propiedades de los materiales, con lo que recomienda hacer análisis de sensibilidad.

Abdal-Motaal et al. (2013) también implementan modelos de plasticidad para el suelo en el modelo numérico de una estructura subterránea de sección circular. Investigan el efecto de la profundidad de la estructura, diámetro y espesor del recubrimiento en la respuesta sísmica. Obtienen que un mayor espesor causa el aumento de las fuerzas, sobre todo de los momentos, pero reduce las deformaciones. Ante ello sugiere no tomar como primera medida aumentar el espesor, sino mejorar el refuerzo de éste, para conseguir resistencia y ductilidad adecuadas.

Kontoe et al. (2010) realizan una validación numérica de las soluciones analíticas para la respuesta sísmica de estructuras de sección circular.

Hatzigeorgiou y Beskos (2010) estudian los efectos de la interacción entre el suelo y la estructura en un modelo tridimensional, considerando el comportamiento inelástico del suelo y la estructura.

Kouretzis et al. (2013) estudian los efectos de las ondas P y S en la interfase suelo-estructura, para determinar los posibles deslizamientos entre ellos. Según

Wang (1993), las ondas S son más críticas, pero este estudio muestra que también pueden ser importantes los efectos de las ondas P.

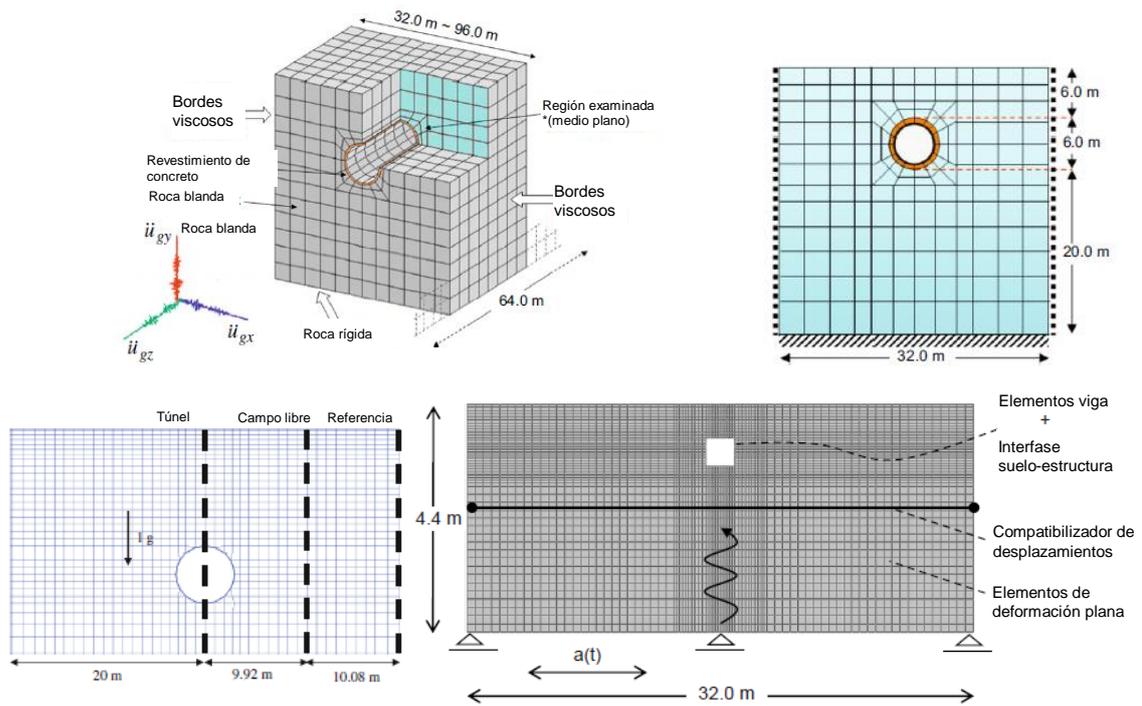


Figura 2-14. Modelos numéricos que consideran la interacción entre suelo y estructura en Hatzigeorgiou (2010), Gomes (2014), y Tsinidis et al. (2013).

CAPÍTULO III: PROCESOS NUMÉRICOS

3.1. NATURALEZA APROXIMADA DEL MÉTODO

Para el desarrollo de la presente tesis se ha usado el programa FLAC, el cual usa un método explícito de diferencias finitas para resolver problemas estáticos y dinámicos.

El método de diferencias finitas, que quizás es la más antigua técnica numérica para resolver ecuaciones diferenciales, consiste en dividir el dominio en un conjunto discreto de puntos, en los cuales se reemplaza todas las derivadas por expresiones algebraicas de las variables involucradas (desplazamientos, velocidades, esfuerzos, tiempo, etc). Se realizan sucesivos pasos en pequeños intervalos de integración para llegar a la solución y la precisión de ésta depende de parámetros que se explican más adelante en este capítulo.

El método de los elementos finitos también produce un conjunto de ecuaciones algebraicas, y en muchos casos se puede demostrar que las ecuaciones que resultan de ambos métodos son, en esencia, las mismas.

Muchos consideran que las diferencias finitas están limitadas a mallas rectangulares. Sin embargo, Wilkins (1964) desarrolló el método de volúmenes finitos, el cual permite usar diferencias finitas en mallas irregulares y con elementos que pueden tener propiedades diferentes. FLAC usa este método y así supera las limitaciones de las mallas rectangulares.

3.2. PROCESO DE SOLUCIÓN DINÁMICA EXPLÍCITA

La formulación de FLAC incluye las ecuaciones dinámicas de movimiento tanto para problemas dinámicos como estáticos. El objetivo de esto es asegurar la estabilidad numérica cuando los sistemas modelados puedan ser físicamente inestables, lo cual siempre es una posibilidad con materiales no lineales. En los modelos reales, una parte de la energía de deformación se convierte en energía cinética y se disipa por radiación. Este proceso es modelado directamente en FLAC al incluir términos inerciales; así, se genera y se disipa energía cinética. Sin embargo, los resultados que son consecuencia de inestabilidades físicas deben interpretarse cuidadosamente.

Un esquema del proceso de solución en FLAC se muestra en la Figura 3-1. El proceso inicia obteniendo nuevas velocidades y desplazamientos a partir de esfuerzos y fuerzas. Luego, a partir de las velocidades se obtienen velocidades de deformación, y a partir de éstas se calculan nuevos esfuerzos. Este ciclo de cálculos se realiza en cada paso de tiempo. Al usar un método explícito, en cada paso de tiempo los cálculos se realizan a partir de los valores de las variables conocidos del paso anterior. El paso de tiempo debe ser suficientemente pequeño para garantizar la estabilidad numérica, de manera que la velocidad de cálculo sea mayor que la velocidad de propagación física de las perturbaciones.

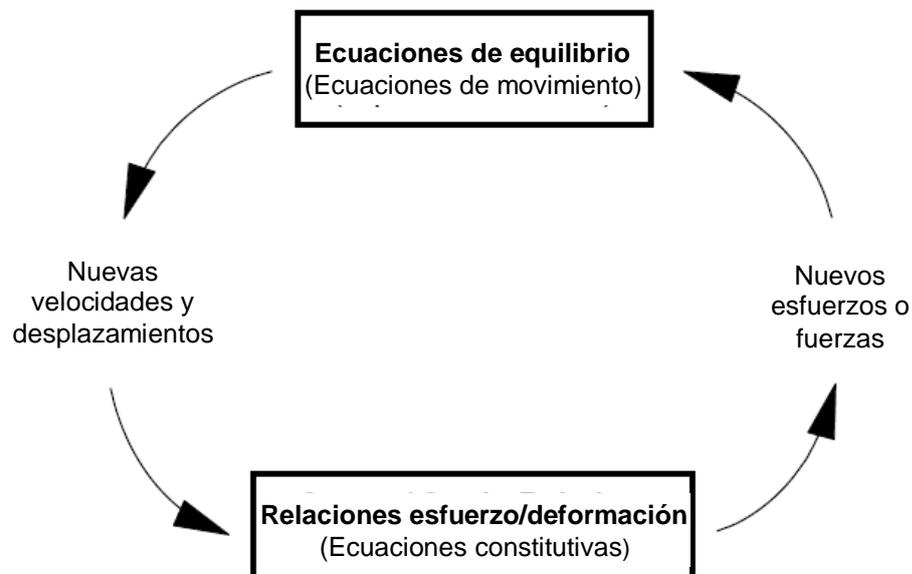


Figura 3-1. Esquema de un ciclo de cálculo explícito (ITASCA, 2011).

Muchos programas de elementos finitos usan métodos implícitos en su proceso de solución, los cuales presentan ventajas y desventajas respecto de los métodos explícitos. En la tabla se comparan los métodos explícitos e implícitos. De ello, puede decirse que FLAC resulta adecuado para modelar sistemas que presenten no linealidades, grandes deformaciones y/o inestabilidades físicas. Sin embargo, resulta menos eficiente al modelar problemas lineales con pequeñas deformaciones.

Tabla 3-1. Comparación entre métodos de solución explícitos e implícitos. (Adaptado de ITASCA, 2011)

Métodos Explícitos	Métodos Implícitos
El paso de tiempo debe ser menor que un valor crítico para que el proceso sea estable.	El proceso es incondicionalmente estable. Se pueden tener grandes pasos de tiempo.
Pequeño esfuerzo de cómputo por paso. Pero muchos pasos.	Gran esfuerzo de cómputo por paso. Menor cantidad de pasos.
El amortiguamiento numérico introducido para la solución dinámica es poco significativo	Amortiguamiento numérico dependiente del paso de tiempo.
No requiere iteraciones para seguir leyes constitutivas no lineales.	Se requiere un proceso iterativo para seguir leyes constitutivas no lineales.
Con un adecuado paso de tiempo, las leyes no lineales se siguen de manera físicamente válida.	Requiere verificar estabilidad y que las trayectorias de deformación sean físicamente válidas.
Nunca se forman matrices. Menores requerimientos de memoria.	Se almacenan matrices de rigidez. Mayores requerimientos de memoria.
Al no formar matrices, grandes deformaciones pueden seguirse sin mayor esfuerzo de cómputo.	Esfuerzo de cómputo adicional para seguir grandes deformaciones.

FLAC tiene una formulación Lagrangiana actualizada, lo que significa que la malla se mueve y deforma con el material que representa. Es posible cuando se activa el modo de grandes deformaciones, en que los incrementos de desplazamiento se suman a las coordenadas de los nudos de la malla en cada paso. La formulación constitutiva es de pequeñas deformaciones en cada paso de tiempo, pero en muchos pasos resulta equivalente a una formulación de grandes deformaciones.

Para problemas de análisis de plasticidad, FLAC tiene una formulación que le permite usar cualquier modelo constitutivo sin ajustar el algoritmo de solución.

3.3. ECUACIONES DE CAMPO

En esta sección se revisan brevemente las ecuaciones de movimiento y las relaciones constitutivas que están presentes en un cuerpo sólido deformable.

3.3.1. Ecuación de Movimiento

La forma más simple de la ecuación de movimiento relaciona la aceleración de una masa con las fuerzas que son aplicadas sobre esta. Tales fuerzas pueden ser

de naturaleza muy diversa, como debidas a la gravedad, rigidez O amortiguamiento. En un cuerpo sólido continuo, la ecuación de movimiento se generaliza por:

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial t} + \rho g_i \quad (3-1)$$

Donde:

ρ : Densidad

t : Tiempo

x_i : Componentes de un vector de coordenadas

g_i : Componentes de la aceleración de la gravedad

σ_{ij} : Componentes del tensor de esfuerzos

En esta ecuación y en el resto del capítulo, el subíndice i , denota componentes en un sistema de coordenadas cartesianas y la suma se indica con subíndices repetidos en término.

La Ec. (3-1) también expresa la condición de equilibrio estático cuando la aceleración tiende a cero y FLAC usa esta propiedad para resolver problemas estáticos.

3.3.2. Relaciones Constitutivas

Las relaciones constitutivas se aplican a sólidos deformables, y son ecuaciones que relacionas esfuerzos y deformaciones. Se les conoce como leyes o modelos constitutivos y los hay en gran variedad. Aquí se les refiere de forma general y se muestra el caso para el modelo lineal elástico.

Como indica el esquema de la Figura 3-1, las relaciones constitutivas se usan para obtener nuevos esfuerzos y un paso previo es obtener velocidades de deformación a partir de los gradientes de velocidad según la Ec. (3-2).

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \quad (3-2)$$

Donde

$\dot{\epsilon}_{ij}$: Componentes de la tasa de deformación unitaria

\dot{u}_i : Componentes de velocidad

Las relaciones constitutivas son de la forma:

$$\sigma_{ij} := M(\sigma_{ij}, \dot{e}_{ij}, \kappa) \quad (3-3)$$

Donde

$M()$: Forma del funcional del modelo constitutivo

κ : Parámetro de historia que puede o no estar presente según el modelo constitutivo

$:=$: Significa “reemplazado por”

La Ec. (3-3) expresa que el tensor de esfuerzos es actualizado a partir del tensor de esfuerzos y las velocidades de deformación conocidas. En el caso más simple del modelo constitutivo lineal elástico se tiene la siguiente expresión:

$$\sigma_{ij} := \sigma_{ij} + \left[\delta_{ij} \left(K - \frac{2}{3}G \right) \dot{e}_{kk} + 2G\dot{e}_{ij} \right] \Delta t \quad (3-4)$$

Donde

δ_{ij} : Delta de Kronecker

Δt : Paso de tiempo

G, K : Módulos de corte y compresibilidad, respectivamente.

Dado que pueden presentarse rotaciones en los elementos durante un paso de tiempo, cuando está activo el modo de grandes deformaciones, FLAC considera la contribución de tales rotaciones en el tensor de esfuerzos. Así, las rotaciones vienen dadas por:

$$\omega_{ik} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} - \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \quad (3-5)$$

Y su contribución en el tensor de esfuerzos es:

$$\sigma_{ij} := \sigma_{ij} + [\omega_{ik}\sigma_{kj} - \sigma_{ik}\omega_{kj}] \Delta t \quad (3-6)$$

El ajuste de la Ec.(3-6) se aplica antes de usar las relaciones constitutivas dadas por la Ec.(3-3).

3.4. FORMULACIÓN NUMÉRICA

Esta sección presenta la formulación numérica de FLAC, la cual le permite resolver las ecuaciones de campo usando diferencias finitas, incluso para mallas de geometría irregular, con grandes deformaciones y diferente amortiguamiento.

3.4.1. La Malla

La malla del modelo consiste en elementos cuadriláteros, y FLAC internamente subdivide cada elemento en dos pares superpuestos de elementos triangulares de deformación constante. Esto se representa en la Figura 3-2, en que se designa como a, b, c y d a los cuatro triángulos que se originan de la subdivisión.

Las componentes de los esfuerzos desviadores (σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{zz} y σ_{xy}) son guardadas independientemente para cada triángulo, de modo que se almacenan dieciséis componentes de esfuerzo para cada cuadrilátero. Las fuerzas nodales resultantes se toman como el promedio de las correspondientes a los cuadriláteros superpuestos (Figura 3-3b). En caso de que uno de los pares de triángulos resulte muy distorsionado, sólo se consideran las fuerzas nodales del otro par. En el caso que ambos pares de triángulos estén muy distorsionados, FLAC emite un mensaje de error (“bad geometry”).



Figura 3-2. Elementos cuadriláteros superpuestos usados en FLAC. (ITASCA, 2011)

3.4.2. Ecuaciones de Diferencias Finitas

Las ecuaciones para un elemento triangular se derivan del teorema de la divergencia de Gauss:

$$\iint_A \frac{\partial f}{\partial x_i} dA = \oint_S n_i f ds \quad (3-7)$$

Donde

f : Función escalar, vectorial o tensorial

n_i : Vector normal unitario

De esta manera se pasa de integrar en el área del elemento a integrar en sus bordes.

Definiendo el valor promedio del gradiente de f sobre el área A como:

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \iint_A \frac{\partial f}{\partial x_i} dA \quad (3-8)$$

Sustituyendo la Ec. (3-7) en la Ec. (3-8):

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \oint_S n_i f ds \quad (3-9)$$

La Figura 3-3 permite ver que para un subelemento triangular, si se ejecuta la integral de borde tomando el valor medio de la función en cada lado, la forma en diferencias finitas de la Ec. (3-9) viene dada por:

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \sum_s \langle f \rangle n_i \Delta s \quad (3-10)$$

Donde

$\langle f \rangle$: Valor medio de la función sobre uno de los lados del triángulo

Δs : Longitud de un lado del triángulo

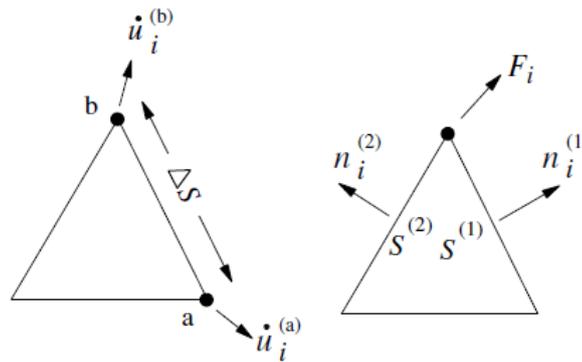


Figura 3-3. (a) Vectores de velocidad en un elemento triangular, (b) Vector de fuerza nodal y vectores unitarios normales. (ITASCA, 2011)

3.4.2.1. Velocidades de Deformación y Deformaciones Unitarias

Usando la Ec. (3-10) puede obtenerse los gradientes de velocidades, en cada subzona triangular, en términos de las velocidades nodales. Así, sean (a) y (b) dos nudos consecutivos en el triángulo, y considerando que el valor medio del vector velocidad en un lado es igual al promedio de los vectores de velocidad nodales correspondientes (Figura 3-3a), se obtiene la expresión:

$$\left\langle \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} \right\rangle \cong \frac{1}{2A} \sum_s (\dot{u}_i^{(a)} + \dot{u}_i^{(b)}) n_j \Delta s \quad (3-11)$$

Luego usando la Ec. (3-2) se obtienen las velocidades de deformación en función de las velocidades nodales. Las velocidades de deformación son constantes en cada subzona triangular, y para la zona cuadrilátera se considera las velocidades de deformación iguales al promedio de los correspondientes valores en las cuatro subzonas triangulares.

Para obtener las deformaciones unitarias se procede de forma análoga, reemplazando las velocidades nodales por desplazamientos nodales.

3.4.2.2. Discretización Mixta

Se refiere así al proceso de considerar diferentes discretizaciones para las partes isotrópica y desviadora de los tensores de esfuerzo y deformación unitaria. Las partes isotrópicas de tales tensores se toman constantes en todo el elemento cuadrilátero, mientras las componentes desviadoras se tratan por separado para cada subelemento triangular. El fin de esto es evitar cierto tipo de errores numéricos, en los cuales, algunas combinaciones de desplazamientos nodales

resultan en deformaciones unitarias igual a cero (deformaciones de “reloj de arena”).

Sean a y b los triángulos de la Figura 3-2. Las siguientes expresiones muestran que la deformación volumétrica unitaria es promediada sobre cada par de triángulos, mientras las deformaciones unitarias desviadoras no se alteran. El subíndice m denota “media” y el subíndice d denota “desviador”.

$$\dot{\epsilon}_m = \frac{\dot{\epsilon}_{11}^a + \dot{\epsilon}_{22}^a + \dot{\epsilon}_{11}^b + \dot{\epsilon}_{22}^b}{2} \quad (3-12)$$

$$\begin{aligned} \dot{\epsilon}_d^a &= \dot{\epsilon}_{11}^a - \dot{\epsilon}_{22}^a \\ \dot{\epsilon}_d^b &= \dot{\epsilon}_{11}^b - \dot{\epsilon}_{22}^b \end{aligned} \quad (3-13)$$

Además, las velocidades de deformación en los triángulos a y b , se ajustan de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \dot{\epsilon}_{11}^a &= \frac{\dot{\epsilon}_m + \dot{\epsilon}_d^a}{2} \\ \dot{\epsilon}_{11}^b &= \frac{\dot{\epsilon}_m + \dot{\epsilon}_d^b}{2} \\ \dot{\epsilon}_{22}^a &= \frac{\dot{\epsilon}_m - \dot{\epsilon}_d^a}{2} \\ \dot{\epsilon}_{22}^b &= \frac{\dot{\epsilon}_m - \dot{\epsilon}_d^b}{2} \end{aligned} \quad (3-14)$$

3.4.2.3. Esfuerzos a Partir de Velocidades de Deformación

Como se indicó en la sección 3.2.3, el ajuste por rotación y las relaciones constitutivas (Ec. (3-6) y Ec. (3-3)) se usan para obtener nuevos esfuerzos a partir del tensor de las velocidades de deformación. En este proceso se usa la discretización mixta, y para asegurar que los esfuerzos octaédricos en cada par de triángulos (Figura 3-2) sean iguales, se les asigna un valor ponderado con las áreas de los triángulos.

$$\sigma_o^{(a)} = \sigma_o^{(b)} := \left[\frac{\sigma_o^{(a)} A^{(a)} + \sigma_o^{(b)} A^{(b)}}{A^{(a)} + A^{(b)}} \right] \quad (3-15)$$

Donde

$\sigma_o^{(a)}$: Esfuerzo octaédrico en el triángulo (a)

$A^{(a)}$: Área del triángulo (a)

La Ec. (3-15) sólo tendría efecto al usar modelos constitutivos dilatantes que producen cambios en los esfuerzos isotrópicos cuando ocurre cizallamiento. Para otros modelos constitutivos los esfuerzos isotrópicos ya son iguales.

En los métodos explícitos, las relaciones constitutivas sólo se usan una vez por zona en cada paso.

3.4.2.4. Fuerzas Nodales

Con los esfuerzos en cada subzona triangular, pueden calcularse fuerzas equivalentes aplicadas en los nodos. Para ello se obtiene la fuerza total en cada lado del triángulo y se concentra en partes iguales en los nudos que correspondan a cada lado. De esta manera cada nudo recibe dos contribuciones de fuerza de sus lados adyacentes, como lo indica la Figura 3-3b. La expresión resultante es la Ec. (3-16).

$$F_i = \frac{1}{2} \sigma_{ij} (n_j^{(1)} S^{(1)} + n_j^{(2)} S^{(2)}) \quad (3-16)$$

Dado que se tienen dos pares de triángulos por cuadrilátero, en cada nudo se tienen dos fuerzas. El promedio de éstas en cada nudo resulta en las fuerzas nodales del elemento cuadrilátero.

3.4.2.5. Ecuación de Movimiento

En cada nudo, las fuerzas de todos los elementos que comparten dicho nudo son sumadas para dar el vector de fuerza neta nodal, $\sum F_i$. Este vector incluye la contribución de las fuerzas aplicadas y las fuerzas de cuerpo debidas a la gravedad. La fuerza gravitacional se calcula usando la masa concentrada en los nudos, definida como la suma de un tercio de las masas de los triángulos conectados al nudo.

Para resolver la ecuación de movimiento, se usa el método de la diferencia central.

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m} \quad (3-17)$$

En el modo de grandes deformaciones, la Ec. (3-17) se vuelve a integrar para determinar las nuevas coordenadas de los puntos de la malla.

$$x_i^{(t+\Delta t)} = x_i^{(t)} + \dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} \Delta t \quad (3-18)$$

3.4.2.6. Amortiguamiento Mecánico

Para resolver problemas estáticos, la ecuación de movimiento debe amortiguarse para obtener un estado estable (equilibrio o flujo estable). Comúnmente se usa amortiguamiento proporcional a la velocidad, Sin embargo, este tipo de amortiguamiento introduce fuerzas de cuerpo que pueden afectar la solución, entre otras dificultades.

Para superar las dificultades de un amortiguamiento viscoso, FLAC usa un amortiguamiento proporcional a la magnitud de la fuerza desbalanceada en cada nudo, En sentido de las fuerzas de amortiguamiento procuran que la energía sea disipada. En el entorno de FLAC, esta formulación es llamada Amortiguamiento Local, y viene dada por la siguiente expresión:

$$(F_d)_i = \alpha \left| \sum F_i^{(t)} \right| \operatorname{sgn}(\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)}) \frac{\Delta t}{m} \quad (3-19)$$

Donde F_d es la fuerza de amortiguamiento y α una constante que por defecto es 0.8 en FLAC pero el usuario puede modificarla. Al introducir la fuerza de amortiguamiento, la Ec. (3-17) se convierte en:

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \left\{ \sum F_i^{(t)} - (F_d)_i \right\} \frac{\Delta t}{m} \quad (3-20)$$

Este amortiguamiento equivale a una forma de amortiguamiento adaptativo. Las fuerzas de cuerpo se desprecian en condiciones de estado estable, la constante de amortiguamiento es adimensional y la cantidad de amortiguamiento varía de un punto a otro (ITASCA, 2011).

En análisis dinámicos FLAC también permite usar el amortiguamiento local; pero también están disponibles otros tipos de amortiguamiento más apropiados como el amortiguamiento de Rayleigh y el amortiguamiento histerético. Estos tipos de amortiguamiento se discuten en el Capítulo 4.

3.5. DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS Y FILTRADO DE LAS FRECUENCIAS ALTAS

3.5.1. Dimensiones de los Elementos

En los problemas de propagación de ondas en medios discretizados, tanto el contenido de frecuencias de las ondas de entrada como las características de velocidad de onda del sistema afectan la exactitud de los resultados. Por lo tanto, los resultados dependen de la capacidad del modelo para representar las longitudes de onda, lo que está relacionado directamente por el tamaño de los elementos. En ese sentido, Kuhlemeyer y Lysmer (1973) muestran que las dimensiones de los elementos deben limitarse a entre un octavo y un décimo de la menor longitud de onda. En el caso de sismos, dicha longitud de onda está asociada con la mayor componente de frecuencia que contiene una significativa cantidad de energía

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \quad (3-21)$$

La experiencia ha mostrado que, en el caso de los sismos en el Perú, es suficiente considerar componentes de frecuencia menor a 10 Hz. Además, en el Capítulo V se muestra que en esta tesis se ha usado un suelo con velocidad de onda de corte igual a 400 m/s; así, usando la Ec. (3-21), el máximo tamaño de los elementos resulta:

$$\begin{aligned} \Delta l &\leq \frac{\lambda}{10} = \frac{V_s}{10f} \\ \Delta l &\leq \frac{400m/s}{10(10Hz)} \\ \Delta l &\leq 4m \end{aligned} \quad (3-22)$$

Sin embargo, el modelo numérico contiene una estructura subterránea y para representar adecuadamente su comportamiento de flexión es necesario que el tamaño de los elementos de suelo sea a lo más un octavo de la longitud de los elementos estructurales. Se ha considerado elementos estructurales de 10 m de longitud, por lo que se requiere que los elementos de suelo que rodean la estructura sean de 1.25 m.

3.5.2. Filtrado de las Frecuencias Altas

Los registros de sismos pueden estar afectados por frecuencias espurias, por lo cual es necesario limpiar las señales sísmicas. Además de ello, las componentes de frecuencia alta, pueden requerir mallas muy finas y consecuentemente incrementar el tiempo de cómputo. Ante ello, resulta apropiado filtrar las componentes de frecuencias altas, que no tienen cantidades de energía significativa, por lo que los resultados no serán afectados. Además, también deben removerse las componentes con periodos mayores a la duración del sismo.

Para realizar el filtrado de las señales sísmicas están disponibles varios métodos, los cuales no son presentados en esta tesis.

3.6. CONSIDERACIONES PARA ESTIMAR EL MÁXIMO INTERVALO DE INTEGRACIÓN

Como se menciona antes, para garantizar la estabilidad numérica del proceso de solución explícito de FLAC, se requiere que el intervalo de integración sea menor que un valor crítico. Así, se cumpliría la condición que la velocidad de cálculo sea mayor que la velocidad en que se propaga la información en el modelo.

La condición de estabilidad para un cuerpo elástico discretizado en elementos de tamaño Δx es:

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{C} \quad (3-23)$$

Donde C es la mayor velocidad de onda del medio, usualmente la velocidad de las ondas P, que viene dada por:

$$C_p = \sqrt{\frac{K + 4G/3}{\rho}} \quad (3-24)$$

En un sistema de masa-resorte, la condición de estabilidad es:

$$\Delta t < 2\sqrt{\frac{m}{k}} \quad (3-25)$$

Donde m es la masa y k la rigidez. En un sistema general, que puede ser una combinación de lo anterior, el tamaño crítico del intervalo de integración está relacionado con el menor periodo del sistema:

$$\Delta t < \frac{T_{\min}}{\pi} \quad (3-26)$$

Resulta poco práctico determinar los periodos del sistema, de manera que se hacen estimaciones locales del máximo tamaño del intervalo de integración. A continuación, se describe la forma en que FLAC realiza dicha estimación para problemas estáticos y dinámicos.

3.6.1. Problemas Estáticos

Para resolver problemas estáticos mediante la ecuación de movimiento (Ec. (3-17)), FLAC usa masas nodales ficticias, que resultan de factores de relajamiento que pretenden una velocidad óptima de convergencia. Las masas son escaladas (sin afectar las fuerzas gravitacionales) tal que los valores locales del máximo tamaño del intervalo de integración sean iguales. Para esto, se fija el intervalo de integración en 1, y se obtiene las expresiones para las masas nodales:

Para una subzona triangular de área A , se estima la mínima distancia de propagación como $A / \Delta x_{\max}$, reemplazando en la Ec.(3-23) se tiene:

$$\Delta t = \frac{A}{C_p \Delta x_{\max}} \quad (3-27)$$

Considerando $\Delta t = 1$, y combinando las Ec.(3-24) y Ec.(3-27):

$$\rho = \frac{(K + 4G/3) \Delta x_{\max}^2}{A^2} \quad (3-28)$$

La masa de una subzona triangular resulta:

$$m_z = \frac{(K + 4G/3) \Delta x_{\max}^2}{A} \quad (3-29)$$

En cada nudo se concentra un tercio de la masa de cada subzona triangular. Así, el total de la masa nodal se obtiene de sumar la masa proveniente de todas las subzonas que comporten tal nudo, y al dividir entre 2 debido a que cada

cuadrilátero se subdivide en dos pares de triángulos, la expresión de la masa nodal resulta:

$$m_{gp} = \sum \frac{(K + 4G/3) \Delta x_{máx}^2}{6A} \quad (3-30)$$

Los elementos estructurales y las interfases también contribuyen a la masa de los nodos a los cuales se conectan. Con el mismo criterio y la Ec. (3-25), la masa que aportan los elementos estructurales a la Ec. (3-30) es:

$$m_{estruct} = 4k \quad (3-31)$$

Donde k es el término de la diagonal correspondiente al nudo estructural. El factor 4 trata de tener en cuenta que los sistemas de masas y resortes tienen más de un modo de vibración.

3.6.2. Problemas Dinámicos

La estimación del tamaño máximo del intervalo de integración en problemas dinámicos se hace de manera similar a lo presentado para problemas estáticos, pero en este caso se usan las masas reales de los elementos en vez de masas ficticias. Un tercio de la masa de cada subzona triangular se concentra en cada nudo y se divide entre dos para no duplicar masas.

La estimación del tamaño máximo del intervalo de integración requiere que para cada nudo se consideren los aportes de masa y rigidez en cada grado de libertad, provenientes de cada zona y demás elementos que estén conectados a dicho nudo (elementos estructurales, interfaces, fluido, etc). Cada subzona triangular aporta la siguiente rigidez a cada uno de sus tres nudos:

$$k = \frac{(K + 4G/3) \Delta x_{máx}^2}{6A} T \quad (3-32)$$

Donde T es la dimensión perpendicular al plano, igual a 1 m en el caso de estado plano de deformación. De igual manera que para las masas, en cada nudo las rigideces deben sumarse considerando el hecho de tener dos pares de triángulos superpuestos. La rigidez de los elementos estructurales se considera apropiadamente para cada grado de libertad a partir de su matriz de rigidez. Al tener el aporte total en masa y rigidez de todos los elementos conectados al nudo, el tamaño del intervalo de integración crítico para tal nudo se calcula según la

Ec.(3-25). El valor mínimo obtenido sobre todos los nudos se considera como el tamaño de integración crítico del modelo, es decir:

$$\Delta t_{crit} = \text{mín} \left\{ 2 \sqrt{\frac{\sum M}{\sum k}} \right\} \quad (3-33)$$

Sin embargo, tal valor es sólo una estimación. El tamaño del intervalo de integración que usará el programa de cómputo considera un factor de seguridad igual a 2 (Ec. (3-34)). Sin embargo, el usuario puede elegir un valor menor.

$$\Delta t_d = \frac{1}{2} \Delta t_{crit} \quad (3-34)$$

El intervalo de integración debe reducirse si en el modelo se usa amortiguamiento de Rayleigh proporcional a la rigidez. En tal caso, FLAC usa la siguiente fórmula:

$$\Delta t_\beta = \frac{2}{\omega_{m\acute{a}x}} \left(\sqrt{1 + \lambda^2} - \lambda \right) \quad (3-35)$$

Donde $\omega_{m\acute{a}x}$ es la mayor frecuencia natural del sistema, y λ es su correspondiente fracción de amortiguamiento crítico. FLAC estima tales parámetros con las siguientes ecuaciones.

$$\omega_{m\acute{a}x} = \frac{2}{\Delta t_d} \quad (3-36)$$

$$\lambda = \frac{0.4\beta}{\Delta t_d} \quad (3-37)$$

Para

$$\beta = \xi_{m\acute{i}n} / \omega_{m\acute{i}n} \quad (3-38)$$

Donde $\xi_{m\acute{i}n}$ y $\omega_{m\acute{i}n}$ son la fracción de amortiguamiento crítico y la frecuencia angular especificadas para el amortiguamiento de Rayleigh.

Debido a que algún elemento muy pequeño o muy rígido puede condicionar el intervalo de integración de todo el modelo, FLAC tiene la opción de resolver el sistema usando intervalos de integración locales según lo requieran diferentes

zonas del modelo, para luego intercambiar la información en el momento apropiado. Esta opción permite ahorrar tiempo de cómputo, pero no se consideró necesario usarla en este trabajo.

3.7. CONDICIONES DE BORDE

En muchos de los problemas en que interesa conocer la respuesta dinámica o la interacción entre suelo y estructura, la zona de estudio está considerablemente alejada de masas rígidas o cercanamente rígidas como afloramientos de roca. En consecuencia, la energía de las ondas que se alejan de la región de interés no retornará. Por ello deberían idealizarse como problemas en un medio infinito. Sin embargo, al usar modelos discretos para su solución, los bordes no pueden extenderse indefinidamente y deben colocarse a una cierta distancia de la región de interés, de modo que el amortiguamiento por radiación sea adecuadamente simulado.

La distancia de los bordes requerida para que no ejerzan influencia en la región de interés será siempre mayor para problemas dinámicos que para problemas estáticos. Esta distancia puede ser demasiado grande, y con ello, también el esfuerzo de cómputo. Ante ello, se han desarrollado condiciones de borde especiales que reducirían el tamaño del modelo, algunas de ellas son:

3.7.1. Bordes Absorbentes

Fueron desarrollados por Lysmer & Kuhlemeyer (1969), y consisten en colocar amortiguadores viscosos independientemente en la dirección normal y en la dirección tangente al borde (según Ec. (3-39)), para que absorban principalmente las ondas P y S respectivamente. La eficiencia de los amortiguadores dependerá del ángulo de incidencia de las ondas. Si las ondas incidieran en la misma dirección en que se han colocado los amortiguadores, la absorción de la energía de las ondas sería perfecta, pero típicamente las ondas incidirán en direcciones arbitrarias y una parte de las ondas será reflejada hacia el modelo. Por ello es necesario colocar los bordes a una distancia suficiente para que las ondas reflejadas sean parcialmente disipadas por el amortiguamiento del material antes de llegar a la región de interés.

$$\sigma_n = -\rho C_P V_n \quad (3-39)$$

$$\tau = -\rho C_s V_s$$

Donde:

V_n, V_s : Componentes de la velocidad normal y tangente al borde.

C_p, C_s : Velocidades de ondas P y S respectivamente.

ρ : Densidad del medio adyacente al borde.

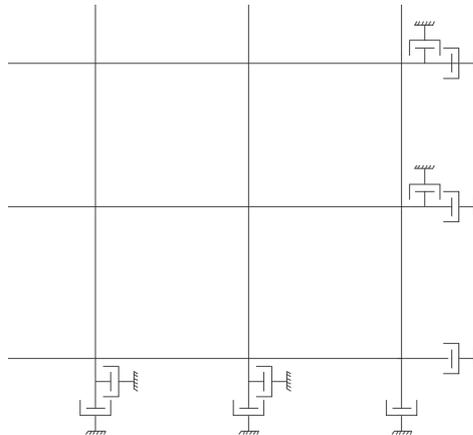


Figura 3-4. Modelo con bordes absorbentes. Consiste en colocar amortiguadores viscosos en los bordes.

Típicamente estos bordes se colocan en los extremos laterales, pero también pueden colocarse en la base del modelo (Figura 3-4), para simular una base acoplada, es decir cuando se intenta simular un medio que se extiende por debajo del límite inferior del modelo. Al no colocar borde absorbente se estaría simulando la condición de una base rígida, tal como un basamento rocoso o la interfase de dos suelos con impedancias muy distintas (suelo blando sobre suelo muy denso).

Esta condición de borde es adecuada sobre todo para casos en que la fuente de las ondas es interior al modelo, tal como el problema de la cimentación de una máquina. En cambio, para problemas con excitación sísmica la distancia de los bordes necesaria podría ser impráctica, y es mejor usar la condición de borde que se describe a continuación.

3.7.2. Bordes de Campo Libre

Esta condición de borde es una modificación de los bordes absorbentes de Lysmer & Kuhlemeyer, que consisten en unir los amortiguadores viscosos a una columna de suelo que simula el movimiento que tendría el suelo de no haber ninguna

perturbación en su interior o en la superficie (por ejemplo, un túnel o una presa), es decir, las columnas de suelo simulan el movimiento de campo libre. De ese modo se consigue una mejor aproximación de un medio infinito (Figura 3-5).

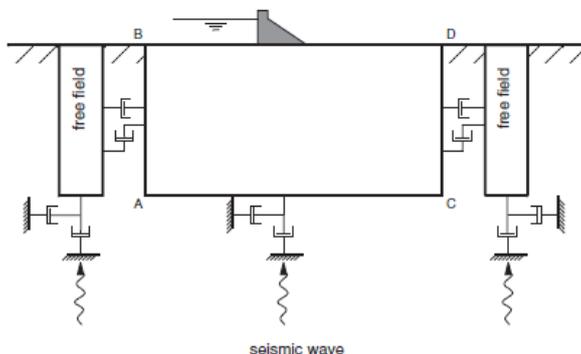


Figura 3-5. Condiciones de borde de campo libre. Se usan columnas de suelo para simular el movimiento del medio infinito (ITASCA, 2011)

En FLAC el movimiento de una columna unidimensional de suelo se ejecuta en paralelo con el análisis de la malla principal. Luego, para acoplar ambos movimientos en los amortiguadores viscosos se desarrollaran fuerzas dadas por la (Ec. (3-40)). Tales ecuaciones valen para el borde izquierdo y expresiones similares se pueden obtener para el borde derecho.

$$\begin{aligned}
 F_x &= -[\rho C_p (v_x^m - v_x^{ff}) - \sigma_{xx}^{ff}] \Delta S_y \\
 F_y &= -[\rho C_s (v_y^m - v_y^{ff}) - \sigma_{xy}^{ff}] \Delta S_y
 \end{aligned}
 \tag{3-40}$$

Donde:

ρ : Densidad del material a lo largo del borde vertical del modelo.

C_p : velocidad de ondas P.

C_s : Velocidad de ondas S.

ΔS_y : Dimensión vertical promedio en un punto del borde.

v_x^m : Velocidad en x en un punto del borde de la malla.

v_y^m : Velocidad en y en un punto del borde de la malla.

v_x^{ff} : Velocidad en x en un punto del campo libre izquierdo.

v_y^{ff} : Velocidad en y en un punto del campo libre izquierdo.

σ_{xx}^{ff} : Esfuerzo horizontal de campo libre en el punto.

σ_{xy}^{ff} : Esfuerzo cortante de campo libre en el punto.

Puede notarse que, si no hubiese ninguna estructura que irradie ondas secundarias dentro del modelo, entonces en los amortiguadores viscosos no aparecería ninguna fuerza, pues el movimiento de la malla sería el mismo que el de campo libre dado por las columnas de suelo.

Aun cuando se use condiciones de borde de campo libre, la absorción de las ondas no será perfecta y parte de las ondas incidentes aún se reflejarán hacia el modelo. Por ello, es necesario colocar los bordes a una distancia suficiente para que el amortiguamiento del material disipe la energía de las ondas reflejadas. Esta distancia es menor que la requerida si sólo se usa bordes viscosos.

3.7.3. Distancia de los Bordes al Modelo

Para determinar la distancia adecuada de los bordes es necesario hacer algunas pruebas. En la Figura 3-6 se muestra la parte superior del modelo típico que se usó con este fin. Se realizó análisis dinámicos con modelos con bordes distanciados a una, dos, cuatro y seis veces el ancho de la estructura (25, 50, 100, 150 m); en lo que sigue se hace referencia a ellos como los casos a, 2a, 4a y 6a respectivamente. Se observaron los resultados para momentos flectores y fuerzas axiales que se desarrollan en los elementos de las esquinas de la estructura, así como los desplazamientos horizontales de tales nodos.

Para reducir el tiempo de cómputo, también se probó usar una submalla interior más refinada alrededor de la estructura hasta una distancia igual al ancho de ésta (Figura 3-7). En este modelo, la distancia total de los bordes es igual a seis veces el ancho de la estructura y en lo que sigue se le refiere como el caso 6a_2.

Además del efecto de las ondas reflejadas, existe la posibilidad que para una distancia del borde insuficiente el modelo rote. Por ello la distancia de los bordes adecuada debe minimizar este efecto.



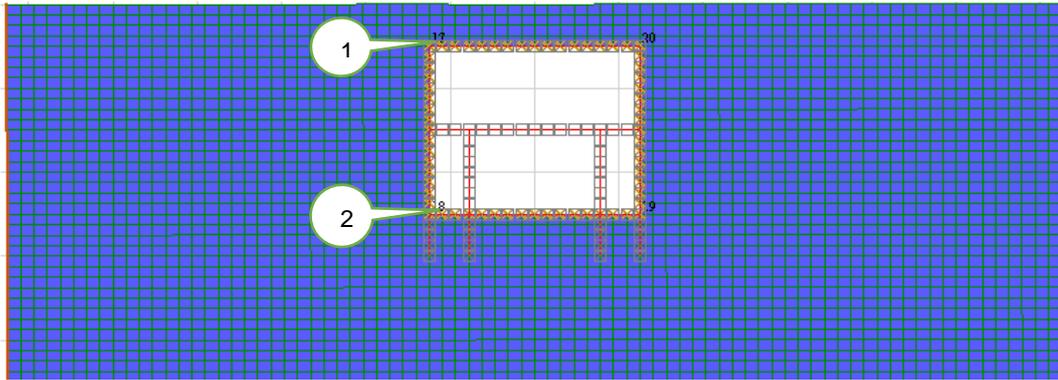


Figura 3-6. Parte superior del modelo numérico típico de la estructura subterránea.

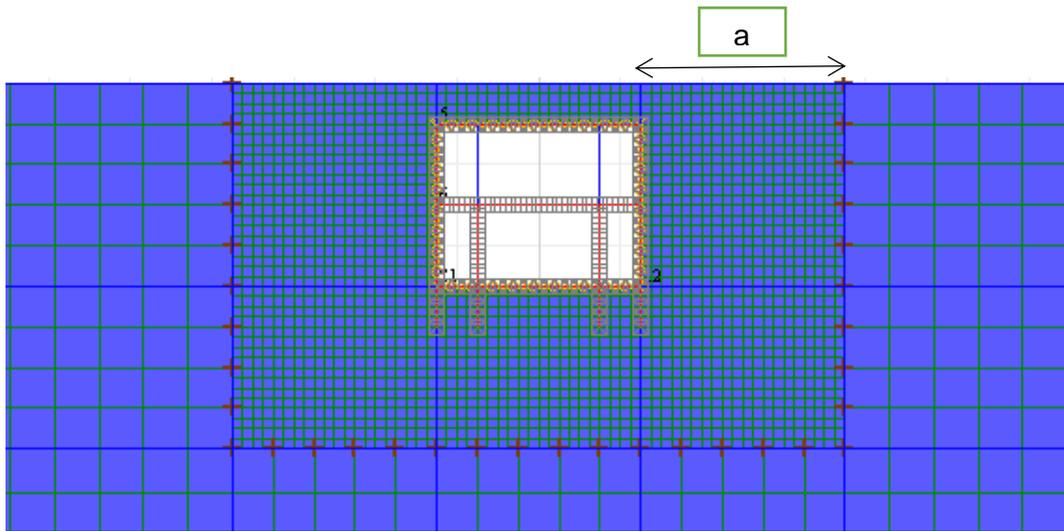


Figura 3-7. Modelo con una submalla interior alrededor de la estructura.

Los resultados se listan en la Tabla 3-2 y la Tabla 3-3. Los resultados son pobres para la menor distancia. Aunque que para el resto de distancias los resultados no difieren demasiado, para distancias de $4a$ y $6a_2$ se observan mejores resultados. Las mayores diferencias se presentan en los desplazamientos y momentos flectores del punto 2.

Tabla 3-2. Resultados para varias distancias de los bordes.

	Momento (kN-m/m)		F. Axial (kN/m)		Desplazamiento en X (m)	
	M1	M2	A1	A2	X1	X2
D= a						
MAX	-1450	759	1869	1273	1.36E-01	1.34E-01
MIN	-2559	497	1535	343	-1.08E-01	-1.00E-01
D= 2a						
MAX	-1388	2368	1872	2986	1.67E-01	1.72E-01
MIN	-2362	426	1563	1570	-9.50E-02	-8.91E-02
D= 4a						
MAX	-1388	2469	1872	3064	1.86E-01	1.88E-01
MIN	-2362	437	1560	1534	-9.13E-02	-8.70E-02
D= 6a						
MAX	-1371	2598	1828	3128	1.69E-01	1.70E-01
MIN	-2409	466	1514	1549	-9.07E-02	-8.64E-02
D= 6a_2						
MAX	-1368	2425	1890	3103	1.88E-01	1.89E-01
MIN	-2362	396	1568	1567	-8.28E-02	-7.80E-02

Tabla 3-3. Comparación de los resultados respecto de una distancia de bordes de 6a.

	Momento (kN-m/m)		F. Axial (kN/m)		Desplazamiento en X (m)	
	M1	M2	A1	A2	X1	X2
D= a						
MAX	1.06	0.29	1.02	0.41	0.80	0.79
MIN	1.06	1.07	1.01	0.22	1.19	1.16
D= 2a						
MAX	1.01	0.91	1.02	0.95	0.99	1.01
MIN	0.98	0.91	1.03	1.01	1.05	1.03
D= 4a						
MAX	1.01	0.95	1.02	0.98	1.10	1.10
MIN	0.98	0.94	1.03	0.99	1.01	1.01
D= 6a_2						
MAX	1.00	0.93	1.03	0.99	1.11	1.11
MIN	0.98	0.85	1.04	1.01	0.91	0.90

La Figura 3-8 y la Figura 3-9 muestran la historia de los desplazamientos y los momentos flectores en el punto 2, para cada distancia de los bordes. Puede verse que los desplazamientos son prácticamente iguales la mayor parte del tiempo, y en el tramo final los correspondientes a 4a y 6a_2 empiezan a diferir de lo obtenido para 6a y 2a. En cuanto a los momentos flectores, las diferencias entre lo obtenido para 4a y 6a_2 respecto a 6a ocurren sobre todo en algunos picos, los cuales no son dominantes de la respuesta sísmica.

De lo anterior, se ve que podría usarse indistintamente distancia de los bordes igual a 4 veces el ancho de la estructura, o igual a 6 veces el ancho de la estructura con una submalla interior refinada. Se optó por desarrollar esta tesis usando una submalla interior refinada debido al menor tiempo de cómputo que requiere cada análisis.

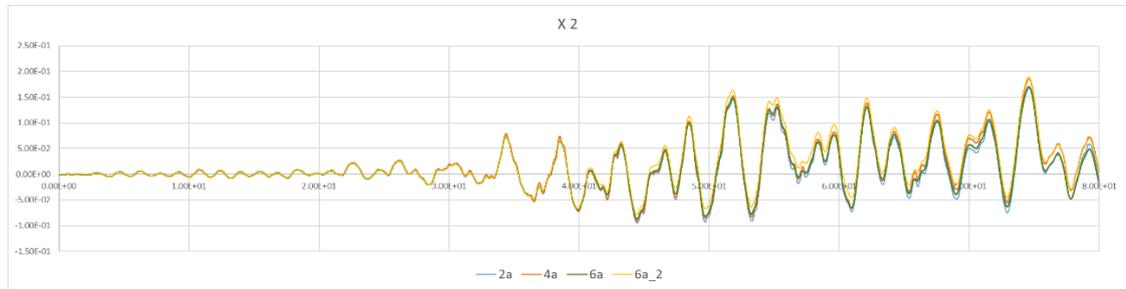


Figura 3-8. Historia del desplazamiento en un extremo del túnel para cada distancia al borde.

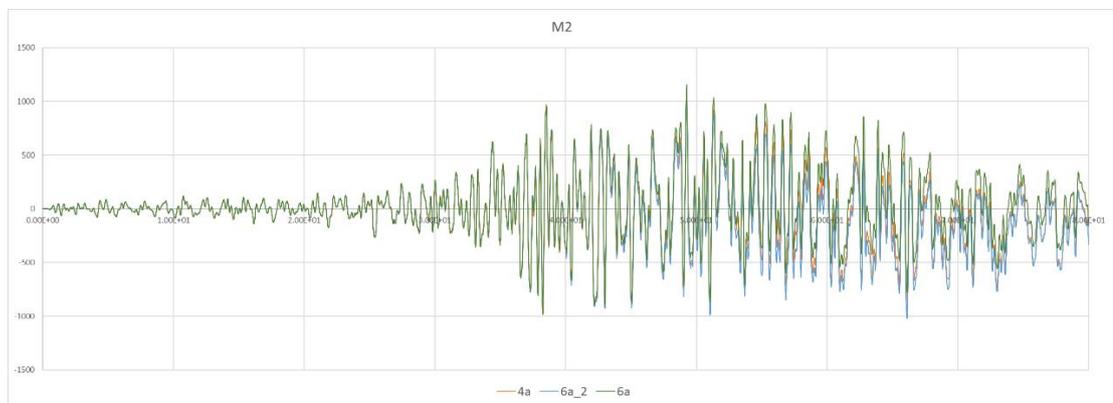


Figura 3-9. Historia de momentos flectores para el punto 2, para cada distancia al borde.

CAPÍTULO IV: PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS

4.1. ESFUERZOS CÍCLICOS DURANTE SISMOS

En general, la mayor parte del sacudimiento del suelo durante un terremoto se debe a las ondas de cuerpo que se propagan verticalmente, y los efectos de las ondas superficiales se consideran de importancia secundaria (Ishihara, 1996). Las ondas de cuerpo consisten en ondas S y ondas P, las cuales producen principalmente esfuerzos cortantes y compresionales respectivamente, como se ilustra en la Figura 4-1.

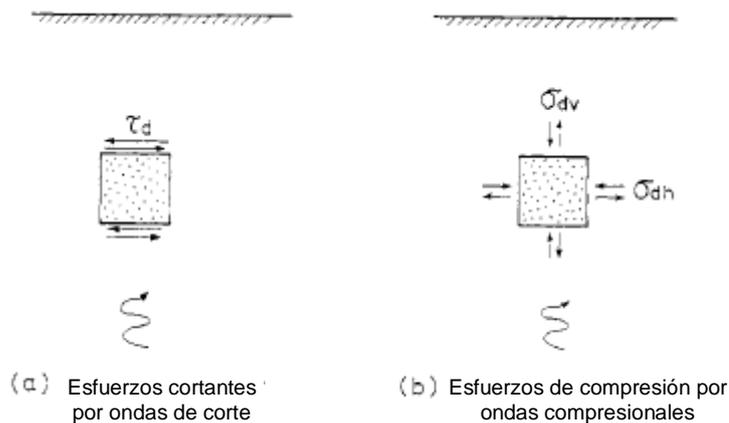


Figura 4-1. Esfuerzos inducidos por la propagación de onda de cuerpo. (Ishihara, 1996)

Las ondas compresionales inducen esfuerzos compresionales tanto verticales como horizontales y, si se supone una superficie plana, la deformación horizontal quedará restringida y tales esfuerzos estarán relacionados por la expresión:

$$\frac{\sigma_{dh}}{\sigma_{dv}} = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (4-1)$$

Donde ν es la razón de Poisson. Además, suponiendo un suelo saturado se tendría:

$$\frac{\sigma_{dh}}{\sigma_{dv}} = 1 - 2nG_0C_l \quad (4-2)$$

Donde n es la porosidad, G_0 es el módulo de corte y C_t se refiere a la porosidad del agua. La Figura 4-2 grafica esta relación.

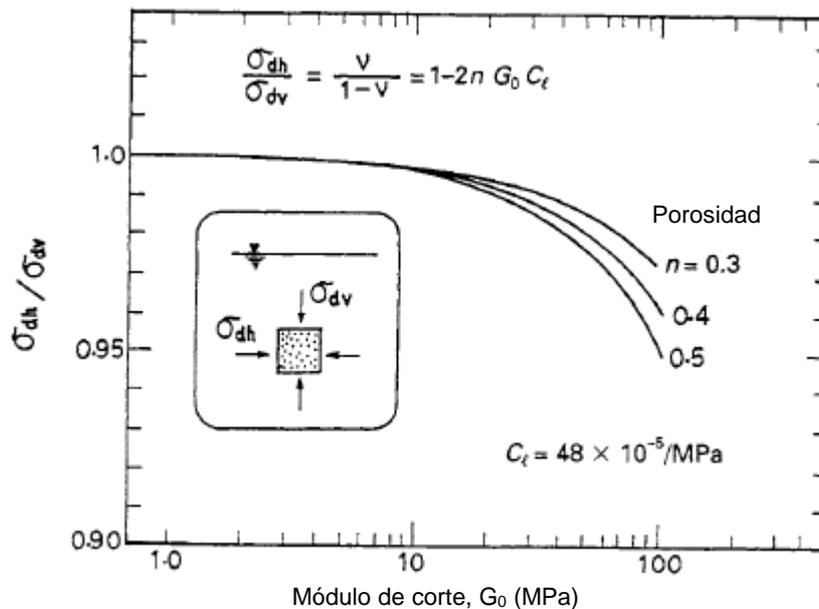


Figura 4-2. Relación de esfuerzos inducidos por la propagación de ondas compresionales. (Ishihara, 1996)

Si se considera que en suelos blandos usualmente G_0 es menor a 50 MPa, se puede observar que los esfuerzos compresionales horizontales y verticales son muy similares y por lo tanto el esfuerzo desviador $\sigma_{dv} - \sigma_{dh}$ es prácticamente cero. Entonces para suelos blandos saturados los esfuerzos compresionales se transmiten a través del agua en los poros y no hay cambio en los esfuerzos efectivos debido a las ondas compresionales. Por esto, comúnmente el efecto de las ondas compresionales se considera menos importante y se le da el papel principal a los esfuerzos cortantes que se producen debido a las ondas de corte.

Puede demostrarse que los esfuerzos cortantes horizontales (τ_d) en un punto son función de la densidad del suelo, la aceleración horizontal y la profundidad de dicho punto. De esta manera puede hacerse un análisis simplificado de los esfuerzos inducidos por un sismo.

Pero cuando las hipótesis descritas no se cumplen y se tienen geometrías complejas o suelos no saturados, la componente $\sigma_{dv} - \sigma_{dh}$ de los esfuerzos cortantes toma importancia, además del esfuerzo cortante horizontal τ_d . En

muchos análisis de respuesta sísmica se ha observado que ambas componentes crecen o decrecen en simultáneo, por lo tanto su relación debe ser aproximadamente constante. Esto da la expresión siguiente, que se ilustra en la Figura 4-3.

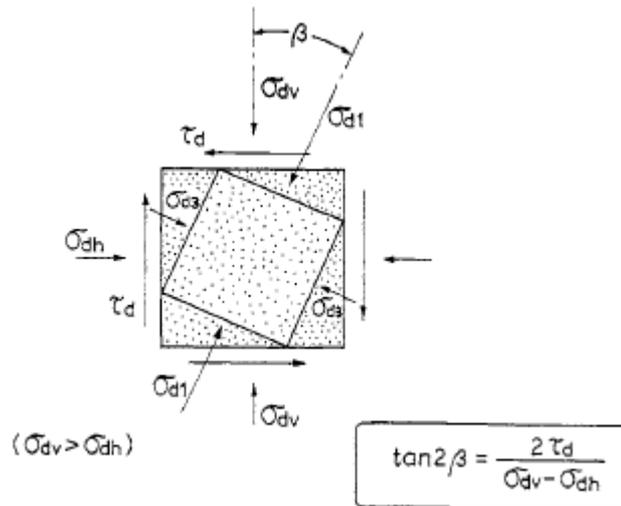


Figura 4-3. Esfuerzos que actúan en un elemento de suelo. (Ishihara, 1996).

Entonces puede suponerse que durante un sismo los esfuerzos cortantes varían de modo que se mantiene constante la dirección de los ejes principales.

4.2. RELACIONES DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN DURANTE CARGAS CÍCLICAS

Al hacer un análisis de la respuesta sísmica de un suelo, es de gran importancia representar el comportamiento cíclico del suelo relacionando esfuerzos cortantes y deformaciones cortantes. El modelamiento del suelo debe ser tal que pueda reproducir las características de deformación en el rango de deformaciones bajo consideración.

Deformación cortante unitaria	10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻²	10 ⁻¹
	Pequeñas deformaciones	Deformaciones en rango medio		Grandes deformaciones	Deformación en la falla	
Elástico						
Elasto-plástico						
Falla						
Efecto de carga repetitiva						
Efecto de la velocidad de carga						
Modelo	Modelo lineal y elástico		Modelo visco-elástico		Modelo no lineal e inelástico	
Método de análisis de respuesta	Método lineal		Método lineal equivalente		Método de integración en el tiempo	

Figura 4-4. Modelamiento del comportamiento del suelo según el orden de las deformaciones cortantes. (Ishihara, 1996)

El rango de deformaciones esperado determina las características de las propiedades del suelo y esto está asociado al método a usar para resolver un problema en particular, como lo muestra la Figura 4-4. Por ejemplo, si se espera que el comportamiento del suelo sea tal que se mantiene dentro del rango de pequeñas deformaciones, entonces el uso de un modelo elástico está justificado, ya que las propiedades del suelo se mantendrán prácticamente constantes. En cambio, si un problema dado está asociado a un rango de deformación menor a 10^{-3} , que se considera un rango medio, el suelo adquiere un comportamiento elastoplástico y el módulo cortante tiende a disminuir conforme la deformación cortante aumenta. Esto puede verse en la Figura 4-5, que muestra la forma típica de la trayectoria de esfuerzo-deformación de un suelo para un ciclo de carga, se ve que el módulo tangente va disminuyendo. Este comportamiento puede describirse por medio del módulo cortante secante, el cual da una idea general de la inclinación de la trayectoria, es decir de la reducción del módulo cortante.

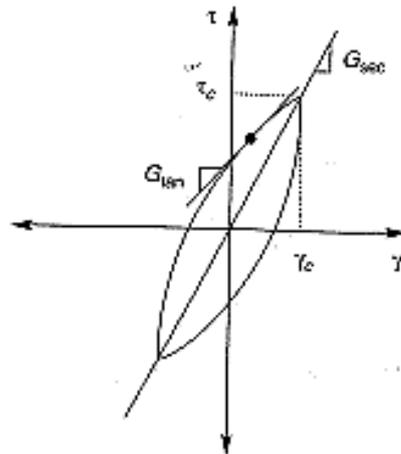


Figura 4-5. Trayectoria típica esfuerzo-deformación para un ciclo de carga.

A la vez que ocurre disipación de energía en cada ciclo de carga. La disipación de energía en un suelo es de naturaleza histerética y mayormente independiente de la velocidad, Así la razón de amortiguamiento puede usarse para describir las propiedades disipativas de los suelos. Para ello se define la razón de amortiguamiento con la siguiente expresión.

$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (4-3)$$

Donde ΔW es el área de la región encerrada por el lazo, y W es la energía almacenada.

Si se grafica los esfuerzos cortantes máximos o módulos secantes para cada amplitud de los ciclos de carga, se obtiene curvas del tipo que muestra la Figura 4-6, que se conocen como curva esqueleto y curva de reducción de módulo. Ambas representan la misma información y describen el comportamiento de la rigidez del suelo para cada nivel de deformación. Lo mismo se puede hacer para la razón de amortiguamiento, en la que se tendría una curva de incremento del amortiguamiento, la que describe la energía disipada por el material.

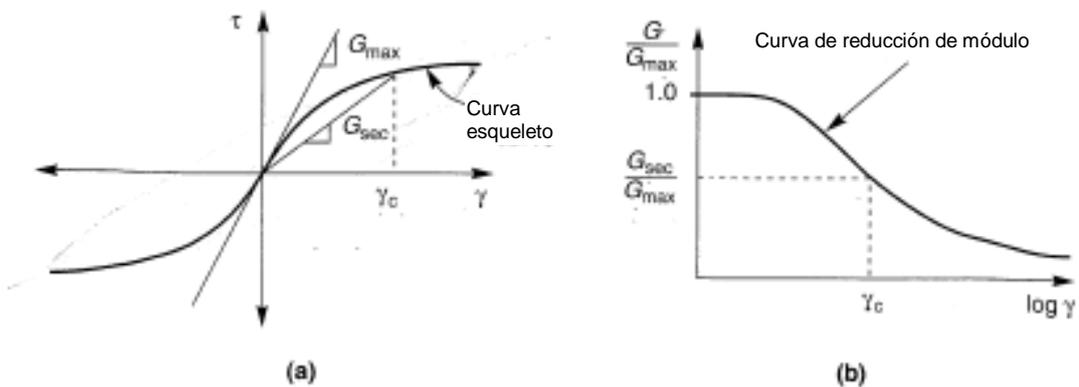


Figura 4-6. Curva esqueleto y curva de reducción de módulo cortante típicas.

En el rango medio (Figura 4-4), el nivel de deformación es suficientemente pequeño para considerar que el módulo cortante y la razón de amortiguamiento no cambian con la aplicación de los ciclos de carga. Este tipo de comportamiento es llamado *histéresis tipo no degradante* (Ishihara, 1996) y comúnmente se ha resuelto usando el método lineal equivalente. Para niveles de deformación cortante mayores (rango de grandes deformaciones), las propiedades del suelo tienden a cambiar no sólo con la deformación cortante sino también con el progreso de los ciclos de carga. En este caso, como lo indica la Figura 4-4, el comportamiento del suelo es altamente no lineal y es necesario usar leyes constitutivas que consideren adecuadamente las relaciones de esfuerzo-deformación en cada fase de carga, descarga y recarga. Para resolver problemas de este tipo se usan procesos numéricos de integración paso a paso en el tiempo. En la siguiente sección se describe brevemente los tipos de modelos más usados para resolver problemas de respuesta dinámica, empezando por el método lineal equivalente y luego aquellos que usan relaciones no lineales de esfuerzo-deformación.

4.2.1. Método Lineal Equivalente

Como se dijo antes, en el rango de deformación medio se puede considerar que las propiedades de suelo no cambian con los sucesivos ciclos, así se puede representar el suelo mediante un modelo viscoelástico con módulo de corte y razón de amortiguamiento que correspondan al nivel de deformación.

Para lograr esto, el proceso es iterativo y se basa en curvas de módulo secante y de razón de amortiguamiento versus deformación cortante para ajustar las

propiedades del suelo en cada iteración. La Figura 4-7 describe este proceso, en que se itera hasta que los cambios de las propiedades sean pequeños.

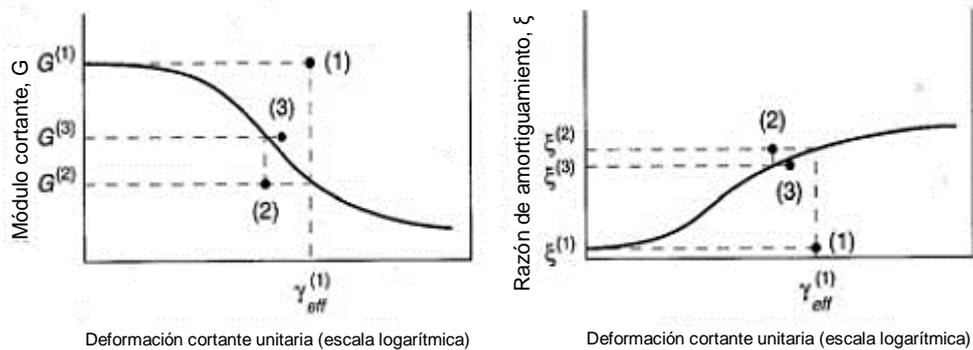


Figura 4-7. Procedimiento del método lineal equivalente (Kramer, 1996).

Este proceso se puede realizar para un perfil de suelo con varias capas, en que el procedimiento se aplicaría a cada una de las capas registrando su máxima deformación cortante, pero tomando un valor de deformación cortante efectivo, típicamente 65%, para la cual se obtienen las propiedades de módulo cortante y razón de amortiguamiento para el nuevo paso. Este método está implementado en programas de cómputo como Shake o Deepsoil, y ha sido muy usado con buenos resultados en módulos unidimensionales.

Además de la limitación del rango de deformaciones al que es aplicable este método, está la desventaja que no proporciona adecuadamente la evolución de las deformaciones y esfuerzos en el tiempo, entre otras desventajas. Para lo cual es necesario usar procesos de análisis no lineal, que son posibles ahora por el avance de las computadoras y la implementación de estos procesos en programas comerciales.

4.2.2. Modelos Cíclicos No Lineales

Este tipo de modelo sigue las trayectorias reales de esfuerzo–deformación ante cargas cíclicas y de ese modo pueden representar con mayor exactitud el comportamiento no lineal de los suelos. Tales modelos son capaces de representar la resistencia cortante del suelo; incluso con un adecuado modelo de generación de presión de poros proporcionan los cambios en los esfuerzos efectivos durante cargas cíclicas no drenadas. Se han desarrollado muchos modelos, y todos se caracterizan por (Kramer, 1996):

- Una curva esqueleto.
- Un conjunto de reglas que gobiernan el comportamiento de descarga y recarga, degradación de rigidez y otros efectos.

Los modelos de este tipo varían desde algunos con curvas esqueleto relativamente simples y pocas reglas, hasta modelos complejos que usan parámetros adicionales para incorporar reglas que dan una mejor representación de los efectos de la carga irregular, densificación, generación de la presión de poros, etc. Existen muchos programas que tienen implementados modelos de este tipo. Entre ellos Deepsoil, para el caso unidimensional, y FLAC, cuya formulación se describe más adelante.

Para mostrar el desempeño de estos modelos, se considera una curva esqueleto descrita por una función del tipo $\tau = f(\gamma)$, cuya forma general se muestra en la Figura 4-8, en que siempre podrá observarse dos propiedades importantes del suelo, el módulo cortante máximo (G_{max}) y la resistencia cortante del suelo (τ_{max}).

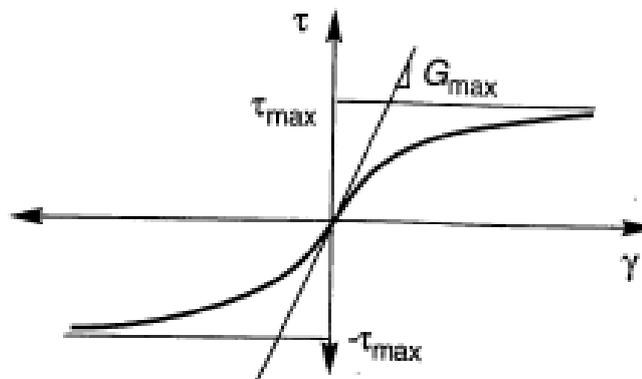


Figura 4-8. Curva esqueleto típica representada por una función $\tau = f(\gamma)$.

La curva esqueleto de un suelo representa su relación esfuerzo-deformación ante una carga monótonica, y la función que la aproxima puede requerir varios parámetros según el modelo usado, y debe ajustarse a las propiedades medidas en campo, resultados de laboratorio, cálculos o a valores a partir del uso de correlaciones empíricas para el suelo del problema en particular. También podría ajustarse la curva esqueleto a partir de las curvas de reducción de módulo ya que, como se dijo previamente, ambas representan la misma información.

A continuación se presenta algunas de las reglas más comunes para el comportamiento de descarga y recarga que usan los modelos cíclicos no lineales.

1. Para la carga inicial, la curva esfuerzo-deformación sigue la curva esqueleto.
2. Si en el punto (γ_a, τ_a) se empieza a descargar, la curva de esfuerzo-deformación sigue la trayectoria dada por

$$\frac{\tau - \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_a}{2}\right) \quad (4-4)$$

Si la carga vuelve a cambiar de sentido, la trayectoria estará dada por

$$\frac{\tau + \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma + \gamma_a}{2}\right) \quad (4-5)$$

Esto se ilustra en Figura 4-9. Se observa que las curvas de descarga y recarga tienen la misma forma que la curva esqueleto, pero con el origen trasladado al punto en que inicia la inversión de la carga y alargadas por un factor de dos. Estas se conocen como las Reglas de Masing (Masing, 1926), pero no son suficientes para describir la repuesta del suelo bajo cualquier carga cíclica, pues se podrían tener lazos más grandes que otros, entre otras cosas. Por ello se necesitan reglas adicionales.

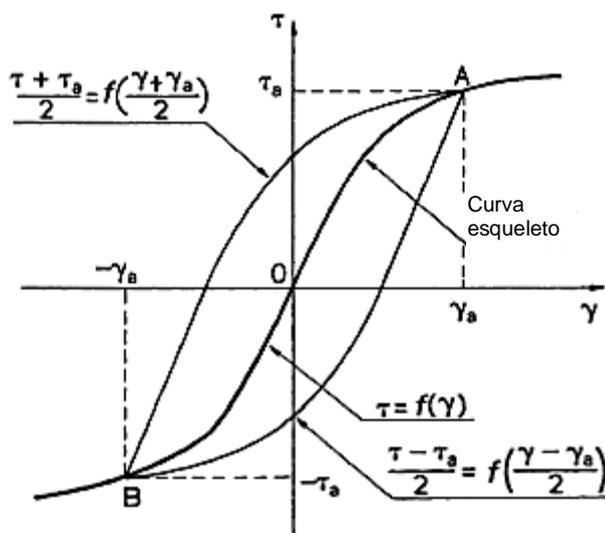


Figura 4-9. Trayectorias de carga y descarga definidas por las reglas de Masing. (Ishihara, 1996)

3. Si la cura de descarga o recarga excede la máxima deformación anterior e intersecta la curva esqueleto, entonces empezará a seguir la curva esqueleto hasta la siguiente inversión de la carga.
4. Si una curva de descarga o recarga cruza una curva de descarga o recarga del ciclo anterior, entonces la curva de esfuerzo-deformación sigue a aquella del ciclo anterior.

Los modelos que siguen estas cuatro reglas son conocidos como *modelos de Masing extendidos*. Algunos de los modelos de suelo implementados en Deepsoil y FLAC caen dentro de esta clasificación. Las reglas también se ilustran en la Figura 4-10 para una curva esqueleto dada por $\tau = f(\gamma)$ representada en línea discontinua, ante una historia de esfuerzos de carga-descarga- recarga dada por la trayectoria ABCDEFGH. En la figura se observa la aplicación de las reglas extendidas de Masing en la secuencia en que se presentaron (Kramer, 1996).

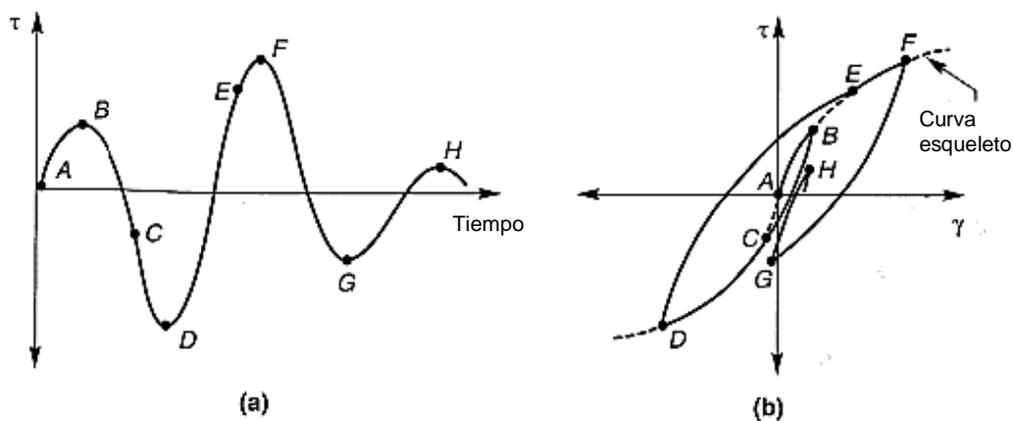


Figura 4-10. Reglas de Masing extendidas (Kramer, 1996).

Ya que se han definido las trayectorias de los lazos de histéresis, es posible hallar el área de la región encerrada por ellos, y por lo tanto se puede conocer la razón de amortiguamiento del modelo en función de la deformación. El procedimiento se ilustra de la Figura 4-11.

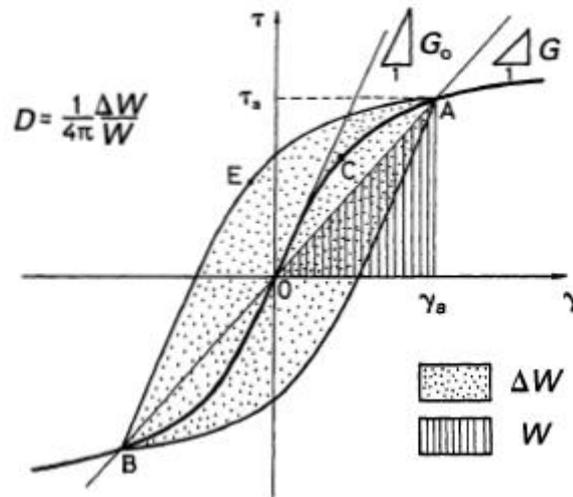


Figura 4-11. Definición de energía elástica almacenada y energía disipada. (Ishihara, 1996)

Se puede ver que la energía almacenada puede ser expresada como:

$$W = \frac{1}{2} \gamma_a f(\gamma_a) \quad (4-6)$$

El área de la región encerrada por un lazo de histéresis es:

$$\Delta W = 8 \left(\int_0^{\gamma_a} f(\gamma) d\gamma - W \right) \quad (4-7)$$

Por lo tanto la razón de amortiguamiento toma la forma que sigue:

$$D = \frac{2}{\pi} \left[\frac{\int_0^{\gamma_a} f(\gamma) d\gamma}{\gamma_a f(\gamma_a)} - 1 \right] \quad (4-8)$$

Para algunos modelos no lineales la razón de amortiguamiento a muy pequeñas deformaciones puede resultar casi cero, y así podrían distorsionarse los resultados. Para evitar eso, puede ser adecuado añadir un pequeño amortiguamiento viscoso (típicamente de 0.5 a 3%).

Se observa que estos modelos no requieren que la deformación sea cero cuando los esfuerzos son cero, es decir se permite el desarrollo de deformaciones permanentes, y esto es una de las más importantes ventajas sobre los modelos lineales equivalentes.

Aunque según Pyke (2004), ninguna de las reglas de Masing son en realidad ciertas, estas proporcionan suficiente aproximación del comportamiento no lineal

e inelástico del suelo en muchos de los casos de interés en ingeniería. Como se mencionó, hay modelos más complejos que a partir de parámetros adicionales, desarrollan reglas más exactas y permiten predecir mejor el comportamiento del suelo ante fenómenos más complejos como en condiciones no drenadas y liquefacción.

4.2.3. Modelos Constitutivos Avanzados

Las formas más generales y exactas de representar el comportamiento del suelo se basan en modelos constitutivos avanzados que usan principios básicos de mecánica para describir el comportamiento observado del suelo para:

- Condiciones generales de esfuerzos iniciales.
- Una amplia variedad de trayectorias de esfuerzos.
- Rotación de los ejes principales de esfuerzo.
- Carga cíclica o monótona.
- Altas o bajas tasas de deformación.
- Condiciones drenadas o no drenadas.

Tales modelos generalmente requieren:

- Una “superficie de fluencia” que describe los límites dentro de los cuales se observa comportamiento elástico
- Una regla de endurecimiento que describe los cambios en tamaño y forma de la superficie de fluencia conforme se desarrollan las deformaciones plásticas.
- Una regla de flujo que relacione los incrementos de la deformación plástica con los incrementos de esfuerzo.

En contraste con la flexibilidad y generalidad en el modelamiento de la respuesta del suelo ante carga cíclica que permiten los modelos constitutivos avanzados, está el hecho que requieren muchos más parámetros que los métodos anteriores, y pueden ser difíciles de calibrar en algunas ocasiones. Además de ello en algunos casos no se cuenta con suficiente información geotécnica para tal fin. Sin embargo, el progreso de las computadoras y las investigaciones geotécnicas que realizan grupos de investigación en diversas instituciones, está haciendo que su uso se incremente paulatinamente.

Algunas investigaciones recientes que usan este enfoque para análisis sísmico de túneles son Shahrour et al. (2010), Abdel-Motaal et al. (2013) y Gomes (2014).

4.3. COMPORTAMIENTO DE SUELOS GRANULARES

En las secciones previas se mostró que el comportamiento no lineal del suelo puede describirse por medio de las curvas de reducción de módulo y de aumento de amortiguamiento versus la deformación cortante. En esta sección se presenta las características particulares del comportamiento de los suelos granulares, y por ende de las correspondientes curvas, ante cargas cíclicas.

4.3.1. Arenas

Las Figura 4-12 y Figura 4-13 muestran los resultados que se obtienen para muestras de arena de diferentes densidades y una presión de confinamiento de 100 kPa. Se ve que tanto la reducción de módulo como el amortiguamiento no dependen de la densidad, y que para deformaciones del orden de 10^{-3} , el módulo de corte se reduce hasta cerca de la mitad y el amortiguamiento llega a ser mayor a 10%.

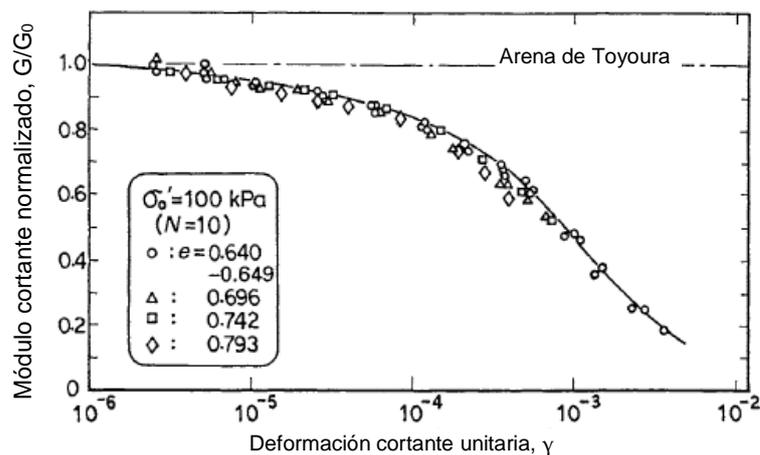


Figura 4-12. Módulo cortante normalizado versus deformación para muestras de arena a diferentes densidades: (Ishihara, 1996)

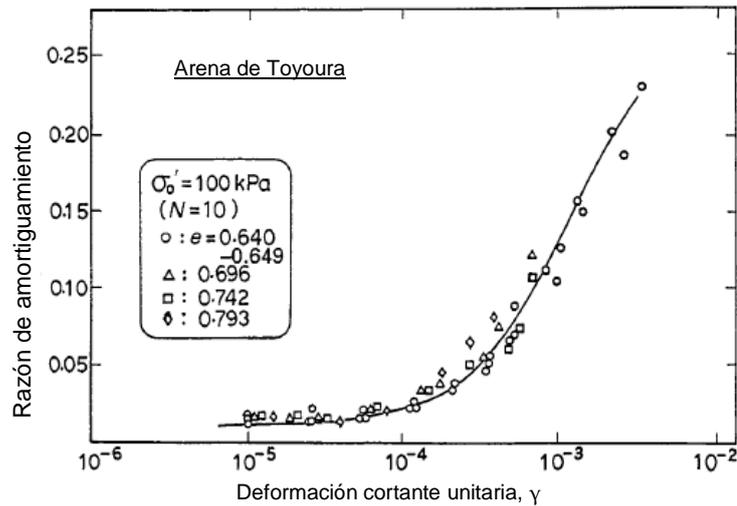


Figura 4-13. Razón de amortiguamiento versus deformación para muestras de arena a diferentes densidades. (Ishihara, 1996)

Las propiedades de los suelos también dependen del número de ciclos de carga al que son sometidos, y la tendencia general es de reducir su rigidez y aumentar su amortiguamiento conforme aumenta el número de ciclos. Sin embargo los resultados de laboratorio muestran que a partir de 10 ciclos las diferencias son insignificantes y para efectos prácticos se pueden considerar independientes del número de ciclos, excepto para el corte no drenado a grandes deformaciones (Ishihara, 1996).

Como se sabe, la presión de confinamiento se incrementa a medida que aumenta la profundidad y en general se espera un mejor comportamiento del suelo con la profundidad. Las Figura 4-14 y Figura 4-15 presentan el comportamiento de arenas saturadas a presiones de confinamiento de 20, 50, 100, 200 y 300 kPa. Se observa que a mayor confinamiento la degradación del módulo de corte es menor; sin embargo se presenta un menor amortiguamiento.

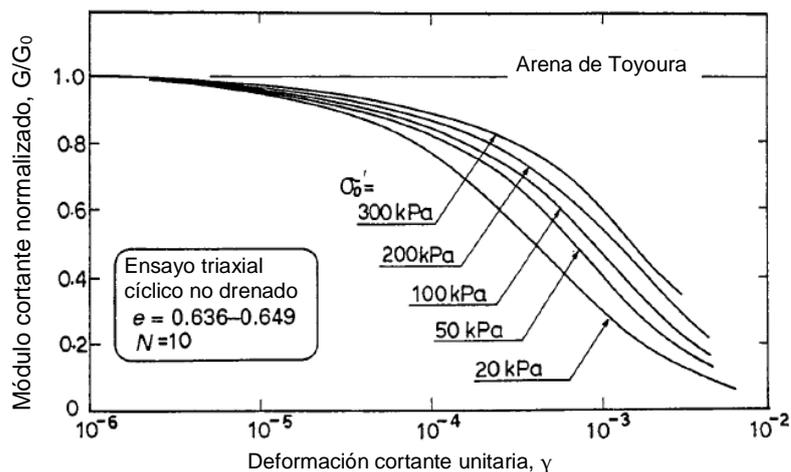


Figura 4-14. Efecto de la presión de confinamiento en la relación del módulo de corte con la deformación. (Ishihara, 1996)

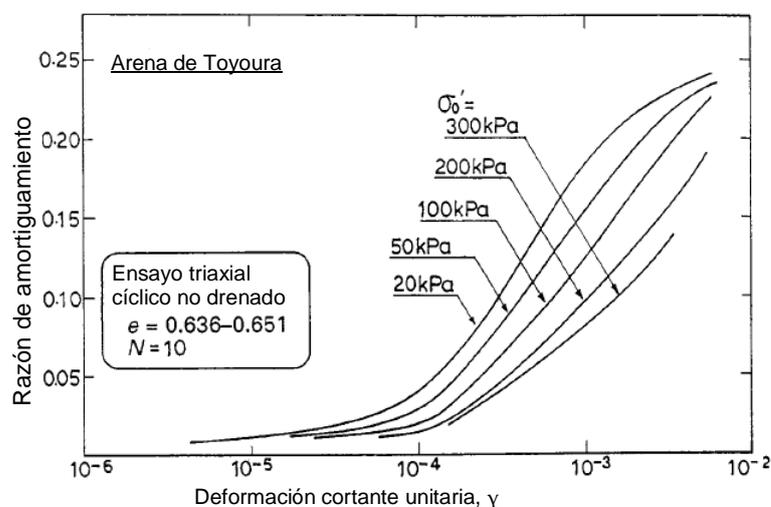


Figura 4-15. Efecto de la presión de confinamiento en la relación del amortiguamiento con la deformación. (Ishihara, 1996)

Asimismo, los resultados obtenidos para arenas en condiciones no drenadas y drenadas no presentan diferencias importantes para deformaciones entre 10^{-6} y 5×10^{-3} (Ishihara, 1996).

Varios investigadores han proporcionado un amplio rango de curvas para suelos arenosos. Se puede citar a Seed e Idriss (1970), Menq (2003), Kokusho (1980), entre otros.

4.3.2. Gravos

Las gravas y los suelos gravosos exhiben un comportamiento similar a las arenas (Seed et al., 1984, 1986; Kokusho & Tanaka, 1994; Rollint et al., 1998) pero

también poseen características particulares. En la Figura 4-16 se muestran algunos de los resultados de Seed et al. (1984) en que se compara las curvas de reducción de módulo de algunas gravas contra una curva típica para arenas, en función del parámetro K_2 . El $G_{máx}$ es, en general, mayor para gravas que para arenas. Puede verse que para gravas el módulo de corte empieza a decaer a menores deformaciones respecto de la correspondiente deformación para arenas. Y respecto a la forma de las curvas, las curvas para gravas presentan una tendencia más plana que las curvas de arenas.

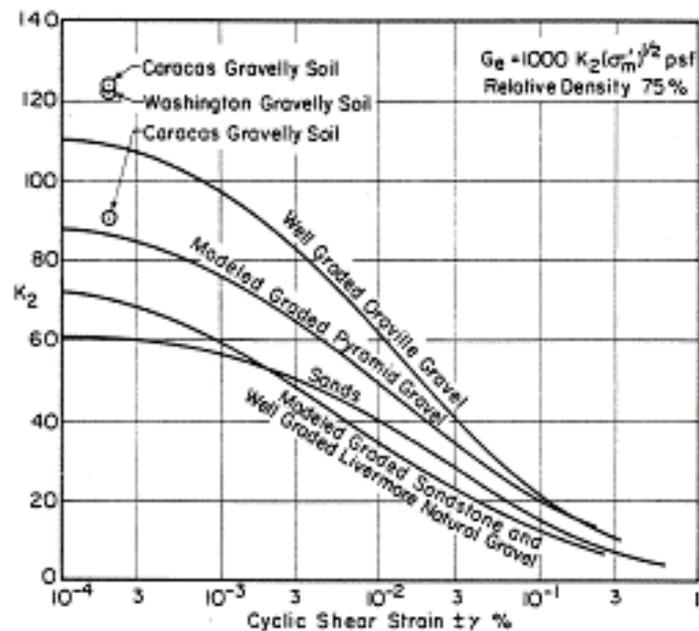


Figura 4-16. Comparación de curvas de reducción de módulo para suelos gravosos y arenas. (Seed et al., 1986)

Los suelos gravosos sometidos a condiciones drenadas o no drenadas presentan comportamientos muy similares para un buen rango de deformaciones. Pero a partir de deformaciones cortantes de alrededor de 5×10^{-3} los módulos de corte de suelos gravosos en condiciones no drenadas se reducen a un ritmo mayor que los correspondientes para condiciones drenadas. Esto se ilustra en la Figura 4-17.

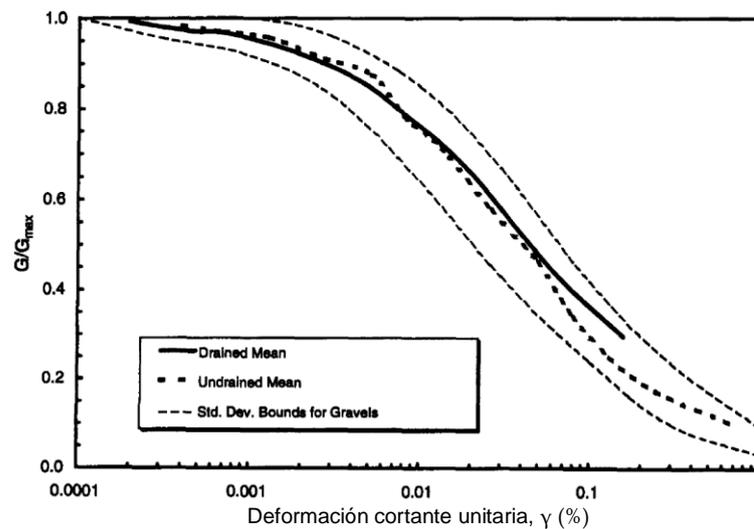


Figura 4-17. Efecto de condiciones drenadas o no drenadas en suelos gravosos. (Adaptado de Rollins et al., 1998)

Rollins et al. (1998) hacen una recopilación de los resultados de 15 investigaciones sobre suelos gravosos, y comparan el rango de los datos de las curvas de reducción de módulo y razón de amortiguamiento con el rango para gravas y arenas de Seed et al. (1986) y para arenas de Seed & Idriss (1970). Sus resultados se muestran en la Figura 4-18 y Figura 4-19, en que también se muestra la curva que mejor se ajusta a la media de los datos. Se observa que en la mayoría de los casos el módulo de corte cae dentro del rango propuesto por Seed & Idriss (1970) y que la curva media se aproxima a la curva media de Seed & Idriss (1970).

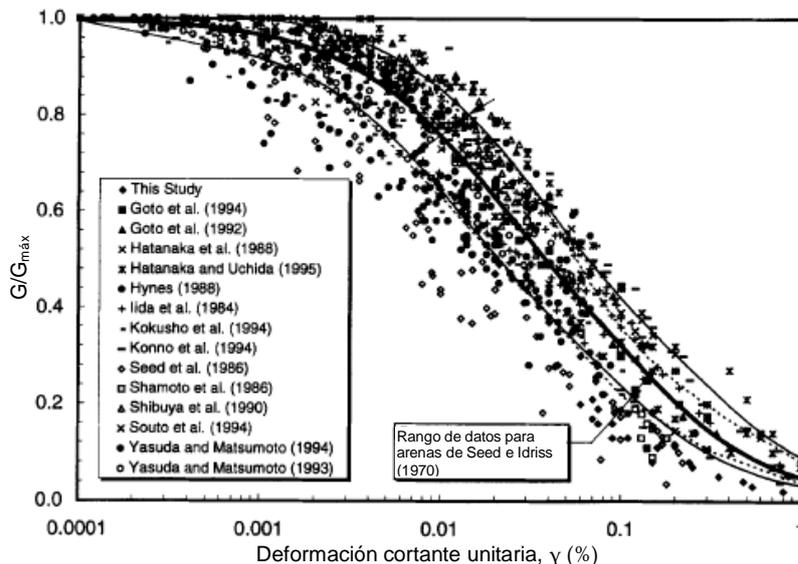


Figura 4-18. Rango de data de módulo de corte para gravas comparado con el rango de Seed & Idriss (1970).

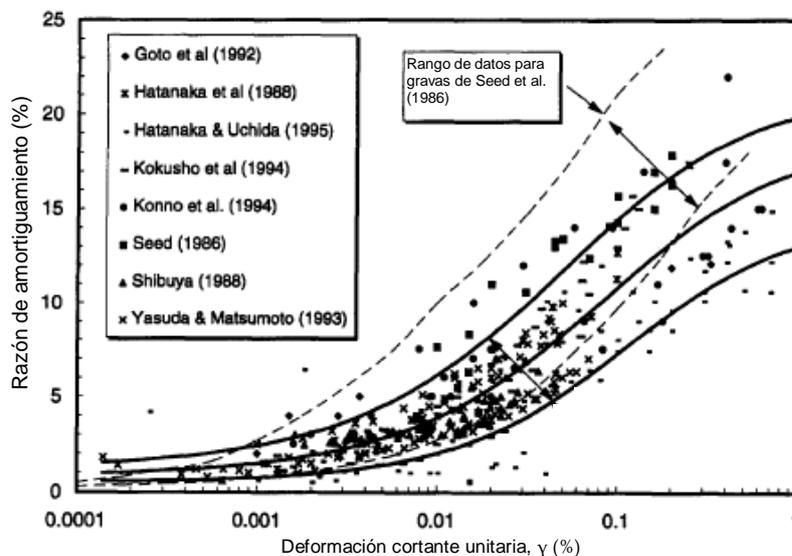


Figura 4-19. Rango de data de razón de amortiguamiento para gravas comparado con el rango de Seed et al. (1986).

Los puntos correspondientes a la razón de amortiguamiento (Figura 4-19) muestran una notable dispersión para deformaciones cortantes a partir de 2×10^{-3} y en general se ubican cerca del límite inferior del rango proporcionado por Seed et al. (1986).

La presión de confinamiento es el factor que ejerce más influencia en los suelos gravosos y al igual que para arenas la tendencia es de disminuir el ritmo de reducción de módulo y disminuir el ritmo de incremento de la razón de

amortiguamiento. Pero, como se ve en la Figura 4-20, influye ligeramente en suelos gravosos respecto de las arenas.

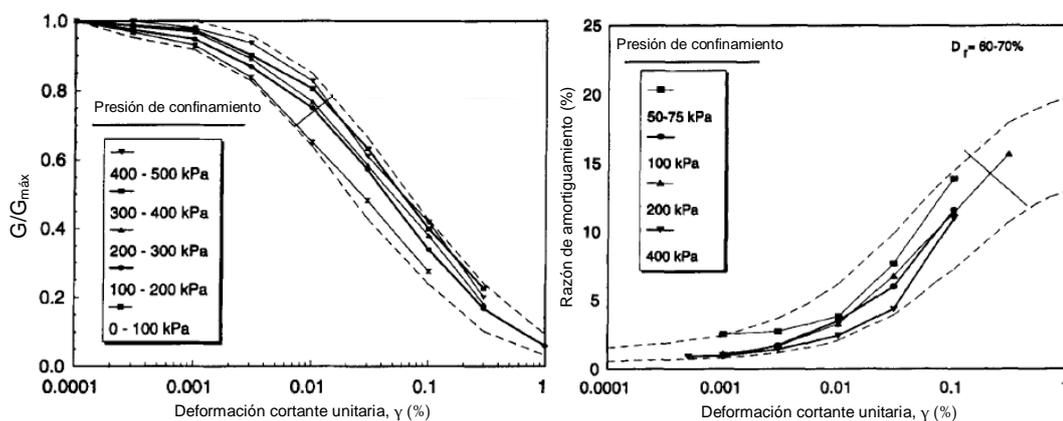


Figura 4-20. Influencia de la presión de confinamiento en suelos gravosos. (Rollins et al., 1998)

Otras variables como el grado de alteración en la muestra, contenidos de finos, contenido de grava, densidad relativa, no ejercen una influencia significativa en las curvas normalizadas para suelos gravosos; su efecto es sobre todo en el valor de $G_{m\acute{a}x}$.

4.4. COMPORTAMIENTO DE SUELOS COHESIVOS

Los suelos cohesivos presentan varias diferencias respecto de los suelos granulares. Diversos investigadores han llevado a cabo extensivos ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas para caracterizar su comportamiento ante variadas condiciones.

Las Figura 4-21 y Figura 4-22 grafican un rango de curvas de reducción de módulo y amortiguamiento obtenido para muestras de arcillas inalteradas. Una de las primeras cosas interesantes que se ha encontrado, es que el módulo de corte no decae hasta que la deformación cortante alcanza amplitudes de alrededor de 5×10^{-5} , un límite que en general es superior al observado en suelos no cohesivos, cuya reducción de módulo cortante empieza para deformaciones cortantes de alrededor de 2×10^{-6} , como se vio previamente. También se nota que una vez el módulo de corte empieza a reducirse, lo hace a un ritmo mayor que para suelos no cohesivos.

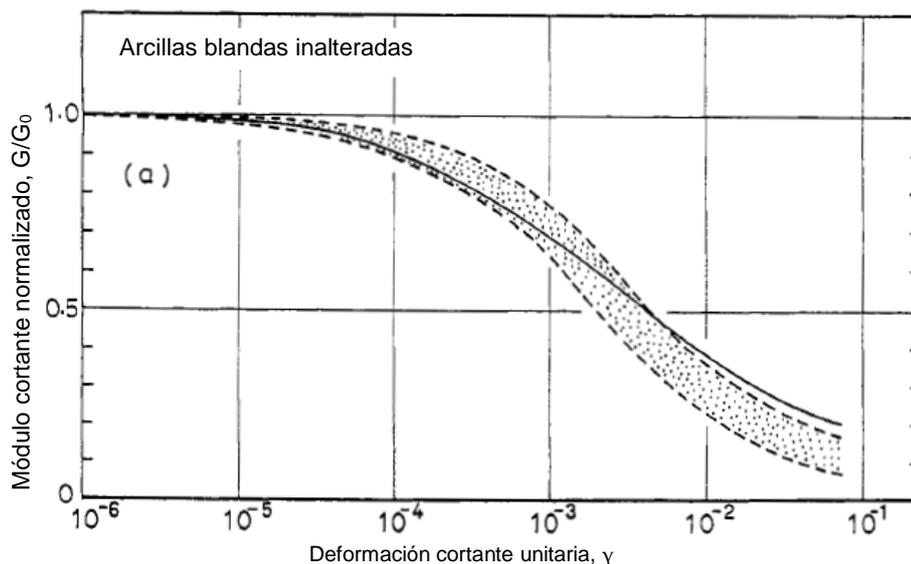


Figura 4-21. Curva de reducción de módulo para arcillas inalteradas (Ishihara, 1996).

En la Figura 4-22 es notable el hecho que para deformaciones en estado de falla, la razón de amortiguamiento es aproximadamente 16%, el cual es mucho menor que lo observado en suelos no cohesivos.

Es interesante notar que el índice de plasticidad tiene un marcado efecto en las propiedades de los suelos cohesivos. Esto se puede ver en la Figura 4-23, que grafica los resultados para muestras con índices de plasticidad similares y con diferentes presiones de confinamiento. Se ve que prácticamente la presión de confinamiento no ejerce influencia para suelos con índice de plasticidad de 35 a 55.

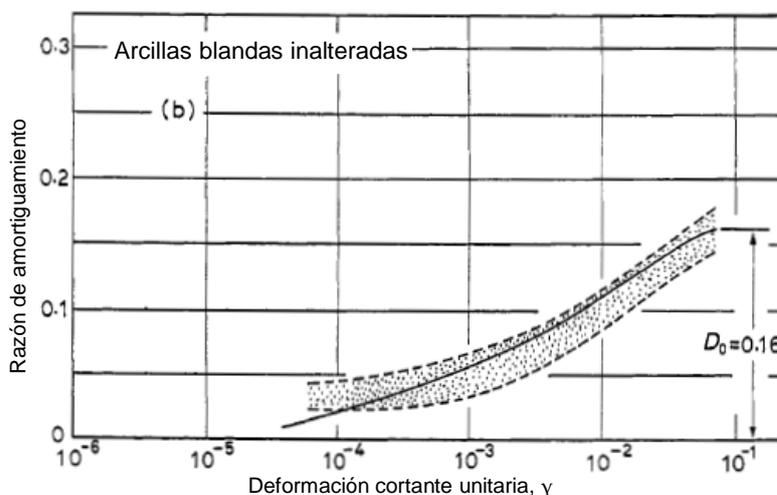
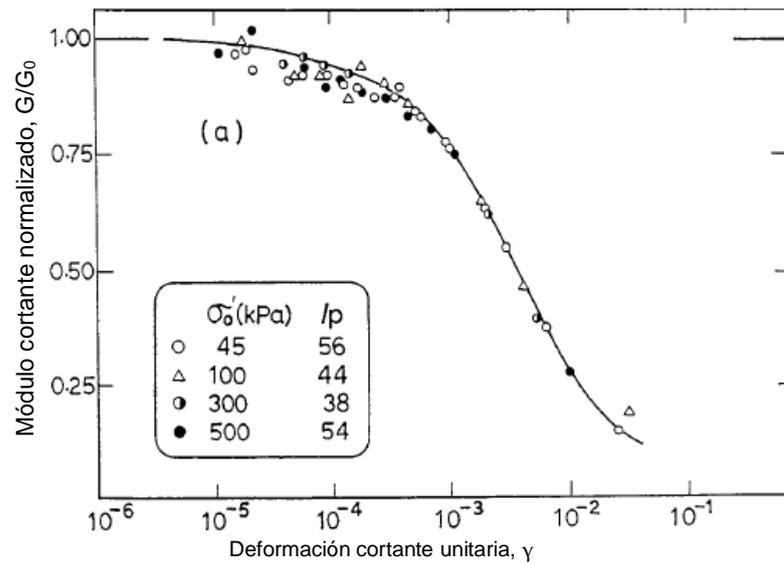
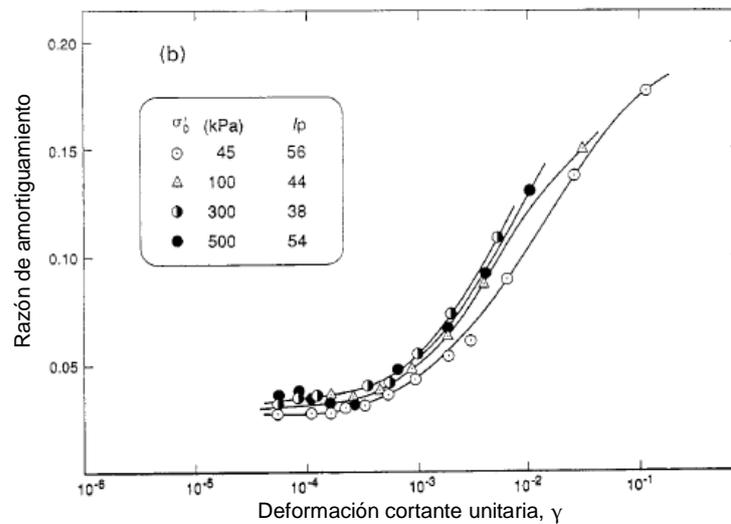


Figura 4-22. Curva de razón de amortiguamiento para arcillas inalteradas (Ishihara, 1996).



(a)



(b)

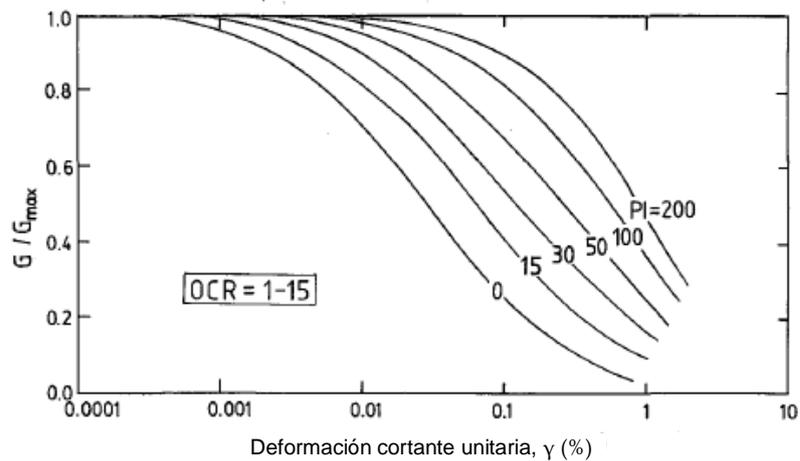
Figura 4-23. Efecto de la presión de confinamiento en suelos con similar índice de plasticidad. (Ishihara, 1996).

El efecto de la presión de confinamiento puede observarse sobre todo a pequeñas deformaciones, en que la razón de amortiguamiento disminuye sólo ligeramente cuando aumenta la presión de confinamiento.

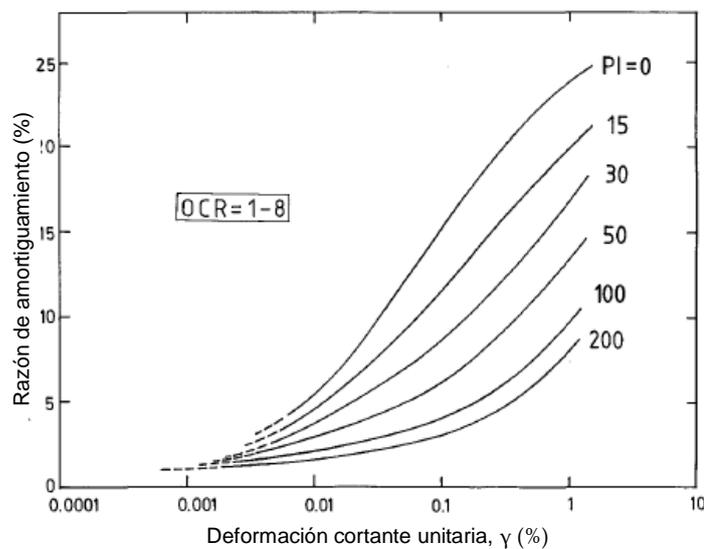
Vale la pena comentar que la historia de esfuerzos no tiene un efecto significativo sobre el comportamiento de un suelo cohesivo ante cargas cíclicas. Es decir que su comportamiento es poco influenciado por ser normalmente consolidado o sobreconsolidado (Ishihara, 1996).

Entonces el efecto general del índice de plasticidad puede verse para suelos con diferentes valores de OCR, tal como se muestra en la Figura 4-24. Se observa que un mayor IP hace que la curva de reducción de módulo se mueva hacia arriba y por consiguiente que el suelo tenga un comportamiento lineal para deformaciones mayores. Asimismo un mayor IP hace que la curva de razón de amortiguamiento se mueva hacia abajo.

Por lo visto hasta aquí se puede concluir que el índice de plasticidad es el factor de mayor importancia en el comportamiento de suelos cohesivos (Vucetic y Dobry, 1991).



(a)



(b)

Figura 4-24. Efecto del índice de plasticidad sobre suelos cohesivos. (Vucetic y Dobry, 1991).

4.5. CONSIDERACIONES PARA EL MODELO NUMÉRICO

El análisis numérico se llevó a cabo con el programa FLAC 2D. Este programa permite realizar análisis dinámicos considerando la no linealidad del suelo. Asimismo tiene implementados elementos estructurales que permiten considerar la interacción entre suelo y estructura. Para la solución de las ecuaciones el programa hace uso de diferencias finitas.

Como se discutió anteriormente, el comportamiento no lineal del suelo puede simularse usando modelos constitutivos avanzados o mediante modelos no lineales que siguen las trayectorias de esfuerzo-deformación durante la carga sísmica. Ambas opciones son posibles en FLAC 2D y en esta tesis se ha hecho uso de la segunda, para la cual realizan los siguientes pasos:

- Determinación de una curva esqueleto a partir de la curva de reducción de módulo.
- Aplicar un conjunto de reglas que definan las trayectorias de carga y descarga.

Para definir la curva esqueleto, FLAC 2D tiene por defecto 4 modelos, que usan de 1 a 4 parámetros que permiten ajustarse a curvas de reducción del módulo de rigidez cortante e incremento del amortiguamiento versus deformación cortante. El mejor ajuste de uno u otro método dependerá del rango de deformaciones de aquello que se pretenda modelar y del criterio del usuario. En la tesis se ha usado el modelo sigmoideal de tres parámetros, y se describe brevemente su formulación.

4.5.1. Formulación e Implementación del Amortiguamiento Histerético en FLAC

Si se considera un suelo en que los esfuerzos dependen únicamente de la deformación (no del número de ciclos), se puede obtener una relación constitutiva incremental a partir de la curva de degradación de módulo cortante, descrita por:

$$\bar{\tau} = M_s \gamma \quad (4-9)$$

Donde:

$\bar{\tau}$: Esfuerzo cortante normalizado ($= \tau/G_0$).

G_0 : Módulo cortante para pequeñas deformaciones.

M_s : Módulo secante normalizado, dependiente del nivel de deformación.

γ : Deformación cortante unitaria.

Luego, se puede obtener el módulo cortante tangente así:

$$M_t = \frac{d\bar{\tau}}{d\gamma} = M_s + \gamma \frac{dM_s}{d\gamma} \quad (4-10)$$

Donde M_t es el módulo tangente normalizado. El módulo cortante incremental en una simulación no lineal vendría dado por $M_t G_0$,

Las curvas de reducción de módulo cortante secante comúnmente se dan normalizadas y como un conjunto discreto de puntos. Entonces para obtener su derivada es necesario aproximarlas por una curva continua, para lo cual, como se mencionó, en FLAC 2D existen 4 modelos y aquí se usó el modelo sigmoidal de tres parámetros (sig3).

El modelo sig3 aproxima la curva normalizada de reducción de módulo secante normalizado mediante una curva continua de la forma:

$$M_s = \frac{a}{1 + \exp\left(\frac{x_0 - L}{b}\right)}, \quad L = \log(\gamma) \quad (4-11)$$

Para definir la curva deben darse los parámetros a , b , x_0 hasta obtener un ajuste adecuado, según el rango de deformaciones esperadas, lo cual puede verificarse gráficamente, como se muestra en la siguiente sección.

El siguiente paso en la implementación del amortiguamiento histerético es definir las trayectorias de carga y descarga; estas se obtienen a partir de la curva esqueleto aplicando las reglas de Masing, las cuales ya han sido descritas. La Figura 4-25 muestra la forma de los lazos típicos que se obtienen con este modelo para pequeños y mayores ciclos de carga (cuando ocurre inversión de esfuerzos).

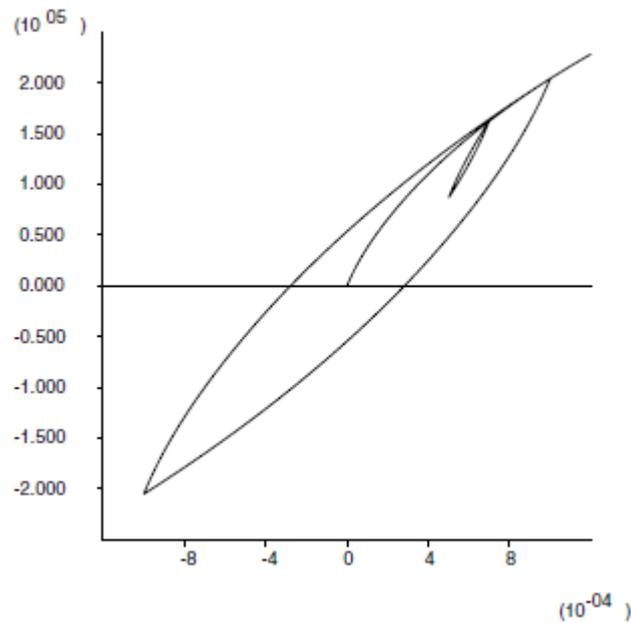


Figura 4-25. Forma típica de los lazos de histéresis (G vs Y) en FLAC 2D. (ITASCA, 2011)

Ya que los ciclos de carga y descarga han quedado definidos, es posible obtener el área de cada lazo mediante integración numérica y por consiguiente la razón de amortiguamiento histerético para cada nivel de deformación, y usar este resultado para compararlo con datos experimentales y hacer un nuevo ajuste y/o darlo por aceptado.

De esta manera se tiene una buena aproximación, para muchos casos prácticos, del comportamiento no lineal del suelo ante cargas sísmicas. FLAC 2D actualiza en cada paso, y para cada elemento, el módulo cortante tangente según las expresiones descritas y usando la deformación cortante promedio de cada elemento de suelo.

El programa asimismo permite usar en paralelo otro amortiguamiento de los que tiene disponibles, y ya que para pequeñas deformaciones el amortiguamiento histerético que el programa calcula es casi cero, se puede usar el amortiguamiento de Rayleigh con una fracción de amortiguamiento de 0.5% a 3% para suplir el amortiguamiento presente a pequeñas deformaciones.

En la siguiente sección se muestra los resultados para suelos granulares (arena y grava) y cohesivos, para lo cual se usó la data dada por Seed e Idriss (1970) y Vucetic y Dobry (1991), que describen una tendencia intermedia del comportamiento de cada tipo de suelo.

4.5.2. Ajuste para Suelos Granulares

En la presente tesis se usan suelos granulares que representan suelos de buena calidad. A partir del estudio de Rollins et al. (1998) se deriva que se pueden usar las curvas representativas de Seed e Idriss (1970) para representar una tendencia intermedia del comportamiento de suelos gravosos ante cargas cíclicas. Por ello, los modelos de suelo empleados se ajustaron a las curvas correspondientes al límite superior de los datos.

La Figura 4-26 muestra el ajuste que se obtiene para el límite superior de los datos de Seed e Idriss (1970) con el modelo sig3.

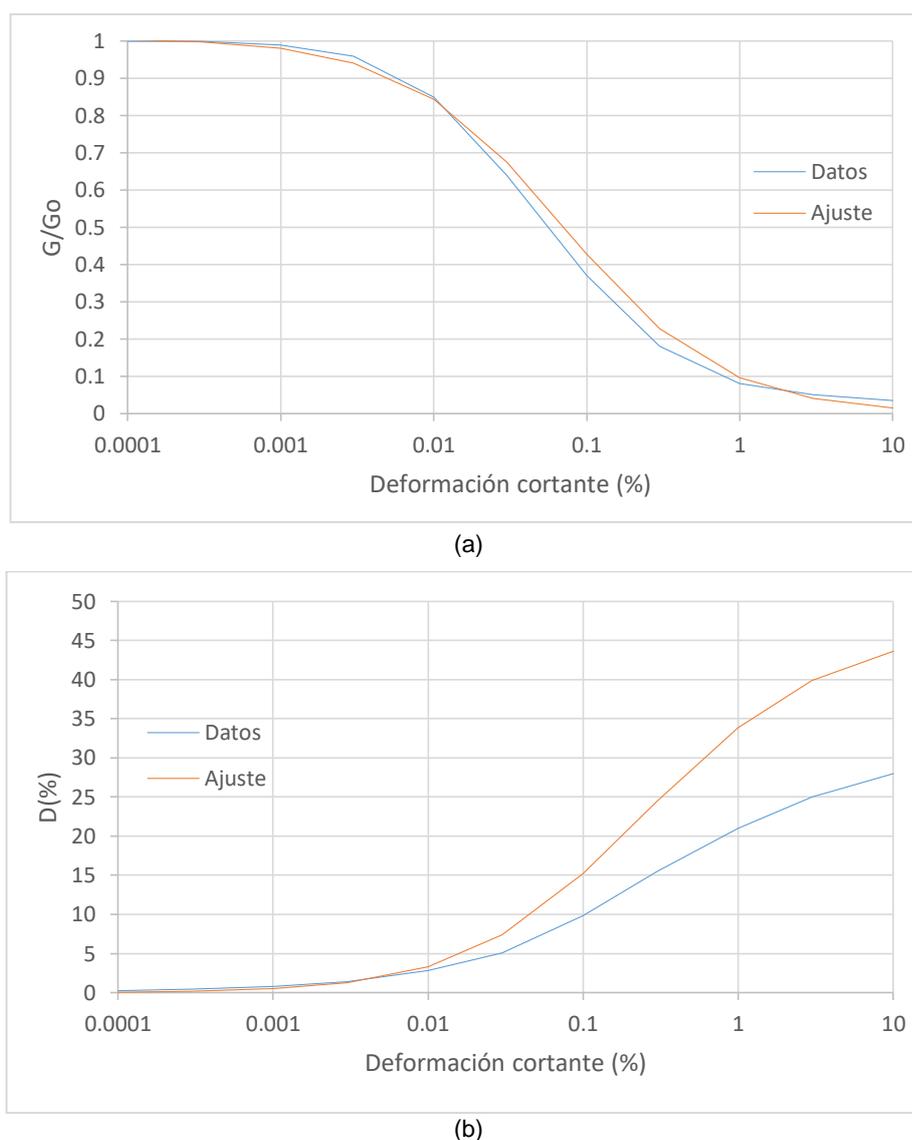
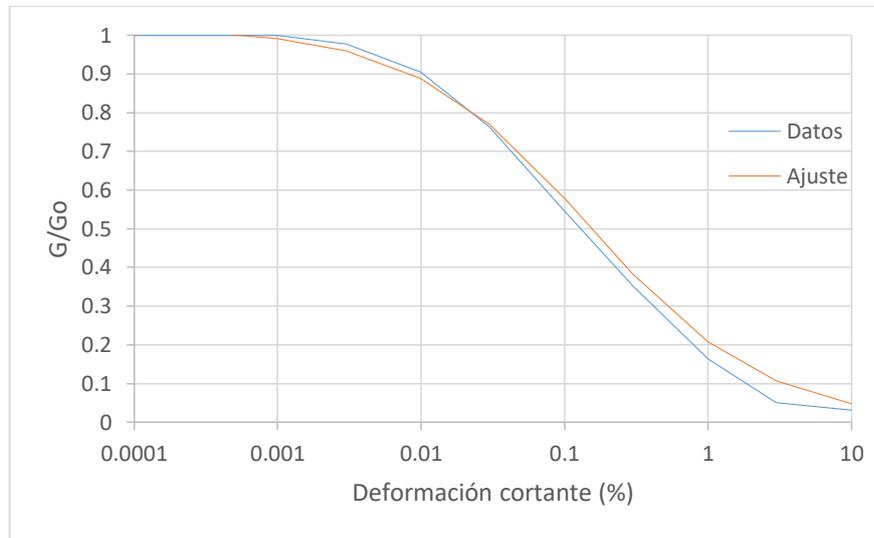


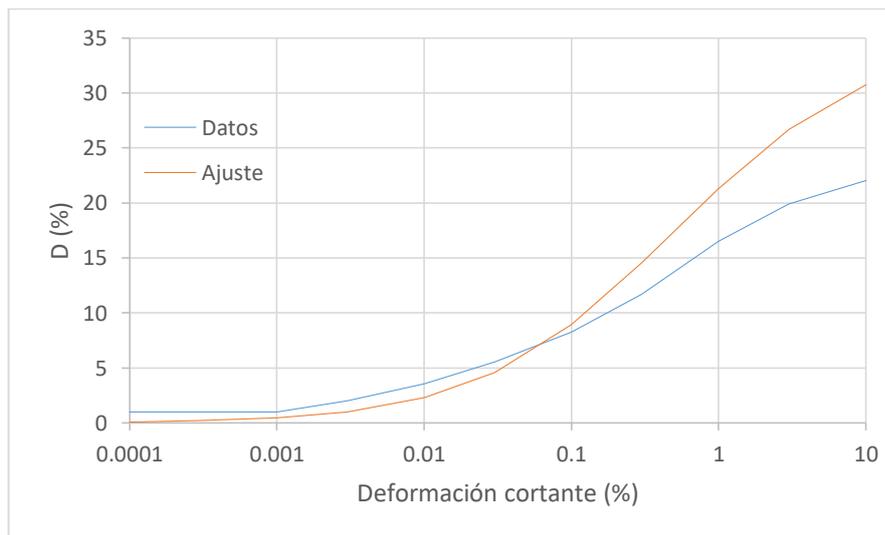
Figura 4-26. Ajuste para los datos de Seed & Idriss (1970). Modelo Sig3 con $a=1.008$, $b=-0.516$ y $x_0=-1.157$.

4.5.3. Ajuste para Suelos Cohesivos

En esta tesis adicionalmente se usan suelos cohesivos, los cuales suelen ser más blandos. Para representar el comportamiento del suelo cohesivo se ha usado los datos de Vucetic y Dobry (1991) con $IP=30$. En la Figura 4-27 se muestra el ajuste con el modelo sig3.



(a)



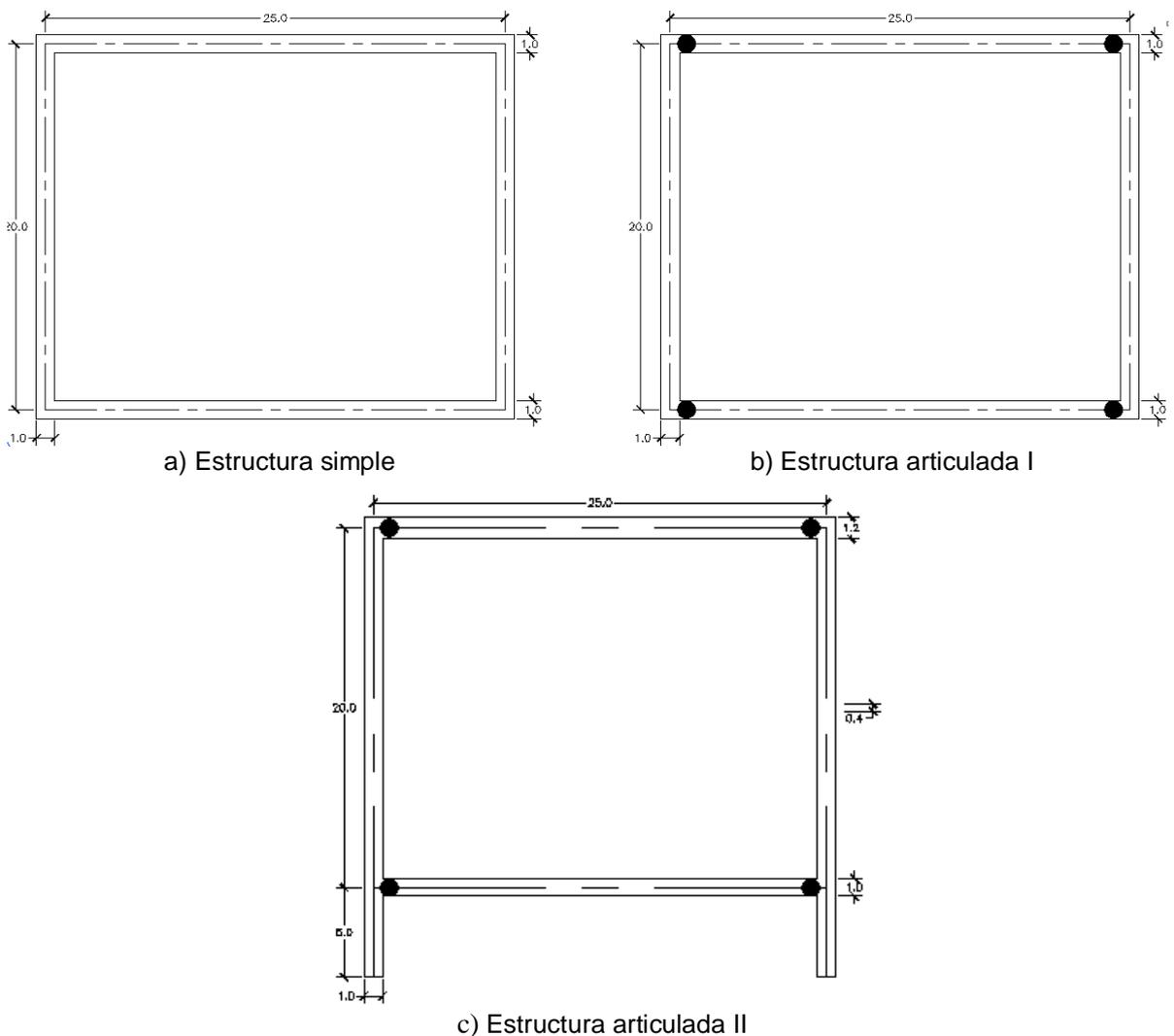
(b)

Figura 4-27. Ajuste para los datos de Vucetic y Dobry (1991) con $IP=30$. Modelo Sig3 con $a=1.02$, $b=-0.612$ y $x_0=-0.835$.

CAPÍTULO V: CASOS ANALIZADOS

Dada la alta sismicidad de la costa del Perú y que las estructuras subterráneas con frecuencia se ubicarán en suelos heterogéneos, las limitaciones de los métodos analíticos hacen que su aplicación sea muy cuestionable. En este contexto es necesario realizar análisis que consideren el comportamiento no lineal e inelástico del suelo y la interacción del suelo con la estructura subterránea.

En esta tesis se han llevado a cabo múltiples análisis dinámicos con las consideraciones de los capítulos previos. Se evaluaron algunas geometrías de la estructura, considerando posibles uniones articuladas. En la Figura 5-1 se muestran las geometrías analizadas. La mayoría de análisis se hacen para la geometría más simple en forma de caja.



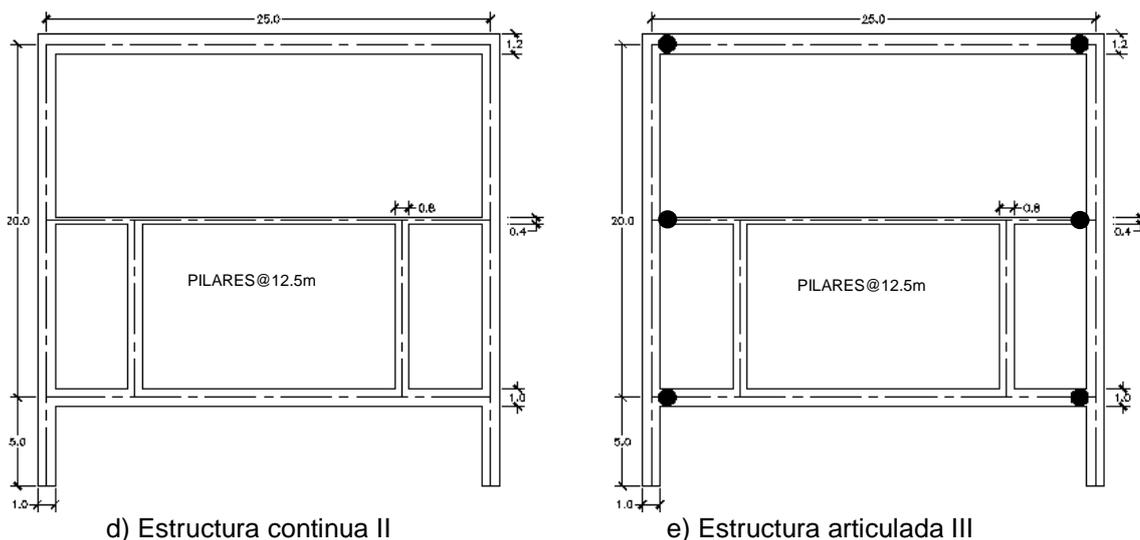


Figura 5-1. Geometrías comunes en estructuras subterráneas rectangulares.

La respuesta sísmica de la estructura se obtiene en términos de deformaciones y momentos flectores. Así, los análisis pretenden evaluar la influencia en la respuesta sísmica de factores como el espesor de los muros, el tipo de suelo, la intensidad del sismo y la profundidad de la estructura.

Los tipos de suelo considerados son suelos uniformes granular y cohesivo, y un suelo estratificado que representa al suelo de Lima.

En los análisis dinámicos se emplearon los sismos artificiales dados por el CISMID (2013).

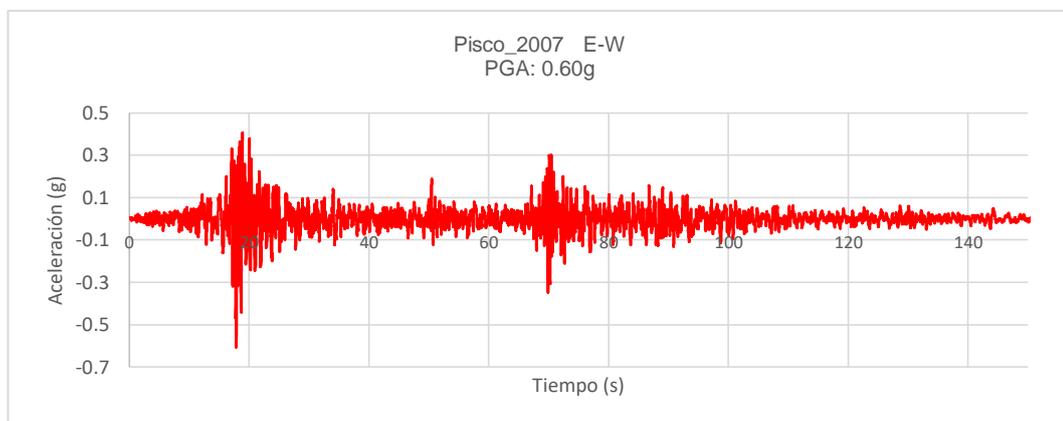
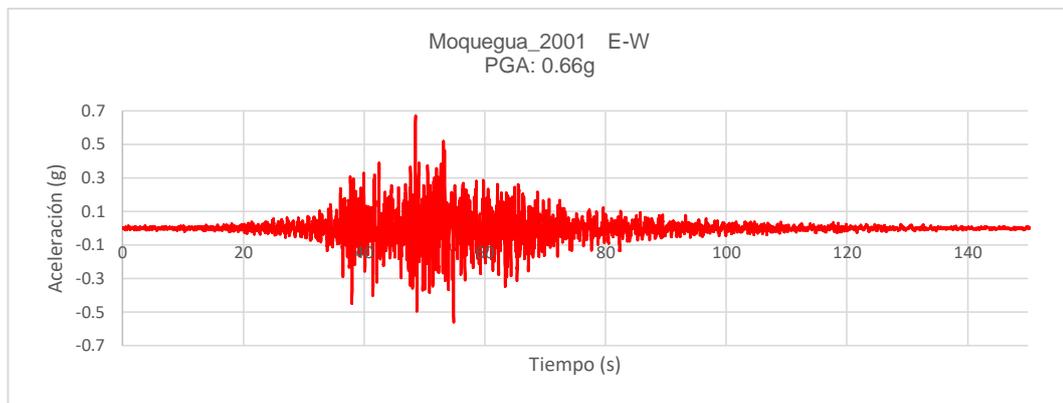
5.1. REGISTROS DE SISMOS ARTIFICIALES

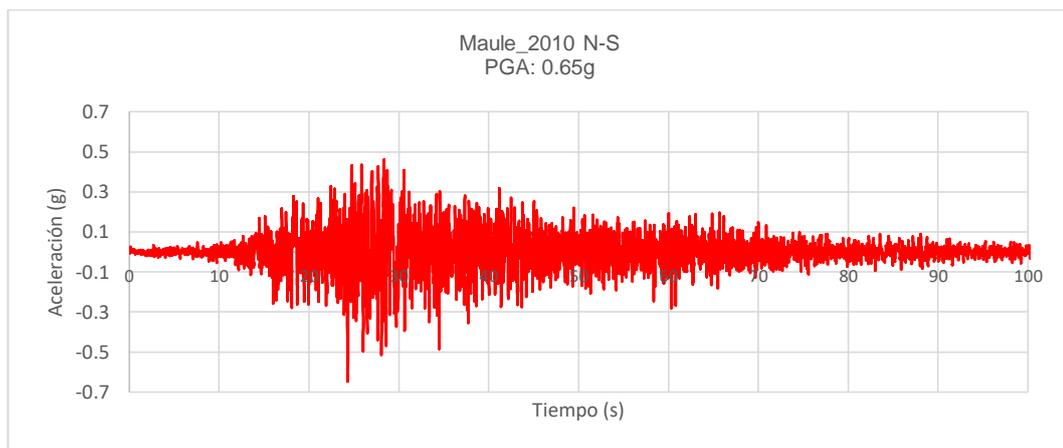
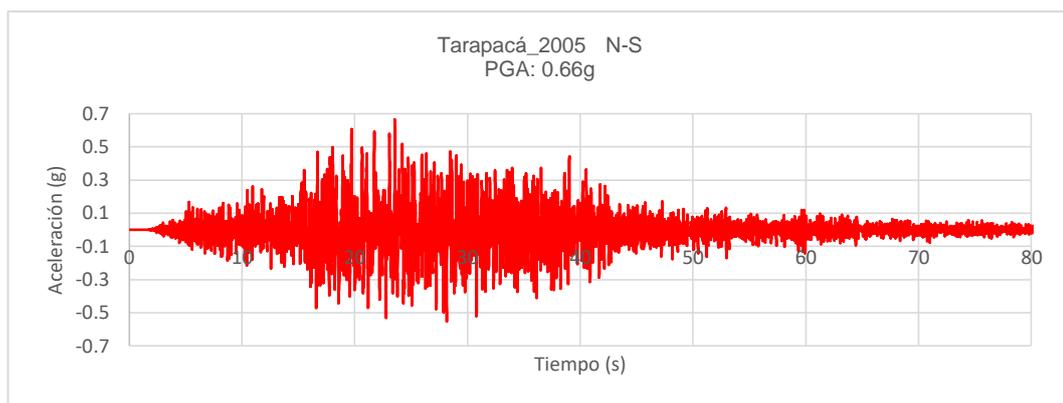
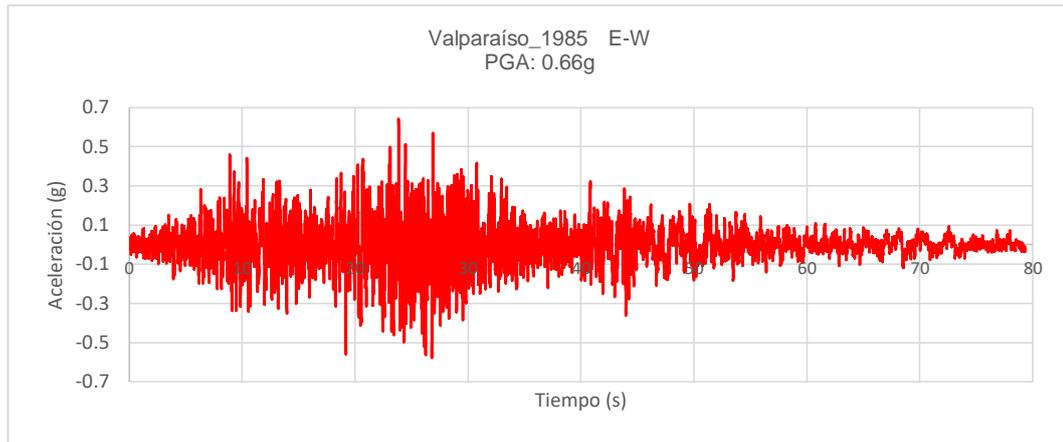
En esta tesis se han empleado los sismos dados por el CIDMID (2013) ajustados al espectro de la norma E030. Ya que estos sismos están asociados a periodos de retorno de 500 años, para los objetivos de la tesis se les aproxima a sismos asociados con periodos de retorno de 1000 y 2500 años usando factores de 1.3 y 1.5 respectivamente. Se trabaja sobre todo con los sismos asociados a un periodo de retorno de 2500 años (excepto cuando se indique lo contrario). Las características de los sismos empleados se muestran en la Tabla 5-1.

Tabla 5-1. Características de los sismos empleados en el análisis.

Sismo	Componente	Sismogénesis	Tipo de suelo E.030	Factor U E.030	PGA (g)
Moquegua 2001	E - W	Subducción Interfase	S1	1.5	0.66
Pisco 2007	E - W	Subducción Interfase	S1	1.5	0.60
Valparaíso 1985	E - W	Subducción Interfase	S1	1.5	0.66
Tarapacá 2005	N - S	Subducción Intraplaca	S1	1.5	0.66
Maule 2010	N - S	Subducción Interfase	S1	1.5	0.65
Geiko - Hiroshima 2001	E - W	Subducción Intraplaca	S1	1.5	0.58
Kobe 1995	N - S	Intraplaca Cortical	S1	1.5	0.64

Las historias de las aceleraciones de los sismos se muestran en la Figura 5-2 y los correspondientes espectros de respuesta en la Figura 5-3.





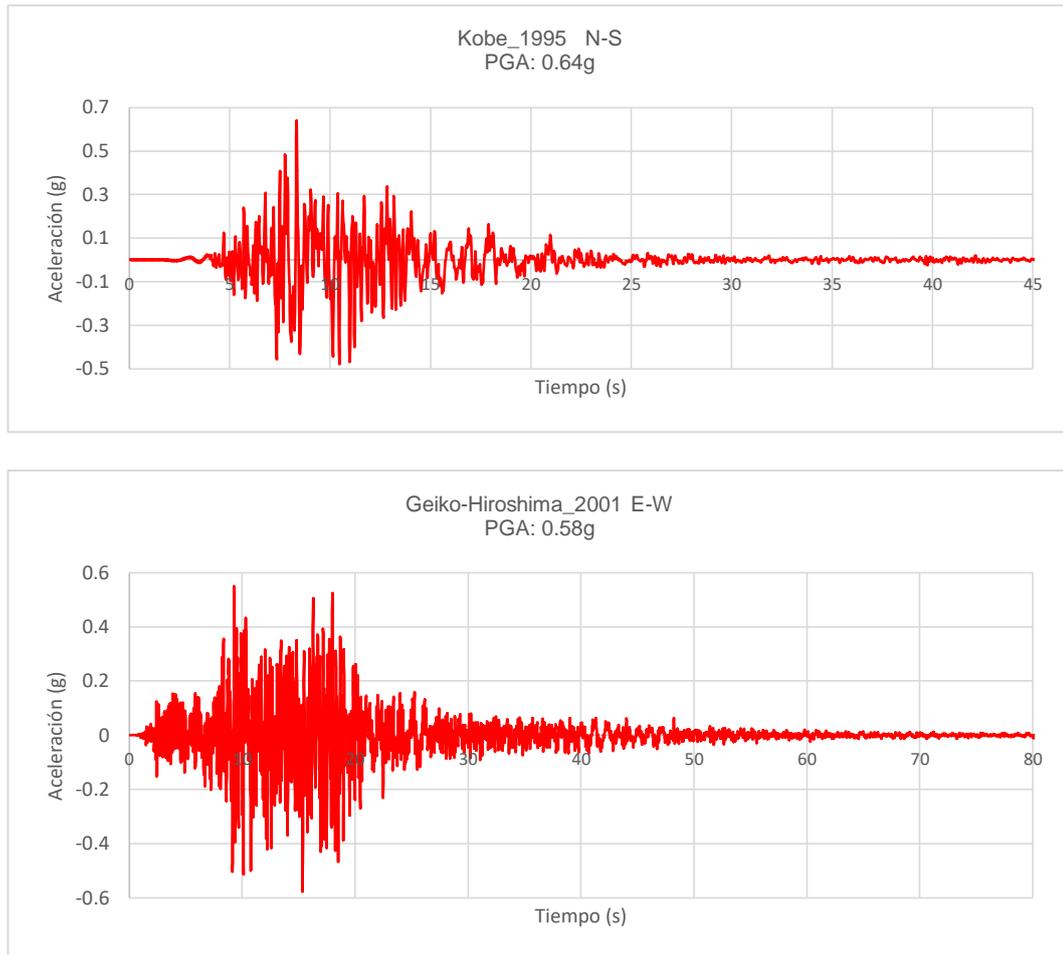


Figura 5-2. Acelerogramas de sismos empleados, asociados a un periodo de retorno de 2500 años.

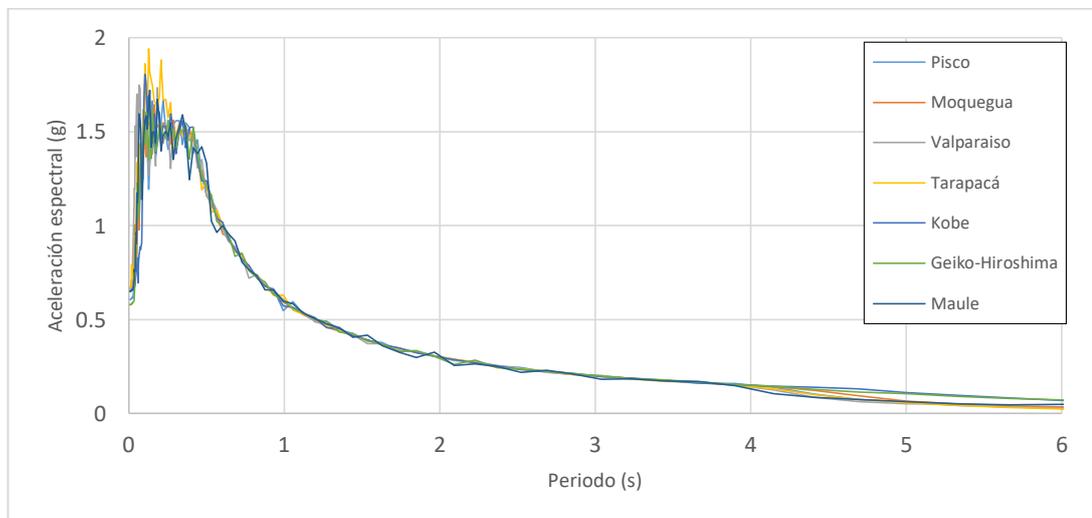


Figura 5-3. Espectros de respuesta de los sismos ajustados a la norma peruana E030.

5.2. PROPIEDADES DE LOS SUELOS

Como se indica al principio del capítulo, se han usado suelos uniformes granular, cohesivo y un suelo estratificado. El fin de usar un suelo uniforme granular es una simplificación para que sea más notorio el efecto de la presencia de la estructura en los resultados. Así, a lo largo del capítulo se hace referencia a suelo uniforme granular simplemente como suelo uniforme. Mientras que el suelo uniforme cohesivo sólo se usa en una sección para comparar los resultados que se tendría al tener un suelo más blando.

La posibilidad de que se presente un suelo heterogéneo se tiene en cuenta mediante el suelo estratificado, que a la vez trata de representar al suelo de Lima. Las propiedades para el suelo estratificado se basan en el trabajo de Quispe et al. (2014) quienes muestran cómo varía la velocidad de las ondas de corte con la profundidad, en varios puntos de Lima.

Las propiedades de los tipos de suelo considerados se listan en la Tabla 5-2, y en la Figura 5-4 se grafican los correspondientes módulos de corte (G) contra la profundidad.

Tabla 5-2. Propiedades de suelos usadas en el análisis.

Descripción	z (m)	Y(kN/m ³)	IP	Vs (m/s)	v	G (MPa)
Estratificado	0-5	16.5	-	250	0.25	105
	5-10	17	-	400	0.25	277
	10-20	18	-	450	0.25	372
	20-35	20	-	600	0.25	734
	35-60	21	-	750	0.25	1204
	60-90	22	-	1000	0.25	2243
	90-150	22	-	1500	0.25	5046
Granular	0-150	20	-	400	0.25	326
Cohesivo	0-150	15.7	30	200	0.30	64

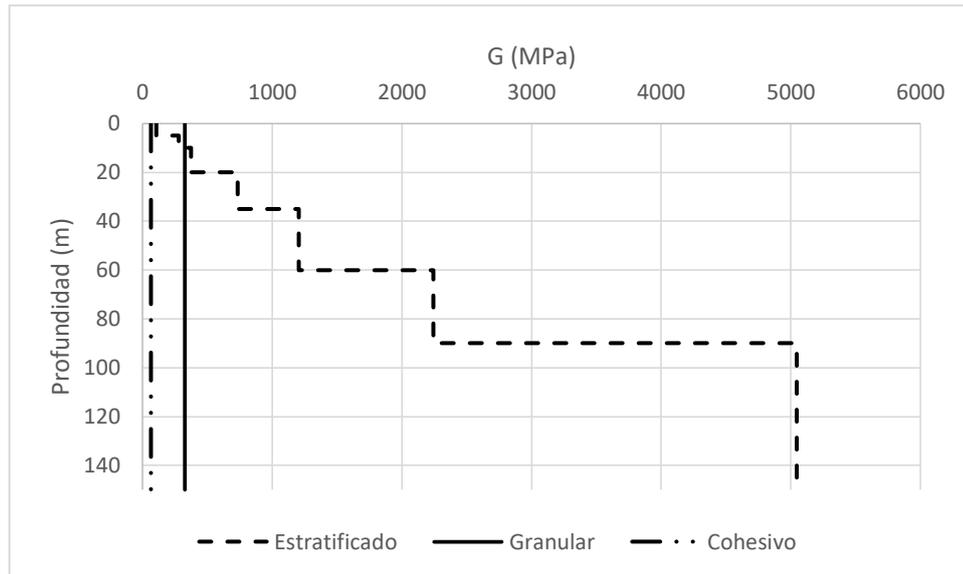


Figura 5-4. Módulos de corte de los suelos considerados.

El comportamiento no lineal e inelástico del suelo se tiene en cuenta en FLAC 2D usando el modelo sig3. Para suelos granulares el modelo sig3 se ajusta a las curvas de degradación de módulo cortante y aumento del amortiguamiento con la deformación dadas por Seed e Idriss (1974). Para el suelo cohesivo el modelo sig3 se ajusta a las curvas dadas por Voucetic y Doubry (1991). Los detalles del modelo de suelo y los correspondientes ajustes se encuentran en la Sección 4.4.

Para calificar la estructura como flexible o rígida se requiere calcular el coeficiente de flexibilidad definido en el capítulo II. A su vez esto requiere obtener la rigidez lateral de la estructura, la cual se considera hecha de concreto con $f'c = 28$ MPa. El coeficiente de flexibilidad para la estructura simple en el suelo uniforme granular se calcula según la Ec.(2-3) :

$$F = \frac{5G_m L}{6K_L H}$$

$$F = \frac{5(326MPa)(25m)}{6(5.45MPa)(20m)}$$

$$F = 62$$

Por lo tanto, la estructura se consideraría muy flexible respecto al medio que le rodea. Para estimar las deformaciones del sistema del suelo y la estructura se usa el coeficiente de distorsión de la Ec.(2-4), ya que el valor de F está fuera del rango cubierto por los resultados de Wang (1993).

$$\alpha_m = (3 - 4\nu_m) / F = 0.0322$$

$$R = \left[\frac{4(1 - \nu_m)}{1 + \alpha_m} \right] = 2.91$$

Lo anterior quiere decir que los desplazamientos relativos del techo y fondo de la estructura subterránea llegarán a ser 2.9 veces los desplazamientos relativos correspondientes a tales posiciones en la condición de campo libre. Este resultado se verificará más adelante en este capítulo.

5.2.1. Movimiento de Campo Libre

Para los suelos considerados, en las Figura 5-5 y Figura 5-6 se muestra el efecto de considerar el comportamiento no lineal. Para ello se grafica el movimiento de campo libre, considerando al suelo como lineal con 5% de amortiguamiento viscoso y como no lineal con amortiguamiento histerético, para los casos de los sismos de Moquegua y Valparaíso.

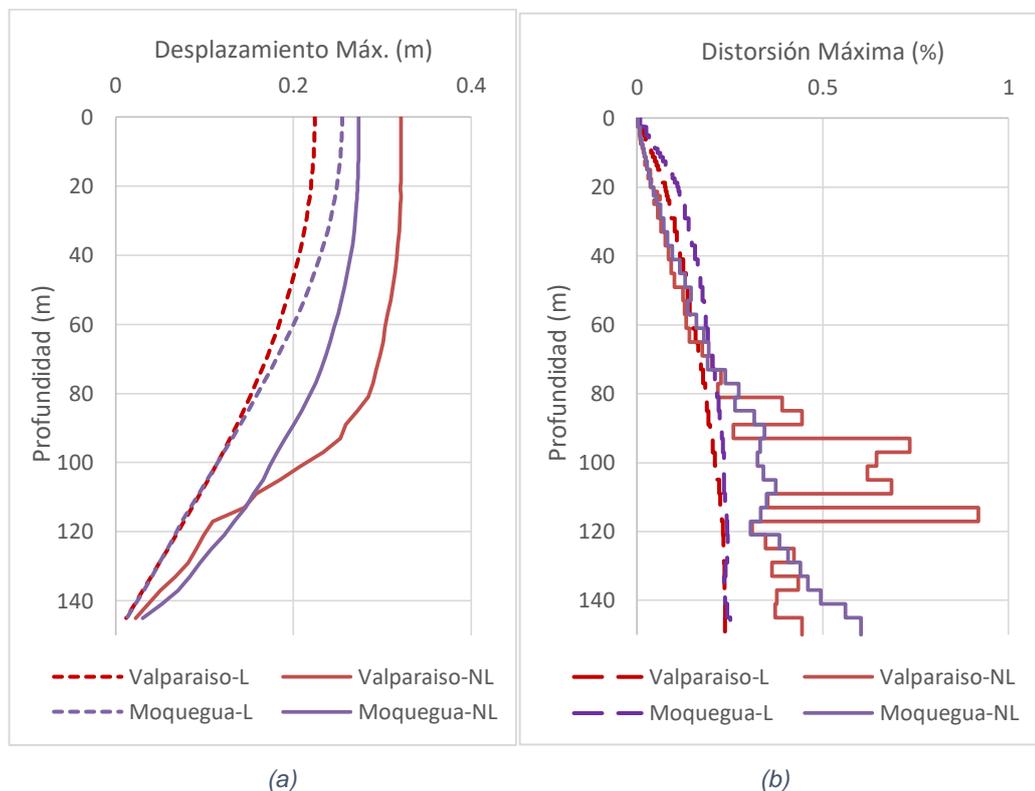


Figura 5-5. Máximos desplazamientos (a) y distorsiones (b) para suelo uniforme granular en campo libre.

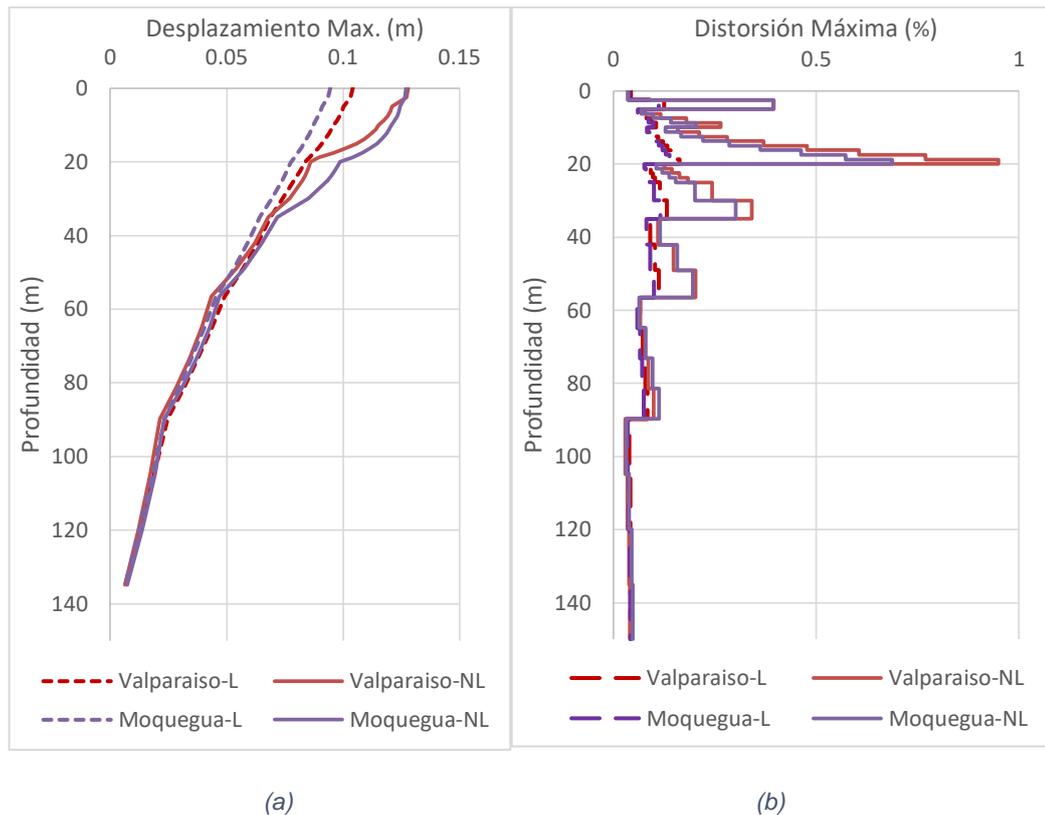


Figura 5-6. Máximos desplazamientos (a) y distorsiones (b) para suelo estratificado en campo libre. Se observa que los desplazamientos del suelo son mayores, en general, debido al comportamiento no lineal.

Para el caso del suelo uniforme la no linealidad es más importante a mayores profundidades, porque hay distorsiones mayores; no es el caso para el suelo estratificado, ya que a mayor profundidad se tienen estratos más rígidos, los cuales se mantienen cerca del rango de comportamiento lineal. Sin embargo, los estratos menos rígidos son más afectados por la no linealidad y presentan mayores distorsiones.

Para el caso de suelo uniforme, las distorsiones cerca de la superficie obtenidos con un análisis no lineal resultan menores que cuando se considera comportamiento lineal. Esto se debe a que a mayores profundidades las rigideces cambian y con ello el filtrado de frecuencias; por ello las deformaciones hacia arriba cambian.

El comportamiento dinámico del perfil de suelo puede ser significativamente afectado por la no linealidad. Así, para el caso del suelo uniforme, la estructura

sería más afectada al estar a mayor profundidad; mientras que ocurre lo contrario en el suelo estratificado.

La estratificación del suelo afecta notoriamente la respuesta sísmica. Las distorsiones que se obtienen en las zonas que podría implantarse una estructura subterránea, que pueden ser los 50 m más superficiales, son un poco mayores con que sismo de Valparaíso que con el sismo de Moquegua; pero en general, son similares para ambos sismos. La similitud en los resultados es lo esperado debido a que ambos sismos han sido ajustados con el mismo espectro objetivo. Por ello, al analizar el sistema del suelo y la estructura usando varios sismos, se espera que los resultados no varíen significativamente entre un sismo y otro. Esto se trata en la sección siguiente.

Los máximos desplazamientos relativos entre los puntos correspondientes a la ubicación de la estructura subterránea (a 5 y 25 m de profundidad) en la condición de campo libre resultan ser:

En suelo uniforme,

$$\Delta_{ff} = 5.84 \text{ mm}$$

En suelo estratificado,

$$\Delta_{ff} = 4.65 \text{ cm}$$

5.3. ESTRUCTURA DE GEOMETRÍA SIMPLE

En esta sección se analiza una estructura con sección transversal en forma de caja, que consta de dos pantallas laterales, una losa de techo y una losa de fondo. Se analiza la estructura con un modelo de deformación plana, que se muestra en la Figura 5-7. Se considera como caso base una estructura con 20 m de altura, 25 m de ancho y muros con espesor de 1 m. Los análisis se hacen considerando un ancho unitario en la dirección perpendicular al plano del modelo.

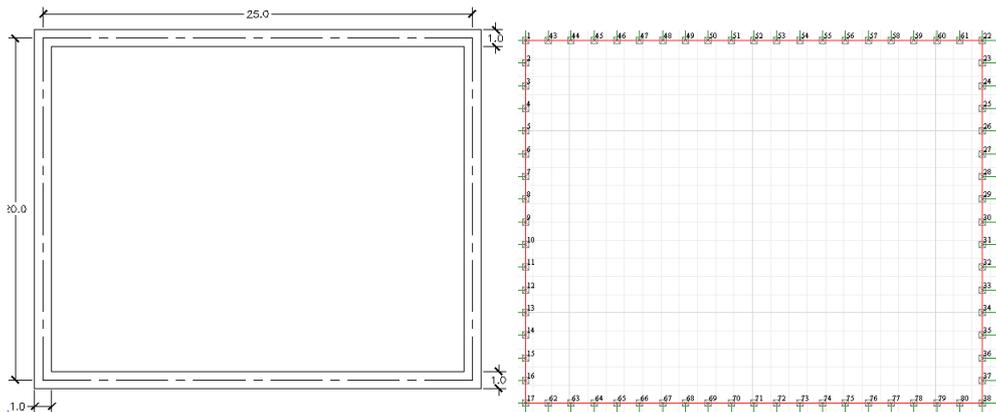


Figura 5-7. Modelo discreto de la estructura subterránea con geometría simple.

5.3.1. Análisis Tiempo-Historia en Suelo Uniforme

Se realizaron análisis tiempo historia considerando dimensiones típicas de pantallas de 1 m de espesor, losa de techo con 1.2 m de peralte y losa de fondo con 1 m de peralte. El modelo numérico empleado puede verse en la Figura 5-8. Se consideraron 7 sismos, y en la Figura 5-9 se muestra la forma típica del diagrama de momentos flectores en las pantallas de la estructura en suelo uniforme y para el sismo de Moquegua.

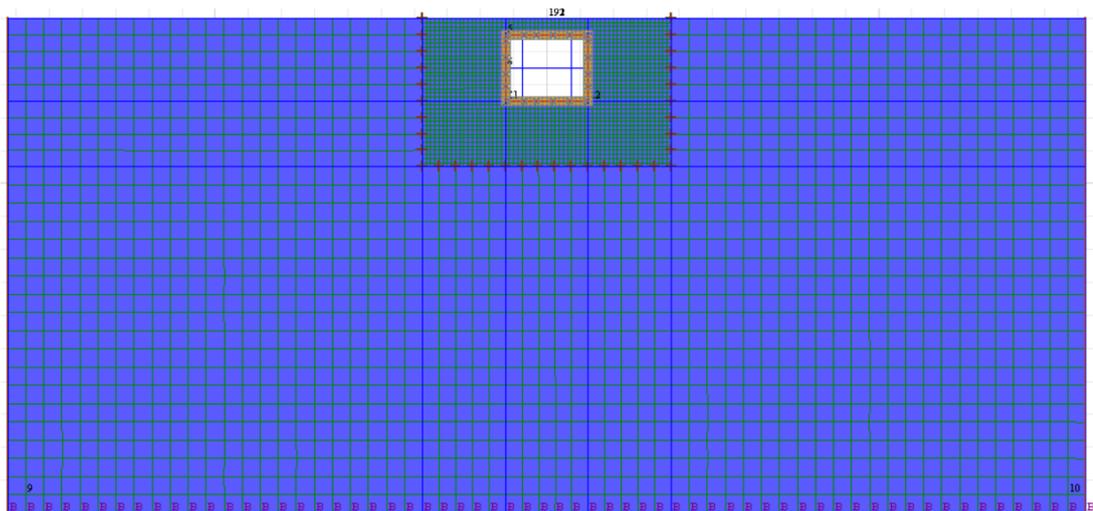


Figura 5-8. Modelo numérico en FLAC 2D de la estructura subterránea en suelo uniforme.

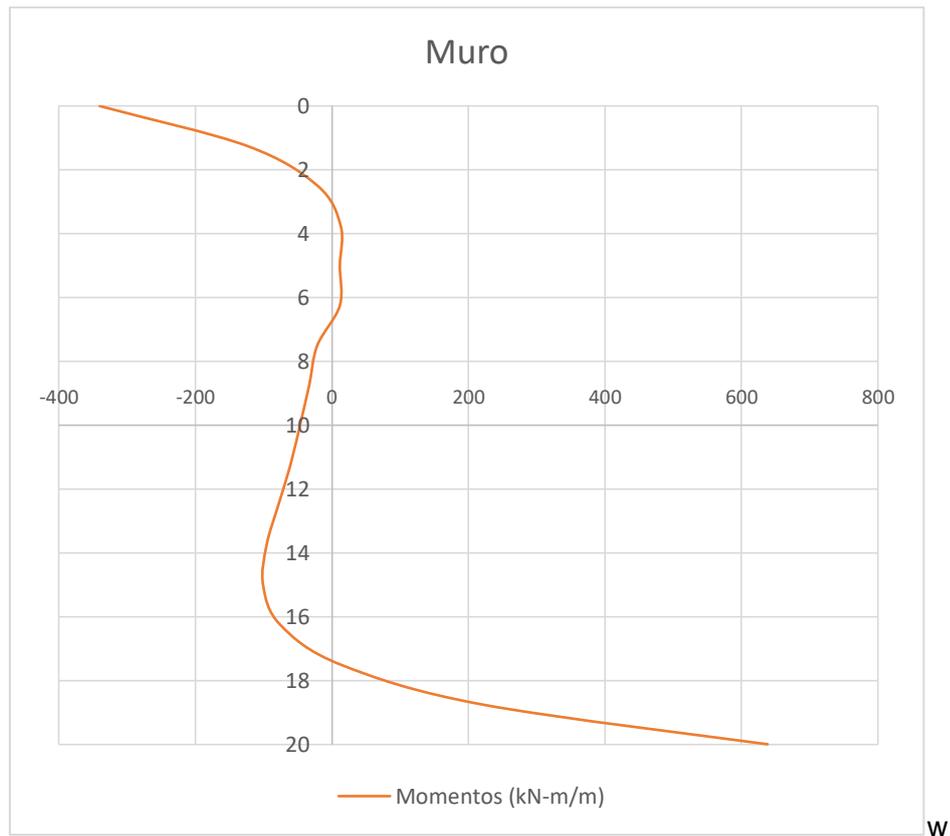


Figura 5-9. Diagrama de momentos flectores (kN-m/m) en la pantalla de la estructura en suelo uniforme para el tiempo $t= 50$ s.

La figura anterior muestra un diagrama de momentos flectores no lineal que cruza el cero en tres puntos. Los momentos en los extremos son marcadamente mayores que en puntos intermedios y el momento en el extremo inferior es mayor que en el superior. Lo anterior se debe a la rigidez rotacional que aportan las losas y sobre todo a las restricciones a la rotación que el suelo impone en las esquinas de la estructura.

Se ha hecho el análisis sísmico para cada uno de los 7 sismos y el rango de las envolventes de momentos obtenidas, y el promedio de éstas, para cada elemento se presentan en las figuras que siguen. Inicialmente se estudia el caso de suelo uniforme con comportamiento no lineal.

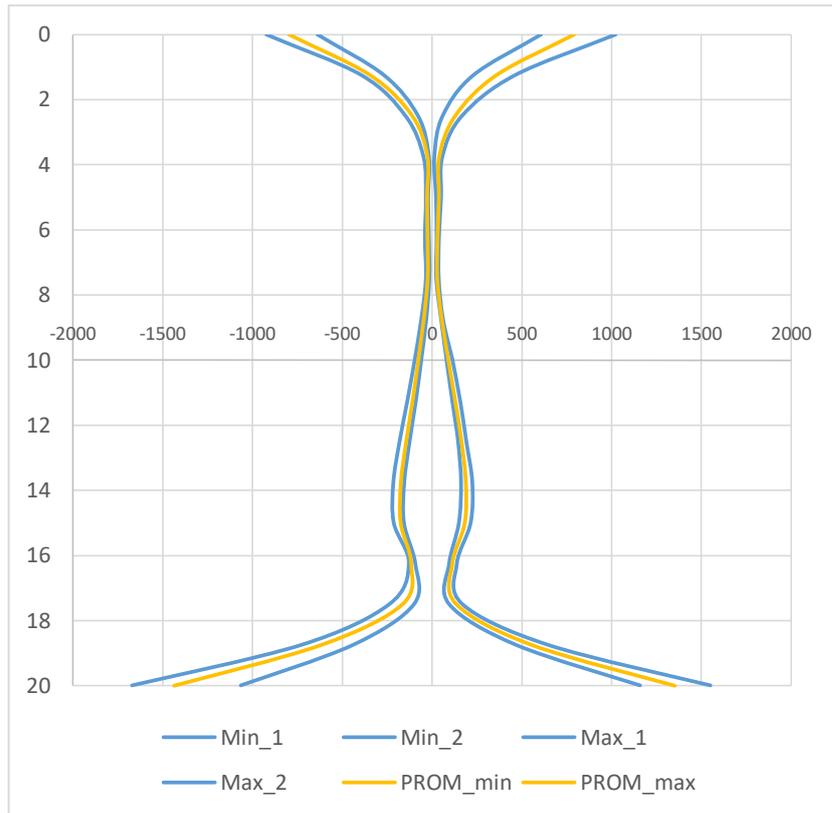


Figura 5-10. Rango y promedio de envolventes de momento (kN-m/m) para los muros de la estructura.

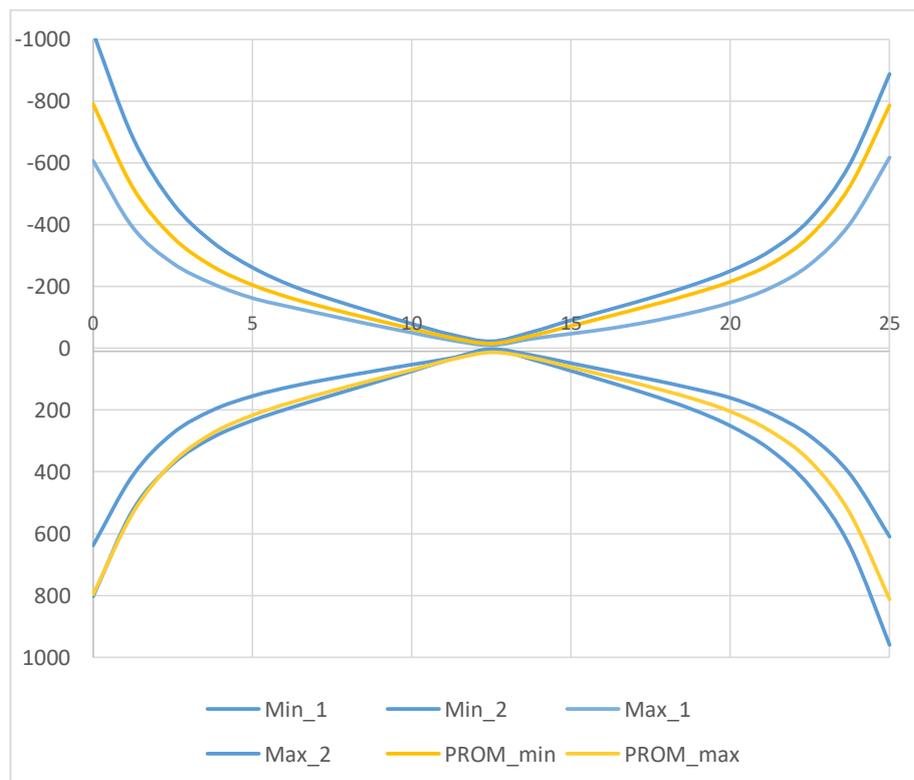


Figura 5-11. Rango y promedio de envolventes de momento (kN-m/m) para la losa de techo.

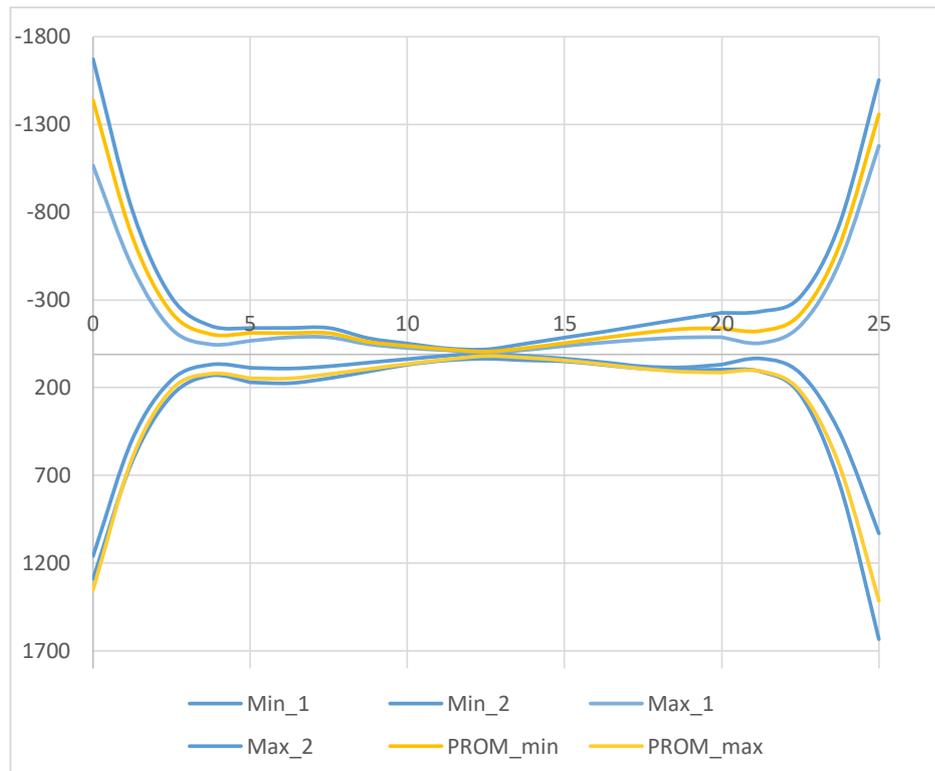


Figura 5-12. Rango y promedio de envolventes de momento (kN-m/m) para la losa de fondo.

En las figuras anteriores se ve que los diagramas de momentos flectores son no lineales y hay poca variabilidad de los resultados al realizar el análisis con diversos sismos, por lo cual en adelante se usará el sismo de Moquegua para el resto de análisis. Los momentos flectores en los elementos horizontales son menos importantes en las zonas interiores, donde se alcanzan momentos de alrededor de 200kN-m/m, por lo cual su principal demanda será la debida a las cargas de gravedad. En todos los elementos la forma de los diagramas de momento es no lineal, debido a la interacción entre el suelo y la estructura. En adelante se centra el estudio en los elementos verticales, cuya demanda por sismo es más significativa.

Debido a que los mayores momentos de las losas se producen en sus extremos donde están en equilibrio con los correspondientes a las pantallas, al estudiar las pantallas se puede tener idea de la magnitud de los momentos en el resto de la estructura.

5.3.2. Análisis Tiempo-Historia en Suelo Estratificado

El suelo donde se implantan las estructuras subterráneas puede ser heterogéneo, esto se ha trata de tener en cuenta al modelar la estructura en un suelo estratificado con las propiedades de la Tabla 3-1 (Figura 5-13).

Las dimensiones de la estructura, propiedades dinámicas de suelo y sismos considerados son los mismos que en el caso del suelo uniforme. En las siguientes figuras se muestran las envolventes de momentos flectores obtenidos en cada elemento a partir del análisis tiempo-historia.

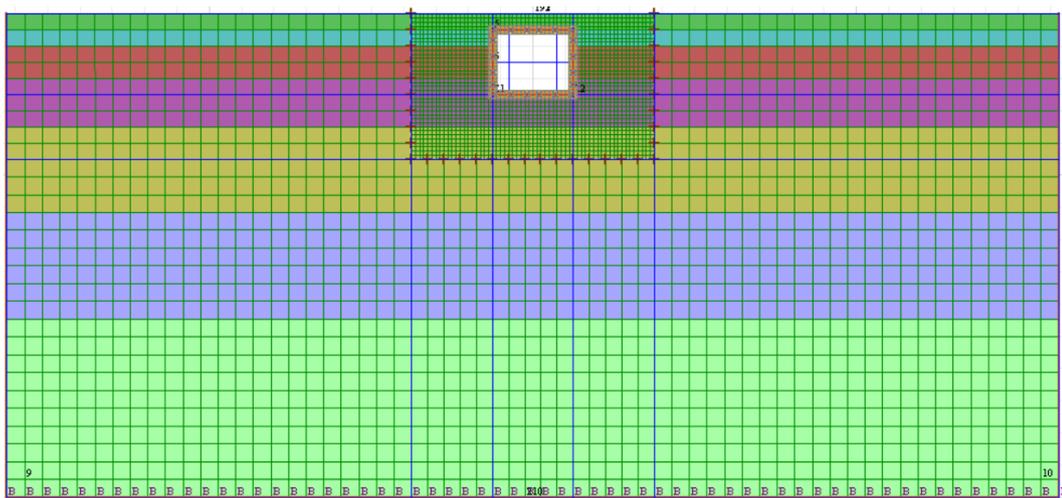


Figura 5-13. Modelo numérico de la estructura subterránea en suelo estratificado.

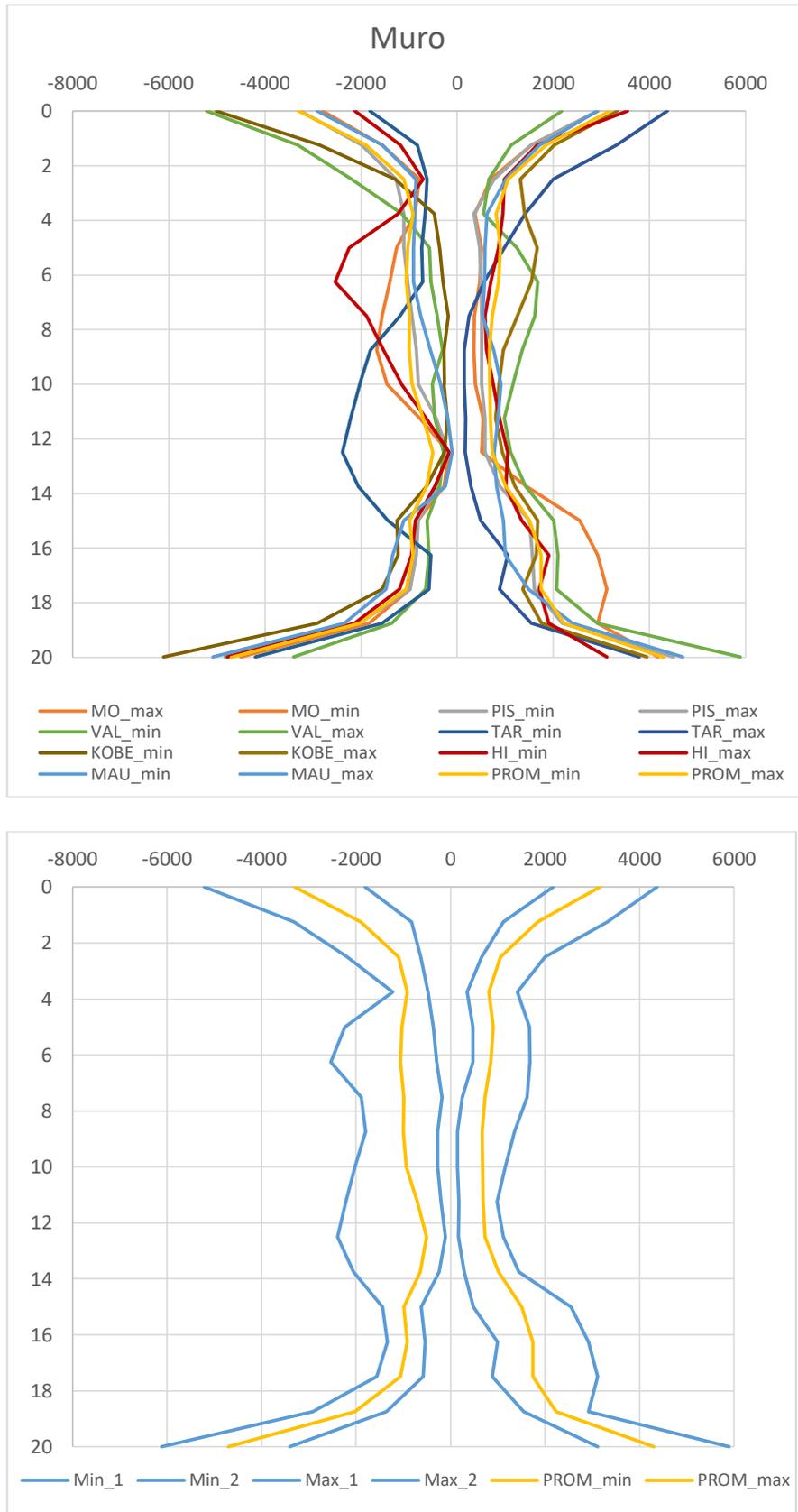


Figura 5-14. Envolventes de momentos flectores (kN-m/m) en muro para varios sismos en suelo estratificado.

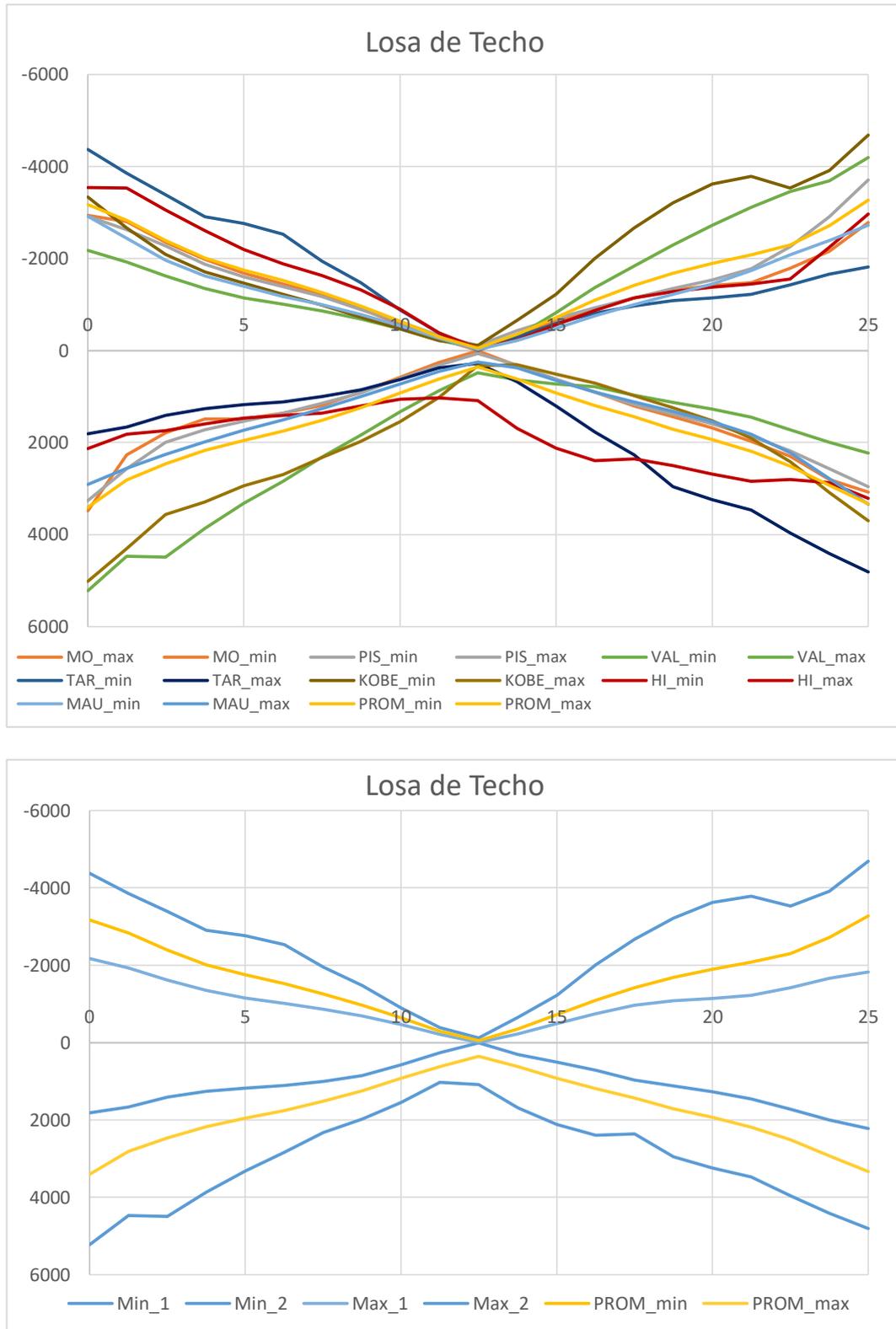


Figura 5-15. Envolturas de momentos flectores (kN-m/m) en losa de techo para varios sismos en suelo estratificado.

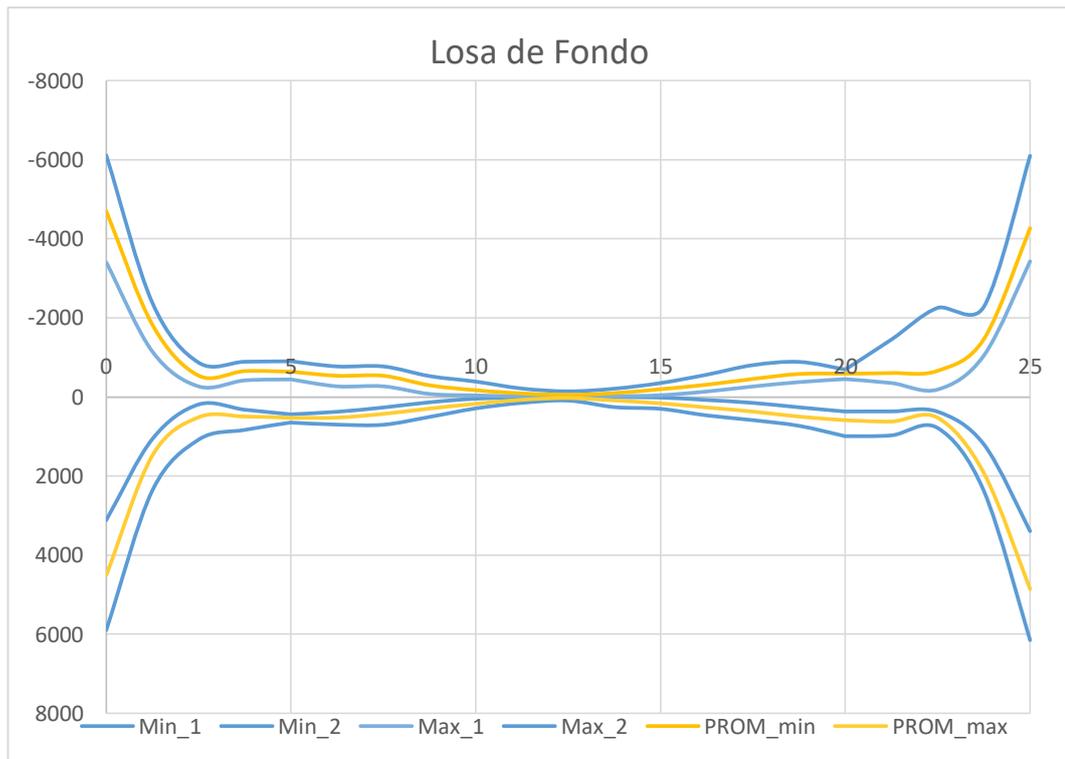
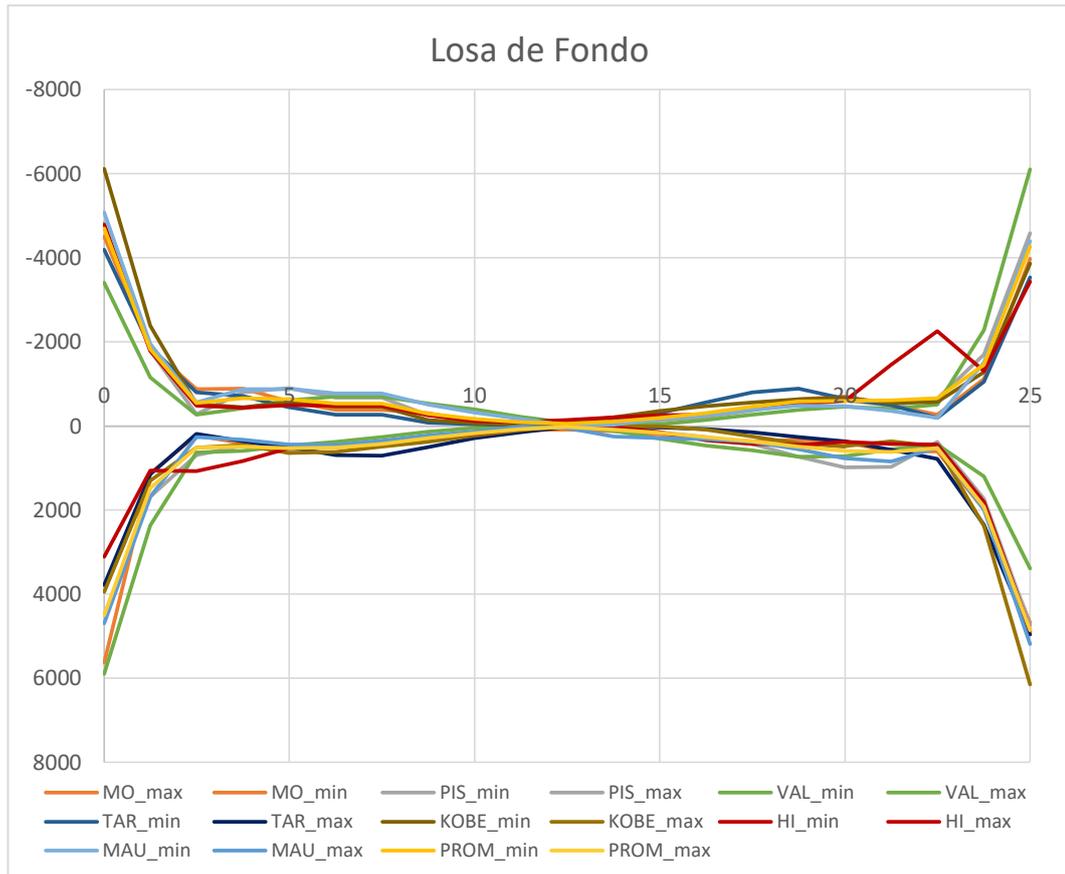


Figura 5-16. Envolturas de momentos flectores (kN-m/m) en losa de fondo para varios sismos en suelo estratificado.

Las envolventes de momentos flectores, los rangos máximos, mínimos y el promedio de las envolventes para el muro izquierdo de la estructura se muestran en la Figura 5-14. Se nota una significativa variación de los resultados para sismos distintos, a pesar de estar ajustados a un mismo espectro; sin embargo, puede observarse alguna tendencia en la distribución de los momentos en el muro. Los mayores momentos flectores se presentan en los extremos, y en la zona central, a diferencia que en el caso de suelo uniforme, los momentos son significativos. En general, los momentos flectores inducidos por un eventual sismo en los muros de la estructura subterránea en suelo estratificado pueden ser hasta cuatro veces los correspondientes a la misma estructura en suelo uniforme.

Las envolventes de momentos flectores para la losa de techo y de fondo se presentan en la Figura 5-21 y la Figura 5-22, respectivamente. Puede verse que en ambas losas las mayores sollicitaciones ocurren cerca de los extremos; y que la no linealidad del suelo afecta más significativamente a la losa de. También, los momentos flectores obtenidos para diversos sismos resultan más dispersos en la losa de techo que en la losa de fondo.

5.3.3. Verificación de los Métodos Simplificados Basados en las Hipótesis de Campo Libre

Suelo Uniforme

Los trabajos de Wang (1993) y otros autores, plantean que estructuras como la considerada califican como flexibles respecto del suelo y tienen poca influencia en el movimiento del suelo. Como consecuencia el sistema del suelo y la estructura tiende al movimiento del suelo con el agujero debido a la excavación, sin aporte de rigidez por parte de la estructura.

Según ello, se puede aproximar la respuesta dinámica colocando a la estructura aislada, como desplazamiento prescrito, la máxima diferencia de los desplazamientos entre el techo y el fondo de la estructura. Del análisis dinámico no lineal del sistema del suelo y la estructura con FLAC 2D se obtiene un máximo desplazamiento relativo de 0.0144 m, que al compararlo con el desplazamiento relativo correspondiente en campo libre (sección 2.3.1.2) resulta en un factor de distorsión (factor R) de 2.47, mientras que el estimado en la Sección 5.2 fue 2.91.

Se realizó el análisis simplificado usando un modelo plano de la estructura en el programa de cómputo SAP2000, en que las propiedades de rigidez (E , ν) se modifican apropiadamente para obtener el equivalente a un estado de deformación plana; y al que se le aplica el desplazamiento relativo máximo de 0.0144 m. Los resultados se muestran en la Figura 5-17.

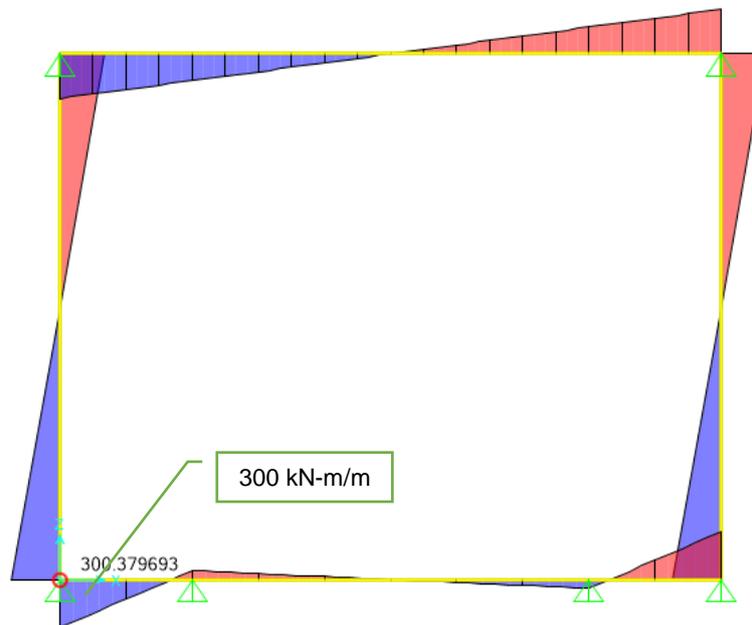


Figura 5-17. Momentos flectores (kN-m/m) en la estructura según hipótesis de Wang (1993).

Como puede verse los momentos flectores resultan muy pequeños respecto a lo obtenido con FLAC (300 contra 1000 kN-m/m). Se intuye que las restricciones del suelo tienen importancia en la rigidez rotacional de los nudos de la estructura. Por ello, se hace otro modelo, considerando el suelo en techo y fondo con resortes con un coeficiente de balasto de 100000 kN/m³ (típico de suelos granulares rígidos). En tal caso el diagrama de momentos flectores es similar, pero con valores 10% mayores, lo que es aún insuficiente.

Esto puede explicarse al ver nuevamente el perfil de desplazamientos obtenido para suelo uniforme (Figura 5-5a), en el que se aprecia que en la zona donde se ubica la estructura (de 5 a 25m de profundidad), los desplazamientos del techo y la losa de fondo son similares. Por ello en este caso es insuficiente aplicar el máximo desplazamiento relativo. Además al hacer esto se está imponiendo la condición que todos los puntos interiores tienen la misma distorsión, igual al desplazamiento relativo de techo y losa entre la altura de la estructura, por lo que

el diagrama de momentos resulta lineal. En cambio, si se observa las máximas distorsiones en el perfil de suelo uniforme (Figura 5-5b), puede notarse que éstas aumentan con la profundidad con lo cual resulta un diagrama de momentos no lineal como el de la Figura 5-9, con momentos mayores en la parte inferior respecto de la superior.

Se realizó un modelo adicional donde para tener en cuenta que la estructura está completamente rodeada de suelo, se le colocan los resortes, con la misma rigidez, también en los muros. Con esto se obtuvo el diagrama de momentos que se muestra en la Figura 5-18, en que se aprecia la distribución no lineal y que las magnitudes aumentan significativamente hasta 580 kN-m/m; pero no llegan a compararse con lo obtenido con FLAC 2D. Ante ello y para ver la influencia del coeficiente de balasto, se coloca a la mitad inferior de la estructura un coeficiente balasto mayor; obteniendo diferencias poco importantes para coeficientes de balasto de 200000 y 300000 kN/m³. Al usar un coeficiente de balasto de 800000 kN/m³ se obtienen momento máximos de 766 kN-m/m, lo que llega ser sólo la mitad de los máximos momentos obtenidos con FLAC 2D,

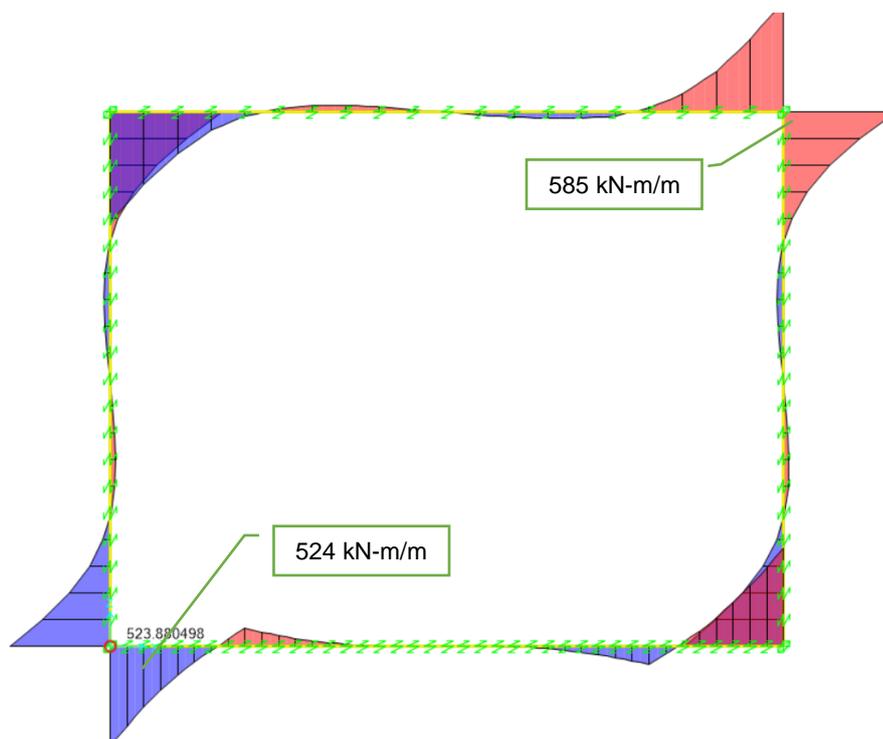


Figura 5-18. Momentos flectores (kN-m/m) en la estructura rodeada por resortes que representan el suelo.

Generalización de la Hipótesis de Wang

Por lo expuesto anteriormente, para aproximar los resultados del análisis dinámico es insuficiente cargar a la estructura con el máximo desplazamiento relativo entre el techo y la losa. Para mejorar esto, de FLAC 2D se han obtenido las historias de desplazamiento en cada nudo de las pantallas durante el análisis dinámico del sistema suelo-estructura. Luego con estos desplazamientos, que se pueden considerar como los “reales”, se ha hecho un programa de computo que, para la estructura discretizada de la misma manera que en FLAC 2D, impone los desplazamientos en cada uno de los nudos y realiza un equilibrio estático para hallar los correspondientes momentos. Esto lo hace para cada instante de tiempo en que se tienen las historias de desplazamiento, con lo cual presenta el máximo y mínimo momento que ocurre en cada uno de los nudos de la pantalla de la estructura. El análisis se hace considerando la estructura simétrica y la carga antisimétrica. Inicialmente a los extremos de la pantalla sólo se añade el aporte en rigidez rotacional del techo y la losa, luego se considera una rigidez rotacional adicional que representa el efecto de la restricción que el suelo impone en las esquinas de la estructura. Los resultados se comparan con lo obtenido con FLAC 2D.

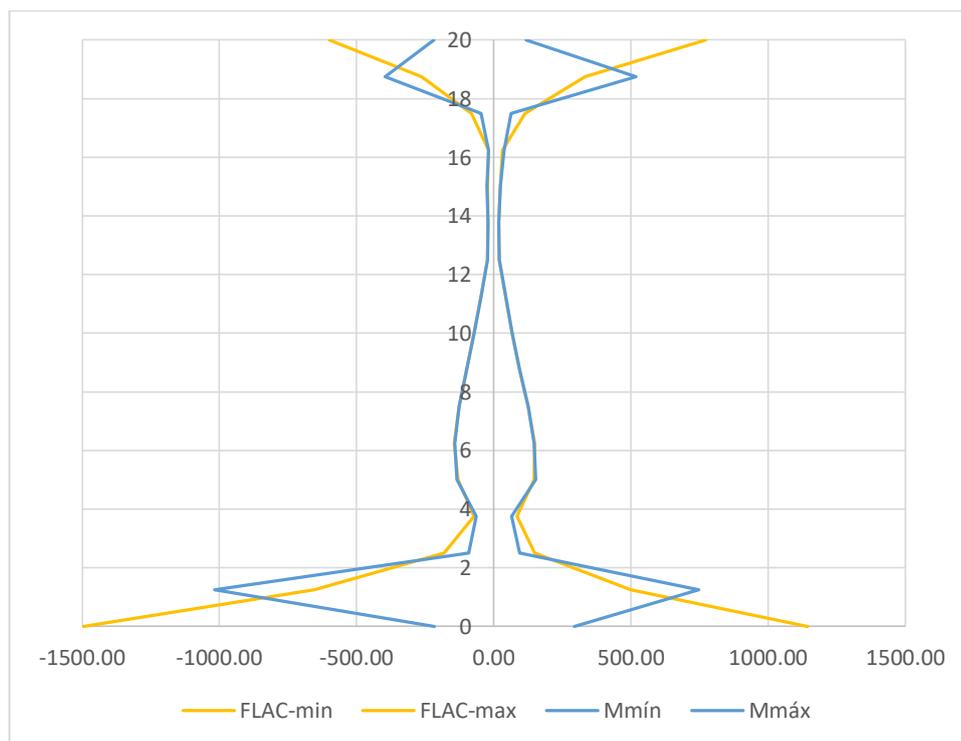
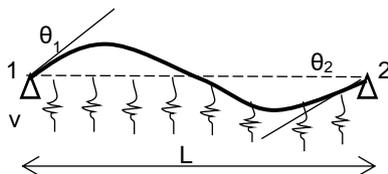


Figura 5-19. Envolvente de momentos flectores (kN-m/m) sin considerar la restricción rotacional del suelo sobre las esquinas de la estructura.

En la Figura 5-19 se presenta la envolvente de momentos flectores obtenida para la estructura con pantallas de 1 m de espesor y, el peralte de la losa y el techo iguales a 1.2 m. No se ha tomado en cuenta la restricción del suelo sobre las esquinas. Se grafica también la envolvente de momentos obtenida con FLAC 2D. Puede verse que los momentos resultan idénticos en la zona central de la pantalla, pero difieren significativamente hacia los extremos. Esto se debe a que el suelo que rodea la estructura restringe la rotación de las esquinas, lo cual puede considerarse como una rigidez rotacional adicional de la siguiente manera:



Se sabe de la teoría de elementos finitos que,

$$Ka - f = 0 \quad (5-1)$$

$$f = \int_V N^T \bar{b} dV + \int_{S_\sigma} N^T \bar{T} dS \quad (5-2)$$

Donde $K, f, a, N, \bar{b}, \bar{T}$ son la matriz de rigidez, el vector de parámetros indeterminados, el vector de las funciones de interpolación, las fuerzas de cuerpo y las fuerzas de superficie, respectivamente. Las presiones del suelo pueden expresarse como fuerzas de superficie en función de los desplazamientos verticales y el coeficiente de balasto por ancho unitario, es decir $q = -kv$ (v en m y k en KN/m^2).

Si se consideran para los desplazamientos vertical interpolaciones de la forma,

$$v = \begin{bmatrix} r(1-r)^2 L & r^2(1-r)L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \end{bmatrix} = Na; \text{ con } r = x/L \quad (5-3)$$

la segunda integral de la Ec. 5-2 puede expresarse como,

$$\int_{S_\sigma} N^T \bar{T} dS = \int_L N^T q dx = \int_L N^T (-kv) dx = \int_L N^T (-kNa) dx = -\left(\int_L N^T kN dx \right) a$$

Teniendo en cuenta que el suelo se encuentra comprimido en la condición estática, la carga antisimétrica del sismo se considera imponiendo $\theta_1 = \theta_2$; con lo que la última integral resulta,

$$-\left(\int_L N^T kN dx\right)a = - \begin{bmatrix} \frac{1}{420} kL^3 \theta_1 \\ -\frac{1}{420} kL^3 \theta_2 \end{bmatrix} \quad (5-4)$$

Si se reemplaza el resultado anterior en la Ec. 5-1, puede apreciarse que es equivalente a incluir términos adicionales en la matriz de rigidez en los grados de libertad rotacionales de los nudos extremos. Es decir, la restricción que el suelo impone a las rotaciones de las esquinas se puede considerar como una rigidez adicional igual a $\frac{1}{420} kL^3$, en el nudo 1.

El resultado anterior se implementó en el programa de cómputo y el siguiente tema a resolver es considerar coeficientes de balasto adecuados para el tipo de suelo que rodea la estructura. En el perfil de suelo se puede ubicar el o los estratos de suelo en que está ubicada la estructura, y a partir de sus propiedades de rigidez estimar los coeficientes de balasto. Sin embargo, si las estimaciones se hacen a partir de los módulos de rigidez a pequeñas deformaciones, los coeficientes de balasto resultan en valores muy grandes, que consecuentemente producen momentos exagerados en los extremos. Ante ello, resultó más adecuado usar valores un poco mayores que los típicos reportados en la literatura y/o la experiencia local, según el tipo de suelo que en este caso es granular. Los valores del coeficiente de balasto deben ser mayores debido que éstos suelen estimarse para estructuras superficiales, pero al ser la estructura subterránea, el suelo estará más confinado.

La Figura 5-20 muestra los resultados al asignar unos coeficientes de balasto de 50000 kN/m³ y 100000 kN/m³, al suelo que rodea el techo y losa de fondo respectivamente. Puede verse que los momentos hacia los extremos se aproximan mejor a los resultados de FLAC que en el caso anterior. También se ve que justo antes de llegar al último nudo, se tiene la misma tendencia en ambas envolventes. Aquí puede recomendarse ignorar el valor del momento en el último nudo y obtenerlo prolongando la envolvente ciñéndose a su tendencia.

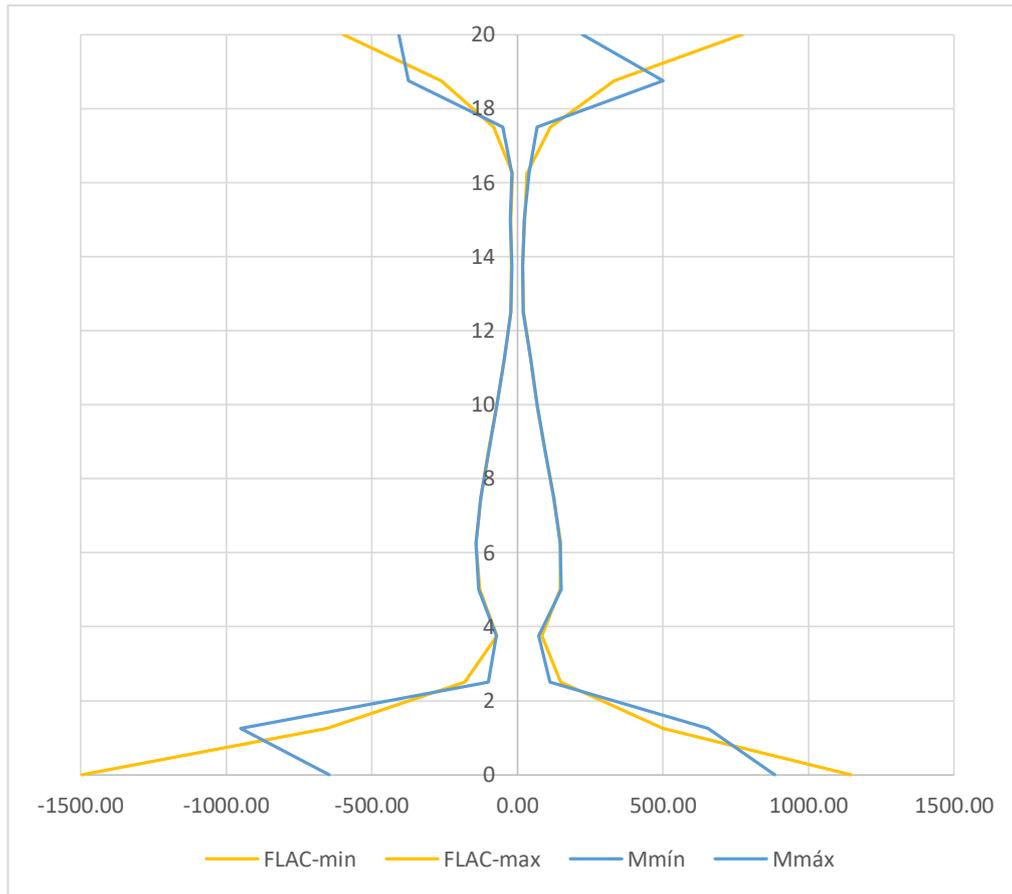


Figura 5-20. Envolvente de momentos flectores (kN-m/m) al considerar el aporte de rigidez rotacional del suelo.

Alternativamente se han probado otros valores de coeficiente de balasto. En la Figura 5-21 se muestran los resultados para un coeficiente de balasto igual a 250000 kN/m^3 tanto para en el techo como en la losa de fondo.

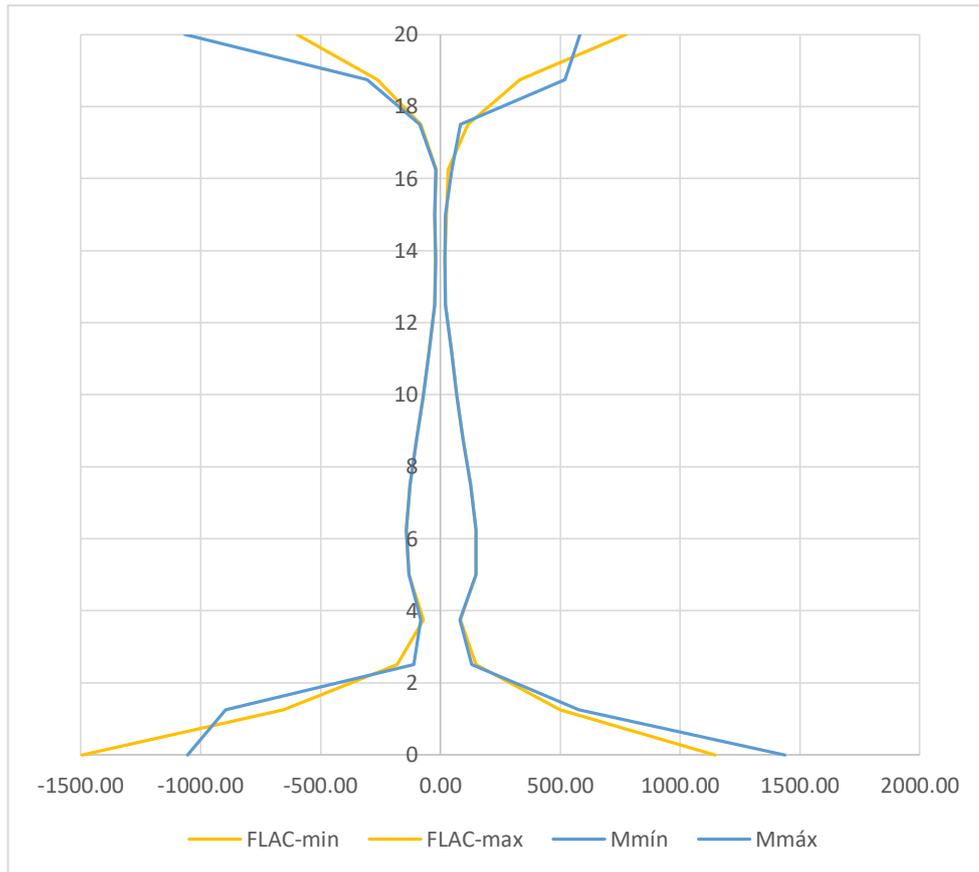


Figura 5-21. Envolvente de momentos flectores (kN-m/m) al considerar el coeficiente de balasto igual a 250000 kN/m³.

Se observa que los resultados se aproximan mejor, pero no llegan a ser iguales. Y tampoco son del todo similares en cuanto a la forma de la envolvente, ya que la envolvente obtenida usando equilibrio estático presenta quiebres más marcados hacia los extremos. Esto puede explicarse como consecuencia que el suelo no sólo afecta a la estructura imponiendo restricción a las rotaciones de los nodos como si fuese una cimentación, si no que el suelo tiene movimiento propio debido a las ondas que se propagan hacia arriba, lo cual es difícil de tener en cuenta en un modelo simplificado.

Los resultados obtenidos de esta manera no se ajustan perfectamente a lo obtenido con FLAC, pero pueden servir como resultados preliminares en la estimación de las fuerzas sobre la estructura.

La idea de este método es poder obtener los desplazamientos en los nudos a partir de un programa más simple como Deepsoil (Hashash et al, 2005) y con ellos obtener la demanda sobre la estructura. Los desplazamientos así obtenidos serían

los correspondientes al campo libre (Free Field) y para que el objetivo sea posible, es necesario modificar de algún modo tales desplazamientos a fin de reproducir la descompensación de rigidez que sufre el suelo debido al agujero de excavación.

Para tener un mejor panorama del fenómeno, se han obtenido los desplazamientos de campo libre con Deepsoil y se han aplicado a la estructura de la misma manera que en los anteriores casos. Al comparar las envolventes, puede tenerse una idea de los factores que se necesita usar para reproducir el movimiento del sistema del suelo y la estructura subterránea. La Figura 5-22 muestra los resultados. Se aprecia una notable diferencia en las envolventes.

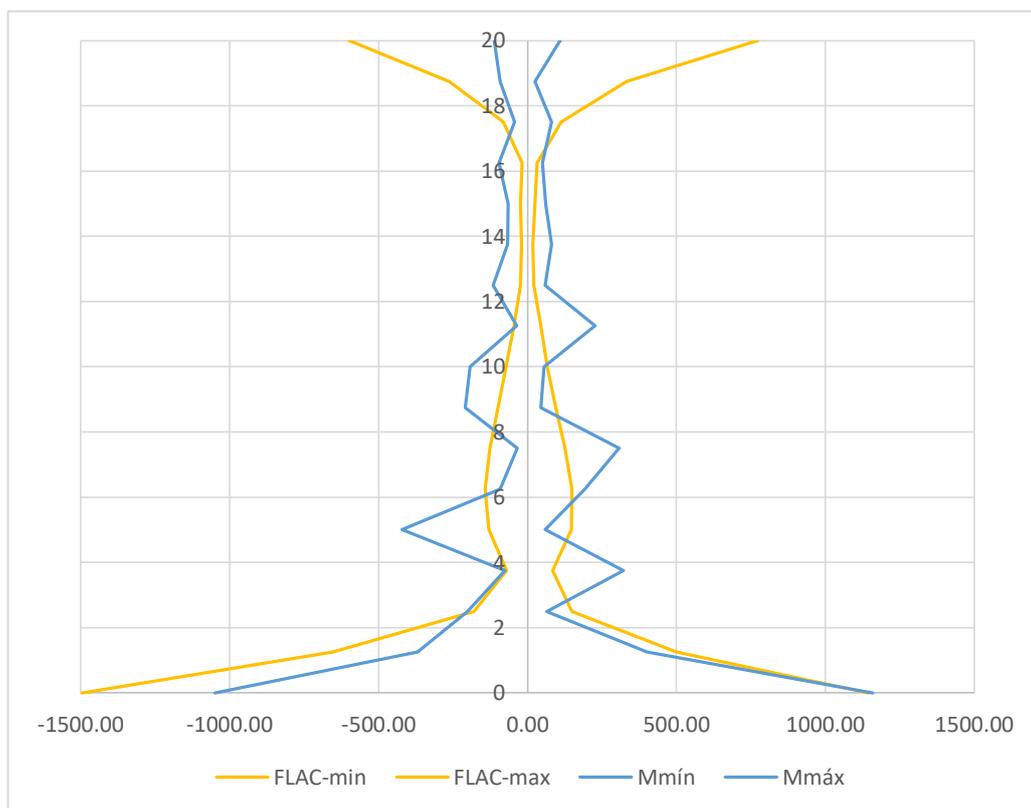


Figura 5-22. Envolvente de momentos flectores (kN-m/m) al aplicar el movimiento de campo libre sobre la estructura.

Suelo Estratificado

En esta sección se verifica si es posible aproximar los momentos flectores inducidos por sismo en la estructura en suelo estratificado, imponiendo en ella el máximo desplazamiento relativo entre el techo y la losa de fondo. Del análisis dinámico no lineal del sistema del suelo y la estructura con FLAC 2D se obtiene

un máximo desplazamiento relativo de 0.112 m, que al compararlo con el desplazamiento relativo correspondiente en campo libre resulta en un factor de distorsión (factor R) de 2.41, menor que el estimado igual a 2.91.

El desplazamiento relativo de 0.112 m se impone en la estructura de manera análoga que en el caso anterior, usando el programa de cómputo Sap2000. Los momentos flectores resultantes pueden verse en la Figura 5-23. El momento máximo es 2305 kN-m/m. Y realizando el modelamiento considerando resortes en la base con un coeficiente de balasto de 100000 kN/m^3 , se obtiene un momento máximo igual a 2400 kN-m/m. Tales momentos están dentro del orden de magnitud de los momentos obtenidos con FLAC en algunas de las esquinas de la estructura. Sin embargo, en el análisis dinámico se observan momentos que pueden llegar a ser más del doble de lo obtenido con este criterio y la distribución a lo largo del muro de la estructura es claramente no lineal.

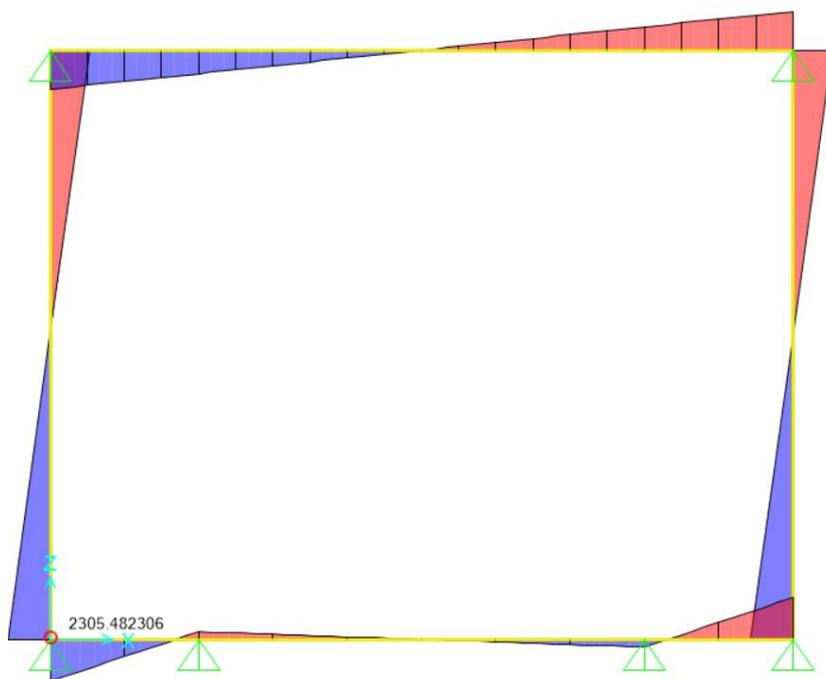


Figura 5-23. Momentos flectores (kN-m/m) en la estructura según hipótesis de Wang (1993), en suelo estratificado.

Generalización de la Hipótesis de Wang en Suelo Estratificado

En esta sección se procede en forma similar que en el caso de suelo uniforme, es decir, se obtienen los desplazamientos en cada nudo del muro desde FLAC, y se

usa el programa para obtener los momentos flectores haciendo equilibrio estático. El peralte de las losas de techo y de fondo es igual a 1 m.

Inicialmente se considera sólo la rigidez de la estructura (sin las restricciones que impone el suelo), y se compara con los momentos flectores obtenidos con FLAC, esto se muestra en la Figura 5-24. Se observa un buen ajuste en los momentos flectores de la zona intermedia. En las esquinas superiores, los momentos obtenidos con el programa son mayores que los obtenidos con FLAC, con variaciones de hasta 25%. Mientras que en las esquinas inferiores los momentos obtenidos con el programa son significativamente menores que los máximos obtenidos con FLAC; en el nudo de la esquina se llega a la quinta parte y en el nudo superior se llega al 60%.

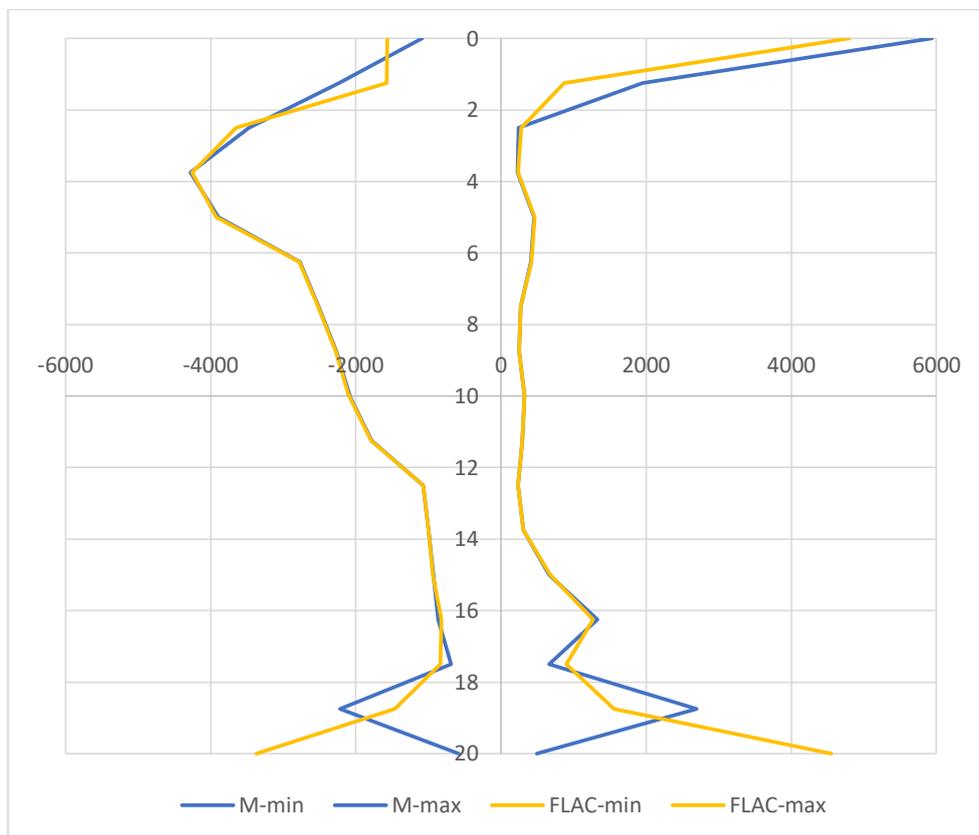


Figura 5-24. Envolvente de momentos flectores (kN-m/m) en suelo estratificado, sin considerar el aporte de rigidez rotacional del suelo.

Se ve necesario considerar las restricciones que impone el suelo a los nudos de las esquinas de la estructura. Esto se hace del mismo modo que en el caso de suelo uniforme, y para las esquinas superiores se considera un coeficiente de balasto de 10000 kN/m^3 , y en las esquinas inferiores se considera 300000 kN/m^3 .

Los momentos flectores obtenidos se comparan con los de FLAC en la Figura 5-25. Se ve que en la zona intermedia se mantiene un buen ajuste, pero en las esquinas superiores se sobreestima los momentos en 100%, y en las esquinas inferiores los valores máximos se sobreestiman en menos de 10%. Esto muestra que los coeficientes de balasto han sido sobreestimados.

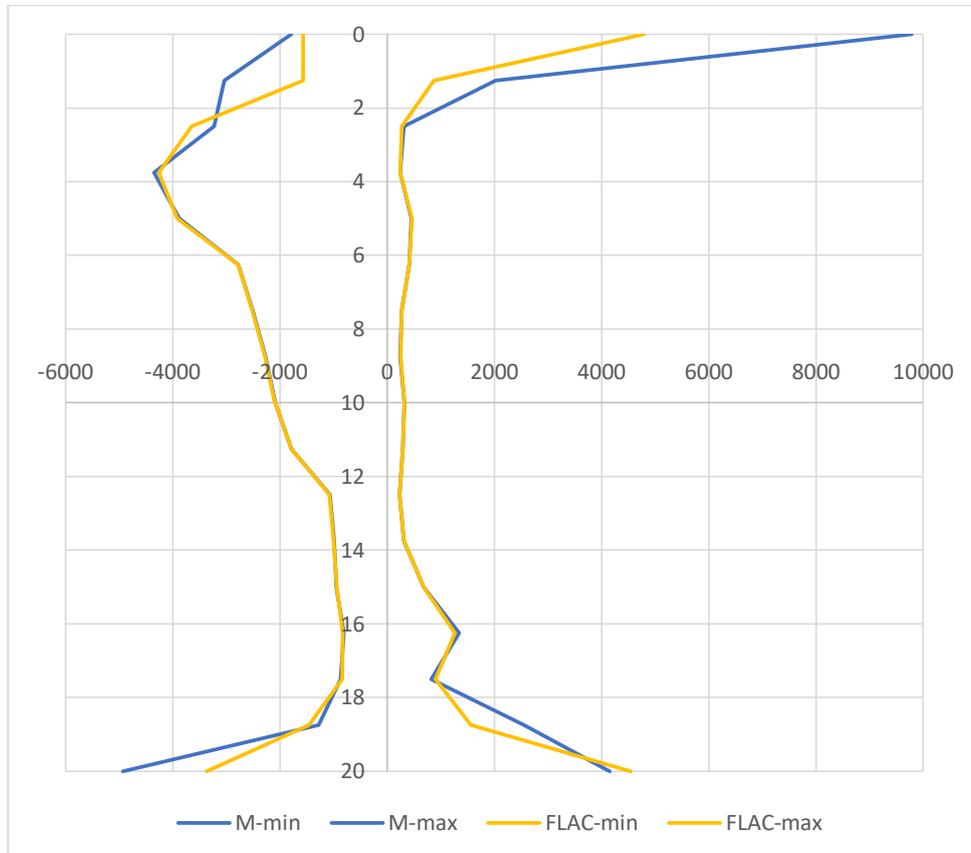


Figura 5-25. Envolvente de momentos flectores (kN-m/m) en suelo estratificado, al considerar el aporte de rigidez rotacional del suelo.

La Figura 5-24 muestra que aún sin considerar un coeficiente de balasto en las esquinas superiores, se mantendría un buen ajuste. Esto se debe a que las deformaciones son grandes en esa zona y el módulo de rigidez se ha reducido considerablemente. Lo cual no ocurre en las esquinas inferiores, ya que en esa zona el estrato de suelo es más rígido. El ajuste mejora al considerar coeficientes de balasto de 100 kN/m^3 en las esquinas superiores, y de 240000 kN/m^3 en las esquinas inferiores, como se ven en la Figura 5-26.

Se ha visto que los resultados son sensibles al coeficiente de balasto que se considere. Y a la vez, que el valor coeficiente de balasto no sólo depende del tipo de suelo sino también del nivel de deformación que se experimenta en esa zona,

haciendo más difícil la estimación de la respuesta sísmica de la estructura subterránea.

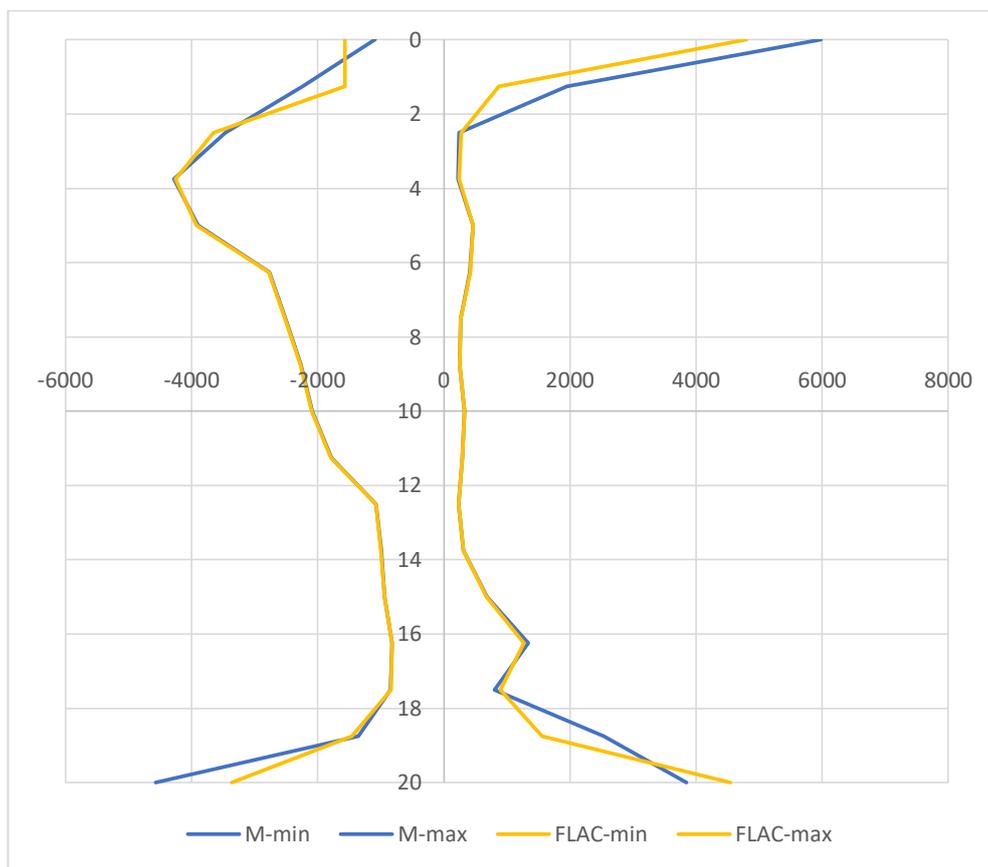


Figura 5-26. Envolvente de momentos flectores (kN-m/m) en suelo estratificado, considerando coeficientes de balasto iguales a 100 kN/m³ y 240000 kN/m³.

Con fines comparativos, en la Figura 5-27 se muestra la envolvente de momentos flectores en la estructura al imponerle los desplazamientos de campo libre del suelo estratificado. Se observa una diferencia importante respecto a lo obtenido al considerar el sistema del suelo y la estructura.

Los métodos simplificados analizados no dan resultados confiables, sobretodo en la estimación de los máximos momentos flectores. Pues éstos pueden subestimarse o sobreestimarse según las propiedades de rigidez del suelo que se consideren. La zona de mayor deformación, y por lo tanto mayor reducción de rigidez, son más sensibles. Los métodos simplificados podrían usarse para obtener resultados preliminares sobre el orden de magnitud de las deformaciones y momentos que se esperan en la estructura; considerando rangos de variabilidad para las propiedades del suelo, y que según esto, los resultados pueden tener variaciones mayores a 40%.

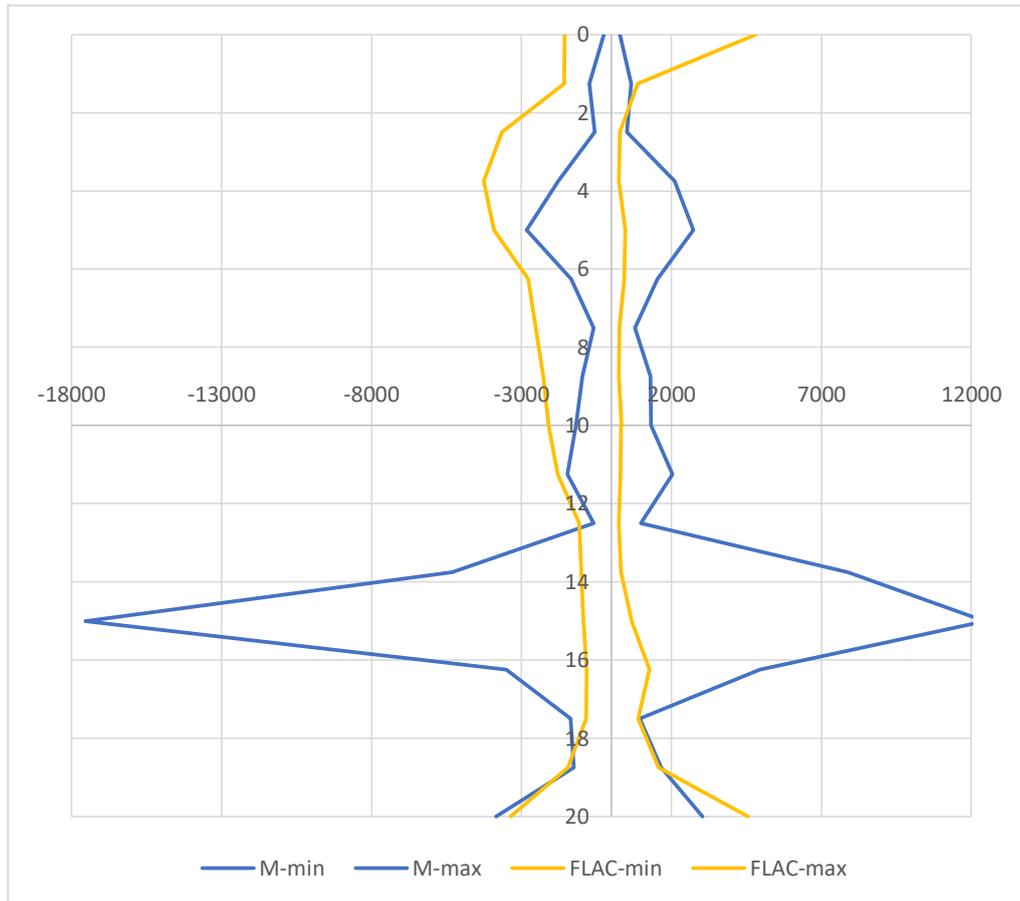


Figura 5-27. Envolvente de momentos flectores (kN-m/m) al aplicar el movimiento de campo libre del suelo estratificado sobre la estructura

5.3.4. Influencia del Espesor de Muros

5.3.4.1. Suelo Uniforme

Para un primer alcance en la comprensión de la influencia del espesor de los muros de la estructura sobre su respuesta dinámica, se empieza analizando el caso del suelo uniforme. La estructura analizada tiene el peralte de la losa y el techo de 1 m y se analiza para muros con espesor de 0.8, 1 y 1.2 m.

Al analizar los máximos desplazamientos debidos al sismo a lo largo del muro (Figura 5-28), se observa que son aproximadamente uniformes a lo largo del muro para todos los espesores. Además, son del mismo orden de magnitud entre sí y con los correspondientes al suelo en campo libre.

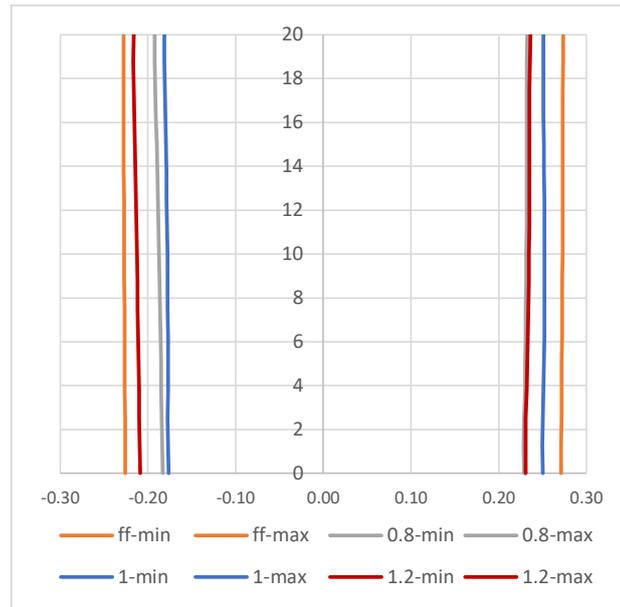


Figura 5-28. Comparación de máximos desplazamientos (m) en uno de los muros de la estructura para diferentes espesores y con el movimiento de campo libre.

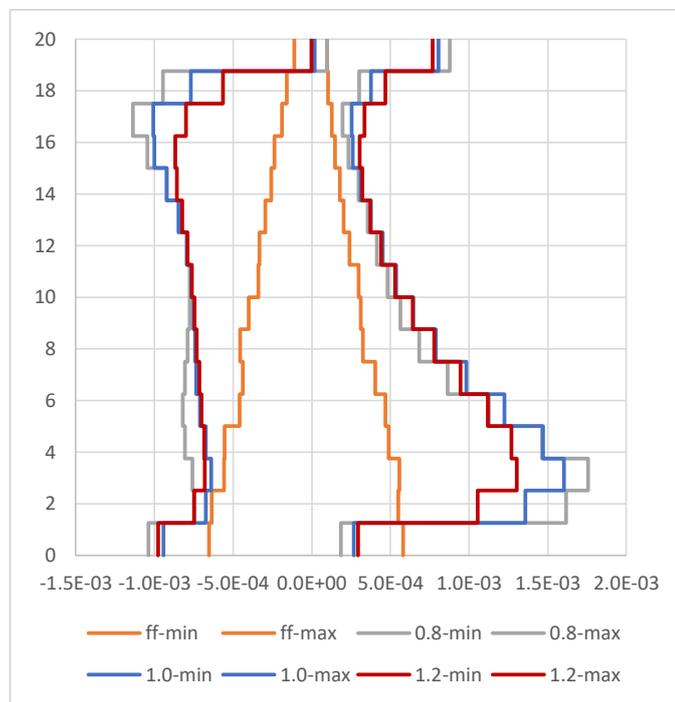


Figura 5-29. Comparación de máximos desplazamientos relativos (m) en uno de los muros de la estructura para diferentes espesores y con el movimiento de campo libre.

En la Figura 5-29 se aprecia una notable diferencia en de los desplazamientos relativos a lo largo del muro de la estructura respecto a la condición de campo libre. Puede decirse que en campo libre los máximos desplazamientos relativos tienen una distribución lineal y que aumenta con la profundidad en la zona que

estaría ubicada la estructura. Sin embargo, cuando la estructura está presente se observa una distribución no lineal de los máximos desplazamientos relativos, que resultan siempre mayores que los correspondientes en campo libre, y toman valores máximos en las cuartas partes más cercanas a las esquinas de la estructura. Los máximos desplazamientos relativos en la estructura llegan a ser hasta tres veces el valor correspondiente en campo libre.

La distribución lineal de los desplazamientos relativos del suelo en campo libre se explica debido a que son deformaciones por cortante. Y la distribución no lineal de los desplazamientos relativos cuando la estructura está presente son consecuencia de que la estructura está trabajando principalmente a flexión.

Al variar los espesores, los máximos desplazamientos relativos difieren sobre todo en las zonas cercanas a las esquinas, donde se presentan los mayores valores, manteniéndose prácticamente iguales en la zona central de la estructura. A medida que se disminuye el espesor de los muros de 1.2 a 0.8 m, los máximos desplazamientos relativos aumentan entre el 10 y 25%.

Las envolventes de momentos flectores de la estructura como consecuencia de las deformaciones, y para varios espesores, se presentan en la Figura 5-30. Se observa que a medida que el espesor aumenta, lo hacen también los momentos flectores. Esto se debe a que la rigidez de la estructura se incrementa con el espesor y, ya que las fuerzas en el sistema se distribuyen según las rigideces de los componentes, la estructura estaría recibiendo más fuerza sísmica. Sin embargo, en forma similar a los desplazamientos relativos, las diferencias más significativas en los momentos flectores que experimenta la estructura para varios espesores, resultan entre el 10 y 25%. Lo anterior significa que los momentos flectores actuantes no son proporcionales a la rigidez de la estructura, sino que son resultado de una interacción más compleja con el suelo.

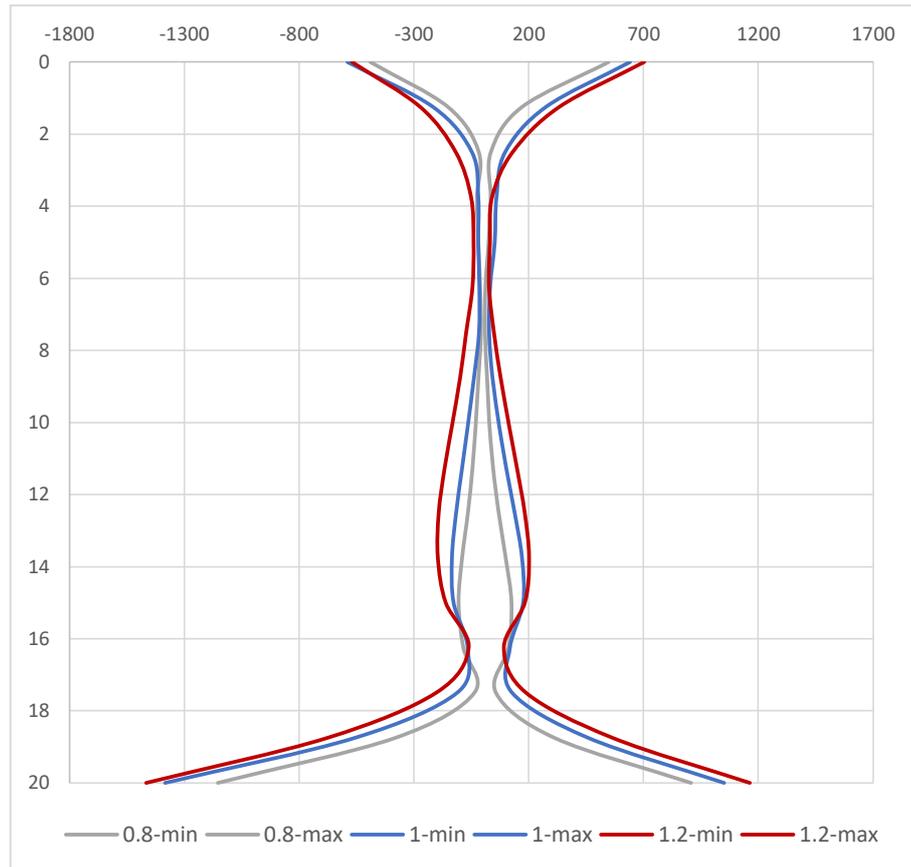


Figura 5-30. Comparación de envolventes de momentos flectores (kN-m/m) en uno de los muros, para varios espesores.

5.3.4.2. Suelo Estratificado

Luego de ver que cuando se tiene una estructura en un suelo uniforme de buena calidad, el efecto del espesor de los muros es de poca importancia, resulta interesante ver qué diferencias se presentan al considerar un suelo estratificado con unos estratos menos rígidos que otros. Los resultados se muestran a continuación y se han observado variaciones importantes respecto al caso de suelo uniforme.

La estructura subterránea en suelo estratificado se analizó con los sismos de Moquegua, Valparaíso, Tarapacá, Geiko – Hiroshima y Kobe. A continuación se presentan las máximas deformaciones inducidas en la estructura, y más adelante se muestran los momentos flectores para cada sismo.

El sismo de Valparaíso produce las mayores deformaciones en la estructura para todos los espesores de muro considerados; por ello, las deformaciones presentadas corresponden a dicho sismo. Análogamente que en el caso de suelo

uniforme, en la Figura 5-31 se muestran los máximos desplazamientos en la estructura con cada espesor y para el suelo en campo libre. En este caso cuando la estructura está presente los desplazamientos aumentan considerablemente respecto a los de campo libre. Las mayores diferencias ocurren en los estratos menos rígidos, que en este caso son los más superficiales, donde la estructura se desplaza hasta el doble de lo correspondiente al suelo en campo libre. Cuantitativamente los máximos desplazamiento en campo libre son aproximadamente 10 cm y los del sistema suelo-estructura llegan alrededor de 20 cm. A partir de la mitad de la estructura hacia abajo, donde los estratos son más rígidos, los máximos desplazamientos se reducen gradualmente hasta ser similares a los de campo libre.

La estructura con muros de espesor 1.2 m es la que presenta desplazamientos menores. En general, los desplazamientos se mantienen en el mismo orden de magnitud para los espesores de muro considerados.

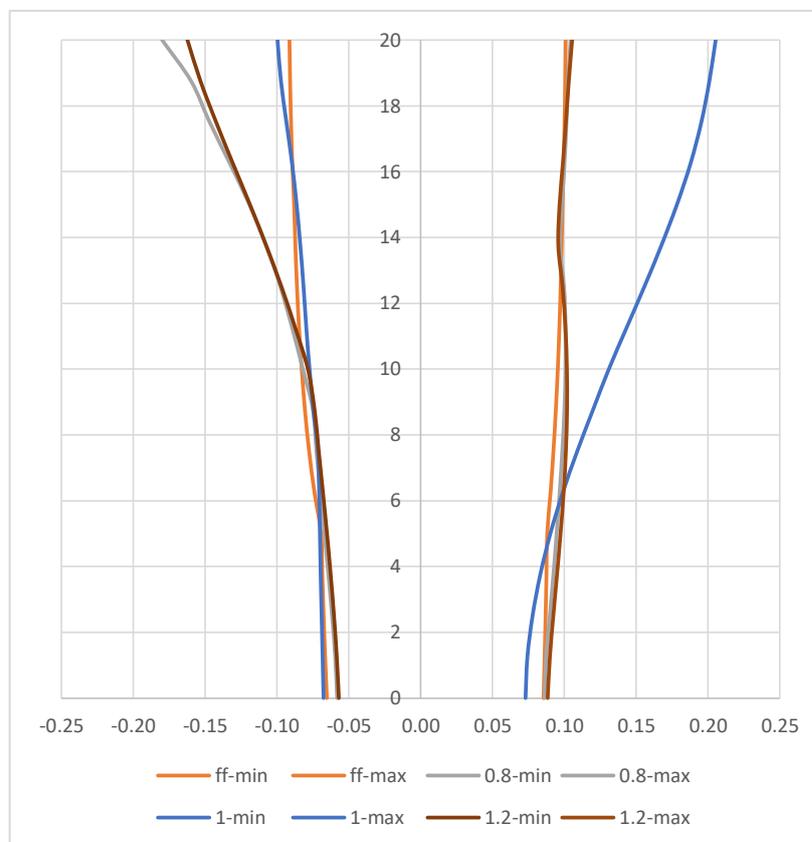


Figura 5-31-Comparación de máximos desplazamientos (m) en uno de los muros de la estructura para diferentes espesores y contra el movimiento de campo libre, en suelo estratificado.

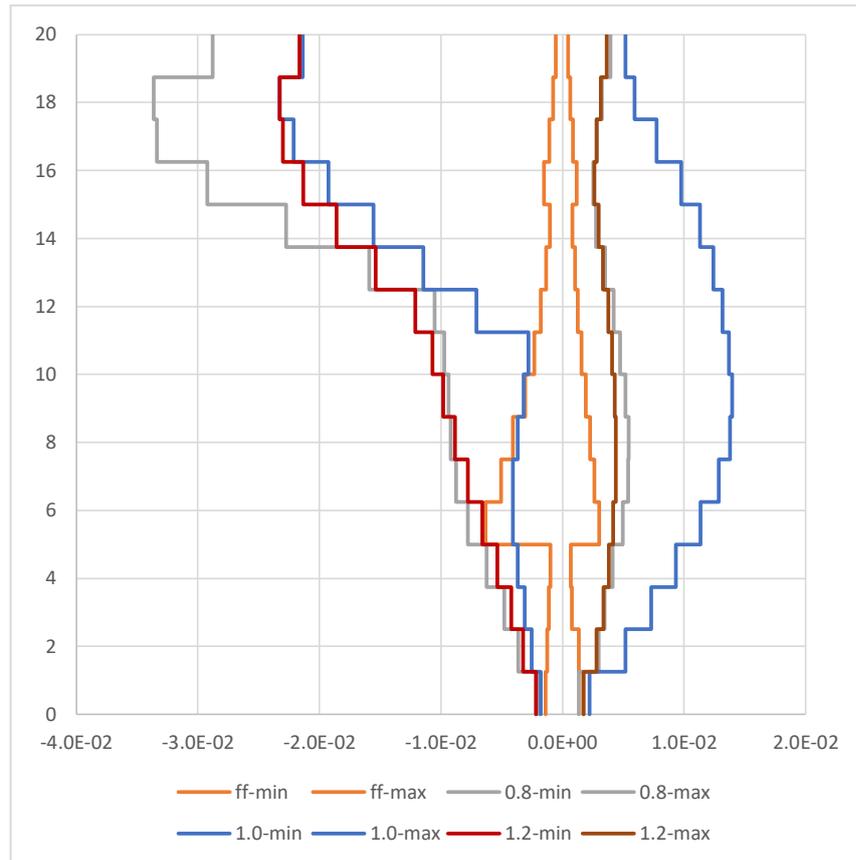


Figura 5-32. Comparación de máximos desplazamientos relativos (m) en uno de los muros de la estructura para diferentes espesores y con el movimiento de campo libre, en suelo estratificado.

La Figura 5-32 muestra los máximos desplazamientos relativos en uno de los muros de la estructura para puntos espaciados 1.25 m entre sí; de esta manera se obtiene una mejor representación de las deformaciones a lo largo del muro. Se observa que éstos difieren son similares a los correspondientes al campo libre en la parte inferior de la estructura, donde se tendría un suelo más rígido. Sin embargo, en el resto de la estructura y sobre todo en la mitad superior, donde el suelo es menos rígido, los desplazamientos relativos son marcadamente distintos y muy superiores a los correspondientes en campo libre. Debido a que se originan deformaciones permanentes significativas, la estructura se deforma más hacia un lado que hacia el otro; así, en la mitad superior, los desplazamientos relativos llegan a ser más de diez veces los correspondientes al suelo en campo libre.

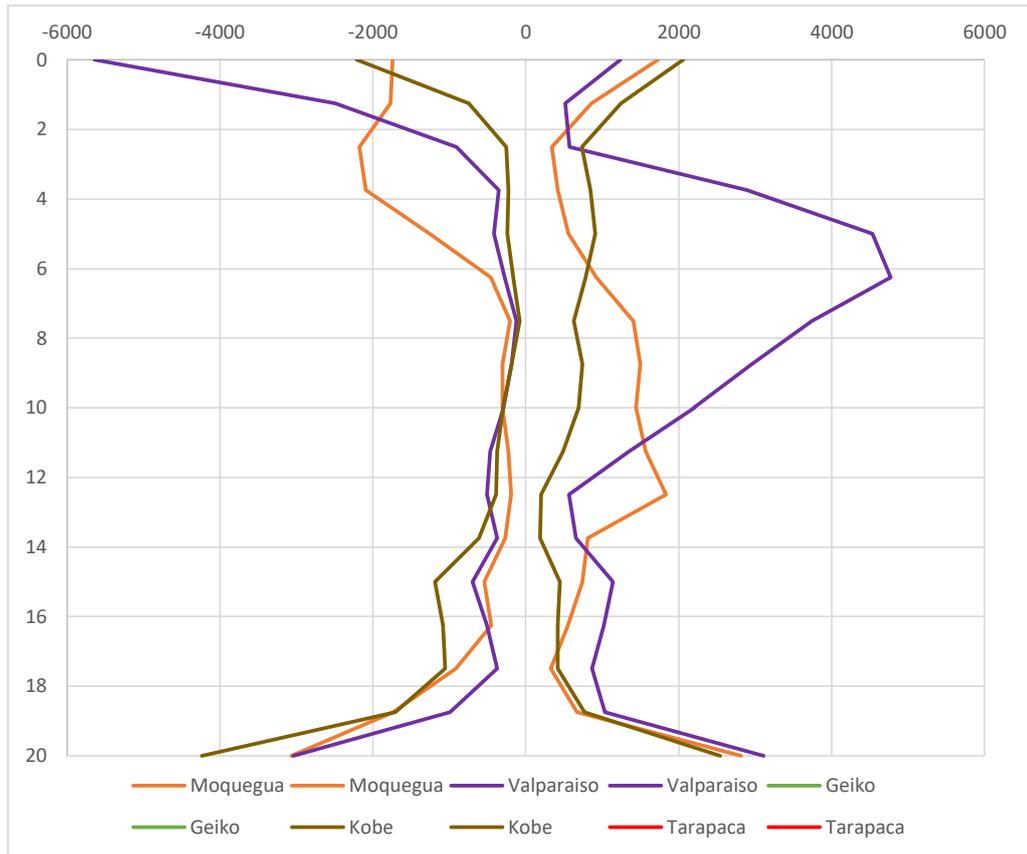
Los máximos desplazamientos relativos aumentan apreciablemente al reducir el espesor de 1.2 m a 1 m, pero cuando se reduce hasta 0.80 m éstos llegan a incrementarse en 40% respecto de los correspondientes a los otros espesores.

Las deformaciones observadas para un espesor de muros igual a 0.80 m pueden significar grandes deformaciones y por consiguiente un importante nivel de daño.

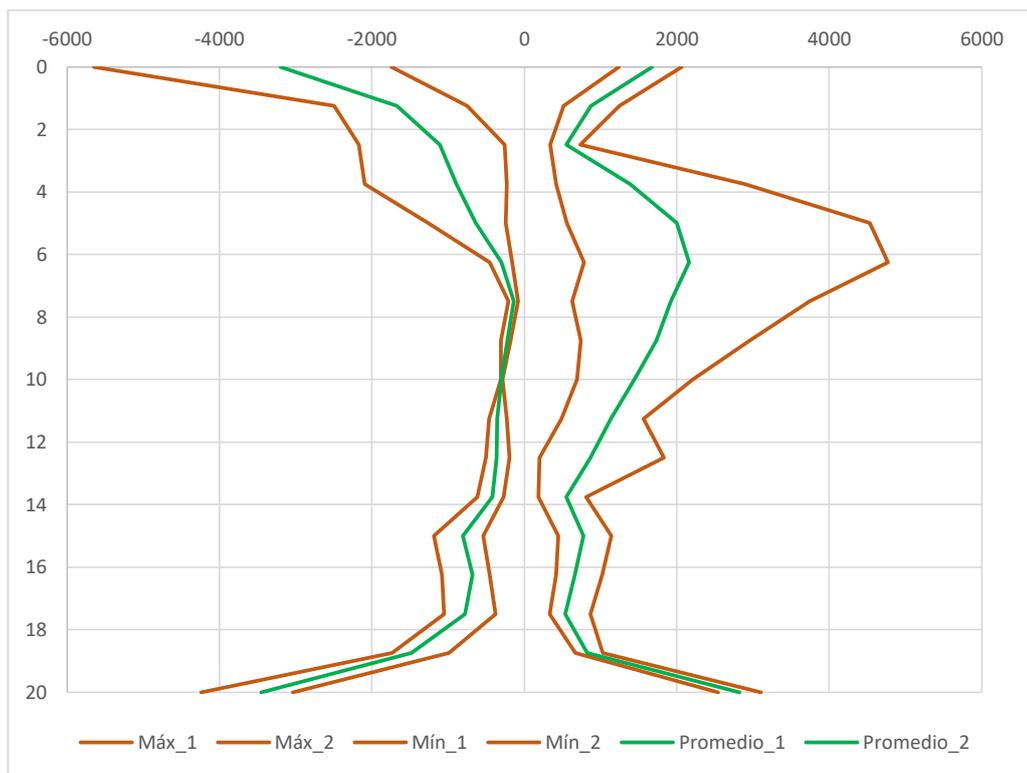
Las envolventes de momentos flectores que solicitan los muros de la estructura en suelo estratificado, para cada espesor de muro, se muestran en las siguientes figuras. Cada estructura ha sido analizada con varios sismos. En la Figura 5-33 se muestran los momentos flectores para una estructura con muros de espesor de 0.8 m, para cada sismo empleado; y los rangos máximos, mínimos y promedios obtenidos. Análogamente, la Figura 5-34 y la Figura 5-35 corresponden a las estructuras con muros de espesor 1 y 1.2 m, respectivamente.

Se aprecia que los sismos que producen mayores momentos, para todos los espesores, son los sismos de Moquegua y Valparaíso; mientras que para el resto de sismos puede apreciarse una tendencia. Las diferencias más importantes ocurren en la zona de estratos menos rígidos. Se nota en todos los casos una amplia diferencia entre los momentos máximos y mínimos respecto al valor promedio.

Los diagramas de momentos flectores promedio y máximos en los muros de las estructuras son comparados en la Figura 5-35 para los tres espesores considerados. Se puede apreciar que los momentos promedio para un espesor de 1 m son 30% mayores que los momentos promedio para un espesor de 0.80 m. La misma condición se presenta con los correspondientes momentos máximos en la mitad inferior del muro, donde se tiene suelo más rígido; sin embargo, en algunos puntos intermedios y en las esquinas superiores los momentos máximos para un espesor de 0.80 m llegan a superar significativamente los máximos momentos para un espesor de 1 m. Los momentos promedio para un espesor de 1.2 m son mayores que para un espesor de un 1.2 m en la zona intermedia y en las esquinas superiores, pero alcanzan valores similares en las esquinas inferiores. Los máximos momentos para un espesor de 1.2 m son similares a los correspondientes a un espesor de 1 m en las esquinas inferiores, y similares a los correspondientes a un espesor de 0.8 m en las esquinas superiores. Mientras que en la zona intermedia, los valores máximos llegan a ser 30% mayores que lo observado para los otros espesores.

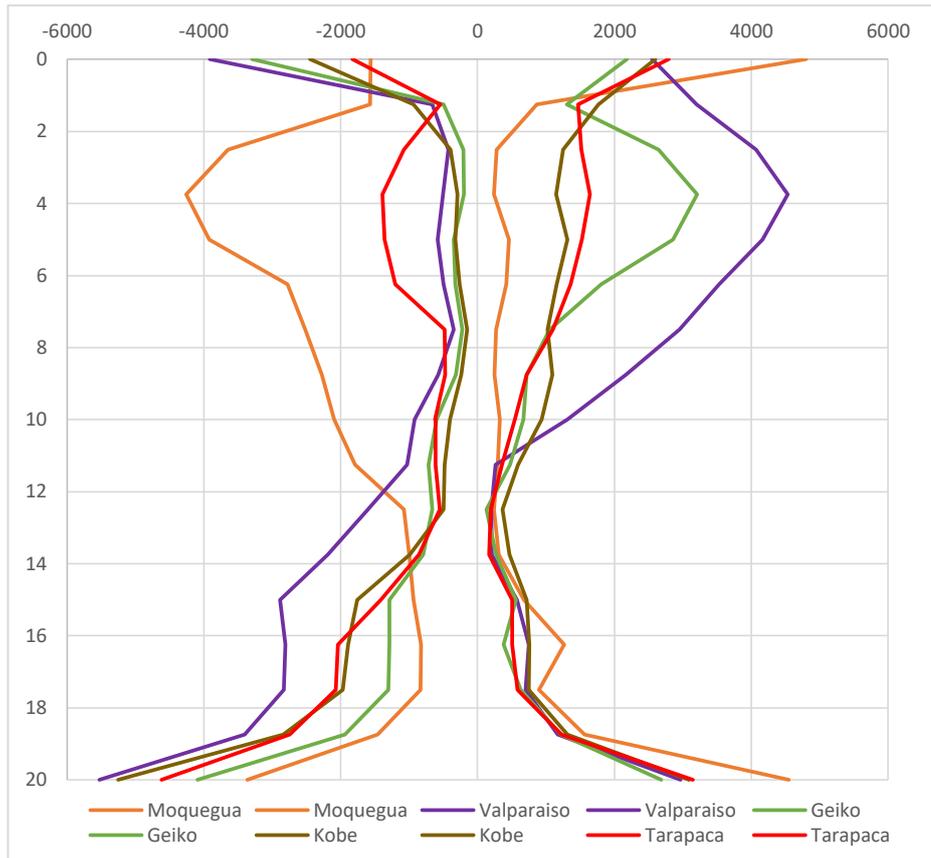


(a)

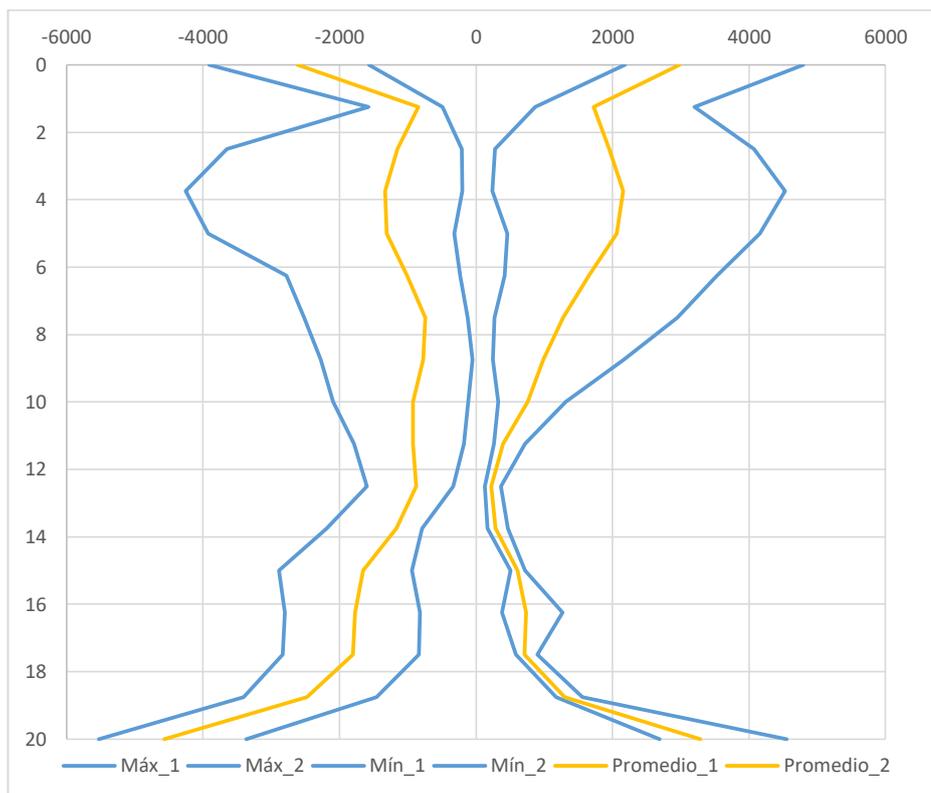


(b)

Figura 5-33. Envolventes (a) y rangos (b) de momentos flectores (kN-m/m), en muro de $e=0.80$ m.

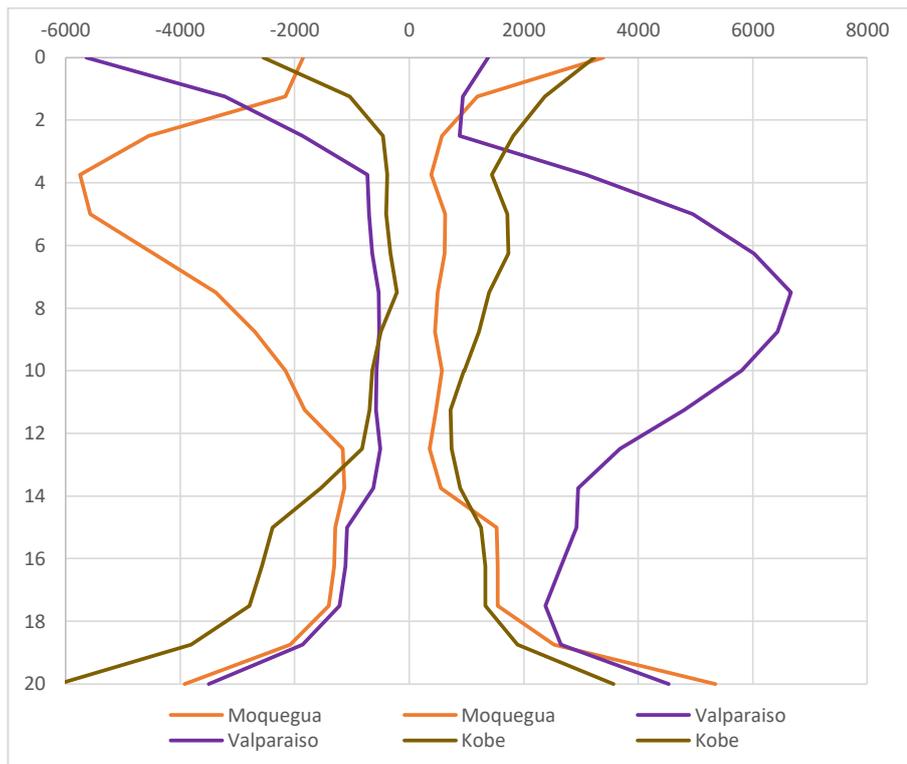


(a)

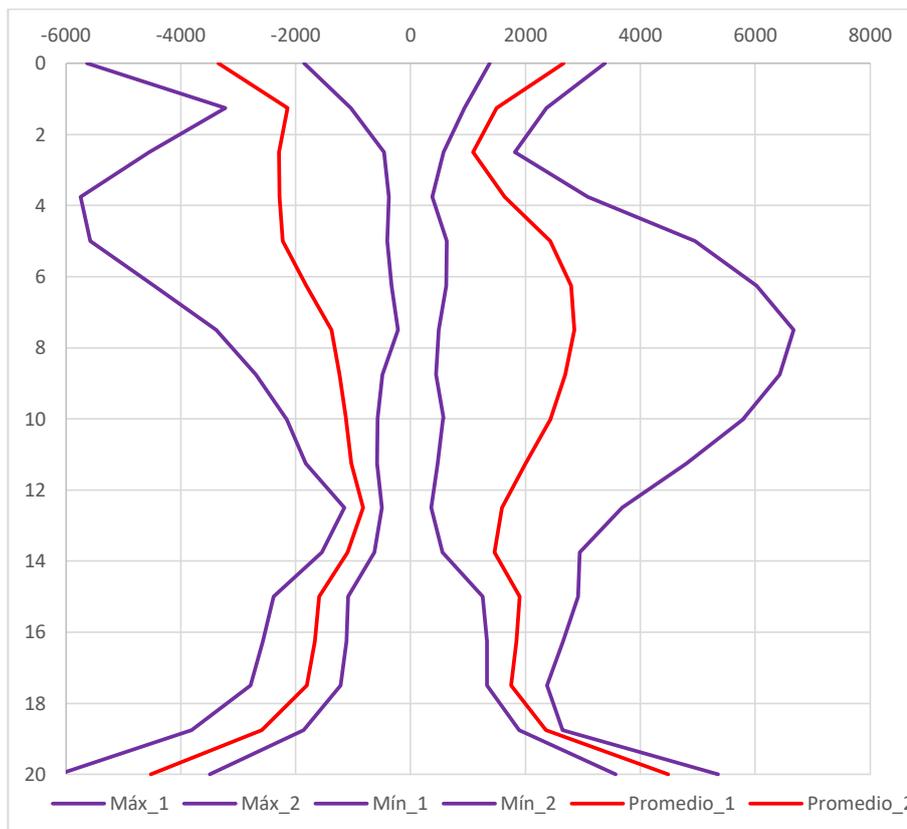


(b)

Figura 5-34. Envolventes (a) y rangos (b) de momentos flectores (kN-m/m), en muro de $e=1.0$ m.



(a)



(b)

Figura 5-35. Envolventes (a) y rangos (b) de momentos flectores (kN-m/m), en muro de $e=1.2$ m.

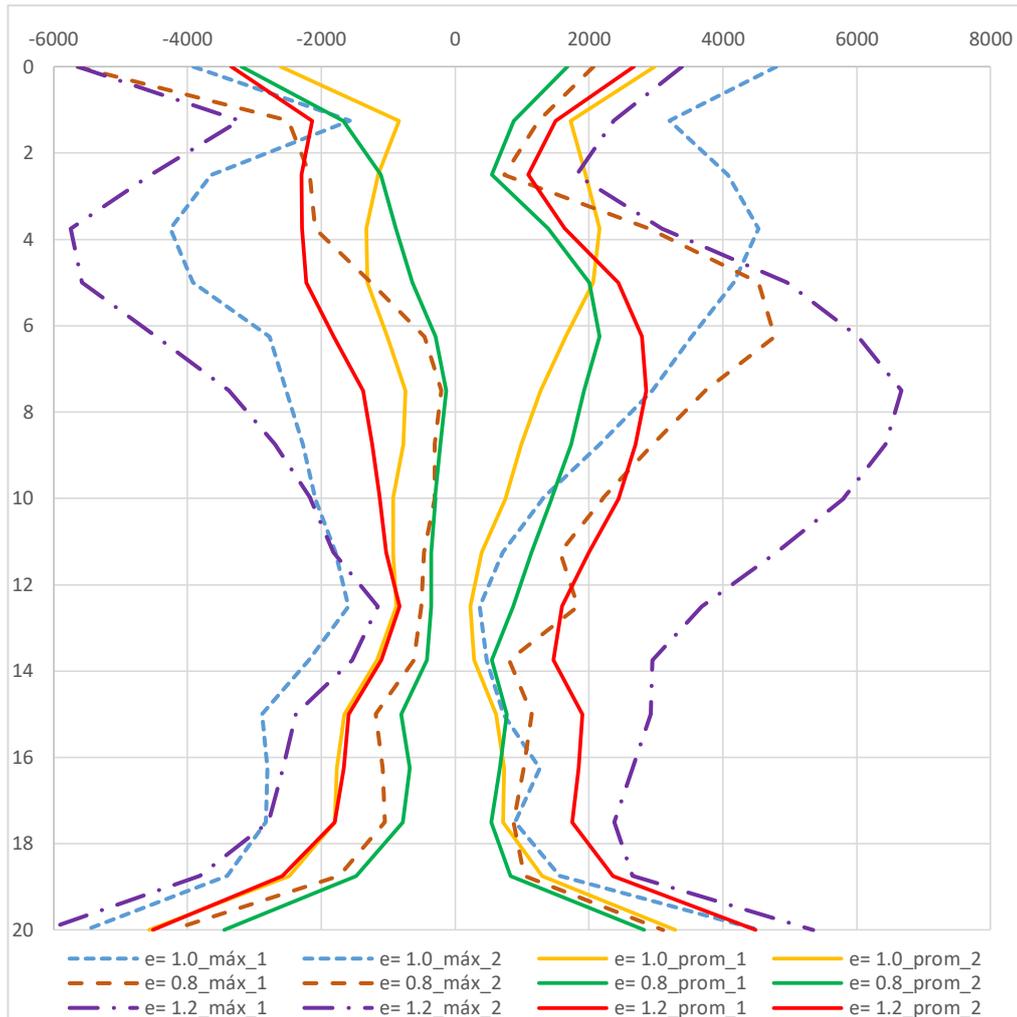


Figura 5-36. Comparación de envolventes de momentos flectores (kN-m/m) en uno de los muros, para varios espesores, en suelo estratificado.

Los resultados de esta sección concuerdan con lo planteado por Wang (1993), en que una estructura más flexible conduce a menores solicitaciones de resistencia. Sin embargo, también conduce a mayores deformaciones, que en algunos casos podrían ser excesivas. Ante ello, deben definirse claramente los niveles de deformación permisibles en la estructura, ya sea según el nivel de daño aceptado o según requisitos operacionales. Esto junto con la resistencia solicitada en los elementos debe usarse para decidir el espesor y demás dimensiones adecuadas para la estructura.

Se ha observado que si en el suelo circundante a la estructura subterránea existen estratos significativamente menos rígidos, en tales zonas las solicitaciones en estructuras con muros de espesor 0.8 m pueden igualar o superar las correspondientes solicitaciones en estructuras con muros de espesor de 1.0 m.

El diseño y el detallado del acero de refuerzo (y/o demás materiales estructurales que se usen) deben considerar el proporcionar suficiente resistencia y ductilidad a la estructura.

5.3.5. Influencia de las Propiedades del Suelo

En esta sección se estudia el efecto que tienen las propiedades del suelo en la respuesta dinámica del sistema suelo-estructura. En las secciones previas se ha venido observando las diferencias cuando la estructura está dentro de un suelo granular uniforme y cuando está dentro de un suelo estratificado. Además de ello aquí se observará cómo cambia la respuesta dinámica al considerar el suelo con comportamiento lineal y con módulos de rigidez distintos. Finalmente se hace un contraste entre los casos de suelo granular, suelo estratificado y suelo cohesivo. Para todos los casos el espesor de los muros de la estructura base es igual a 1 m.

5.3.5.1. *Comportamiento Lineal Contra Comportamiento No Lineal*

Suelo Uniforme

En la Figura 5-37 se comparan las deformaciones que se obtienen considerando el suelo con comportamiento lineal y un amortiguamiento de 5% contra los resultados que corresponden a un suelo con comportamiento no lineal. Se puede observar que, al considerar un suelo lineal, en la estructura aparecen desplazamientos mayores de lo obtenido con suelo no lineal (Figura 5-37a). En el caso de los desplazamientos relativos (Figura 5-37b), los correspondientes al suelo lineal son entre dos y tres veces los que resultan con suelo no lineal.

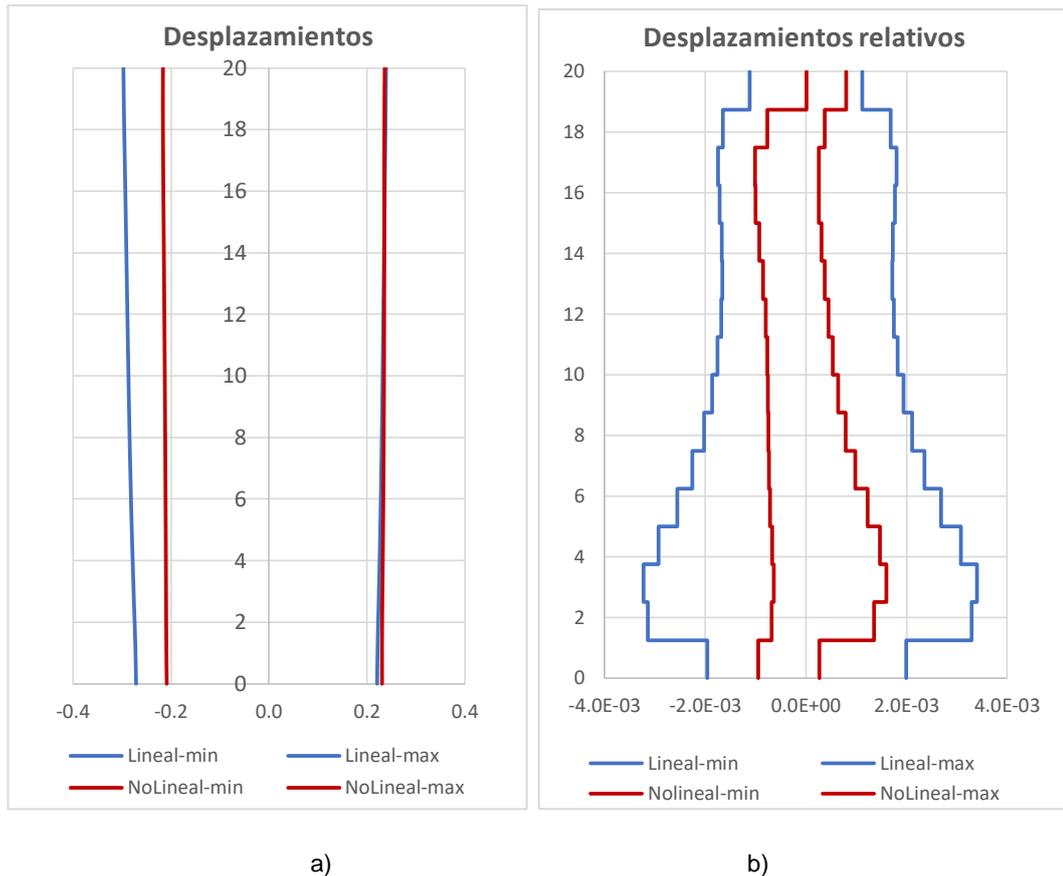


Figura 5-37. Comparación de las deformaciones en el muro estructura debidas al sismo: a) Máximos desplazamientos (m), b) Máximos desplazamientos relativos (m).

Al comparar las envolventes de momentos flectores resultantes en la estructura (Figura 5-38), puede observarse que los diagramas tienen la misma forma, pero existen grandes diferencias en los valores, pues los mayores momentos flectores correspondientes a suelo lineal son entre tres y cuatro veces los correspondientes a suelo no lineal.

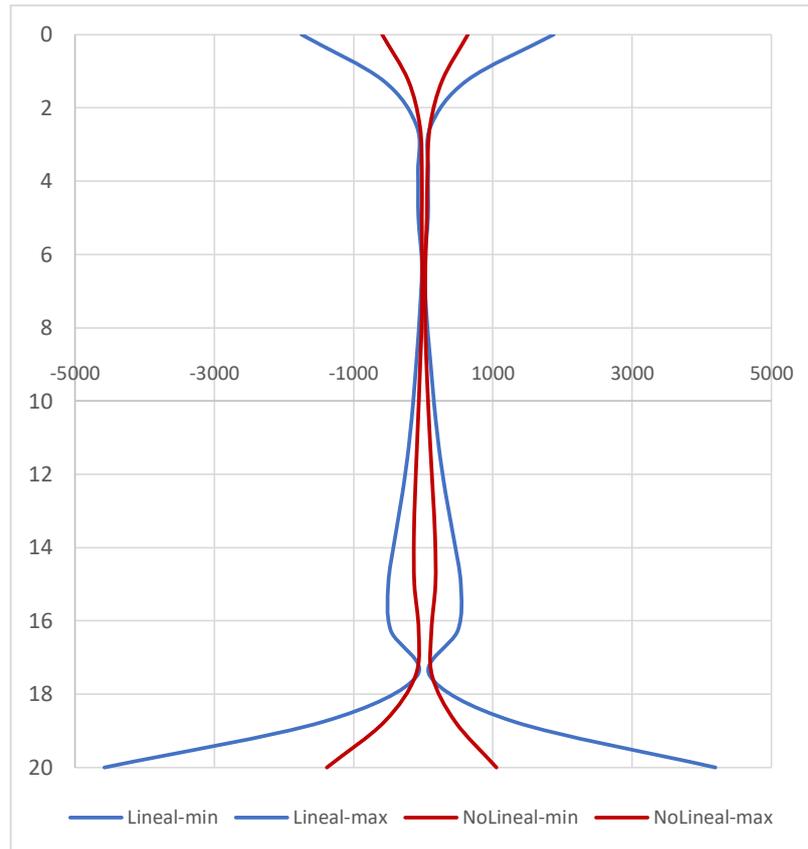


Figura 5-38. Comparación de envolventes de momentos flectores (kN-m/m) obtenidas considerando suelo con comportamiento lineal y no lineal.

Los resultados de esta sección muestran que usar un suelo con comportamiento lineal elástico para realizar el análisis sísmico conduciría a grandes errores.

Suelo Estratificado

Las deformaciones que se obtienen considerando la estructura en un suelo estratificado con comportamiento lineal elástico, se presentan en la Figura 5-39. Puede verse que los desplazamientos en el suelo lineal resultan al menos la sexta parte al considerar comportamiento no lineal (Figura 5-39a). La diferencia es mayor al observar los desplazamientos relativos (Figura 5-39b), así, la mitad superior de la estructura en suelo no lineal presenta deformaciones mayores a treinta veces lo obtenido al considerar suelo lineal. Esto es debido a la pérdida de rigidez que experimentan los estratos superiores, que son los menos rígidos, y que no se considera al suponer el suelo como lineal y elástico.

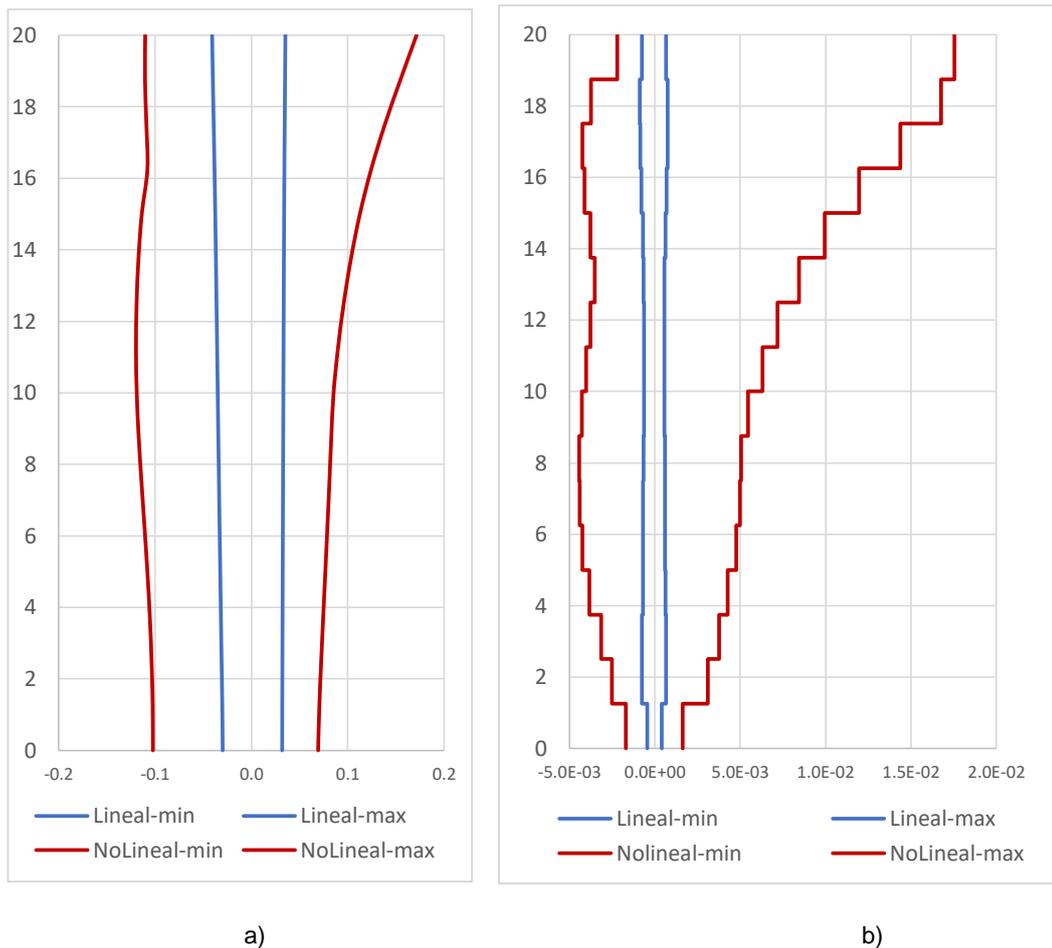


Figura 5-39. Comparación de las deformaciones en el muro debidas al sismo, en suelo estratificado lineal y no lineal: a) Máximos desplazamientos (m), b) Máximos desplazamientos relativos.

Las envolventes de momentos flectores en uno de los muros de la estructura (Figura 5-40) muestran que al considerar el suelo lineal, la envolvente resulta simétrica y , debido a las menores deformaciones, los momentos en la zona interior son pequeños respecto a los que se presentan al considerar suelo no lineal. En las esquinas superiores, los momentos también resultan mayores en el caso no lineal; sin embargo, en las esquinas inferiores el caso lineal presenta los mayores momentos, que llegan a ser el doble de los correspondientes al caso no lineal y 10% menores al máximo momento que solicita a la estructura en suelo no lineal.

La forma de la envolvente de momentos flectores en el caso lineal, tiene mayor similitud a la forma de las envolventes que se presentan para la estructura en suelo uniforme.

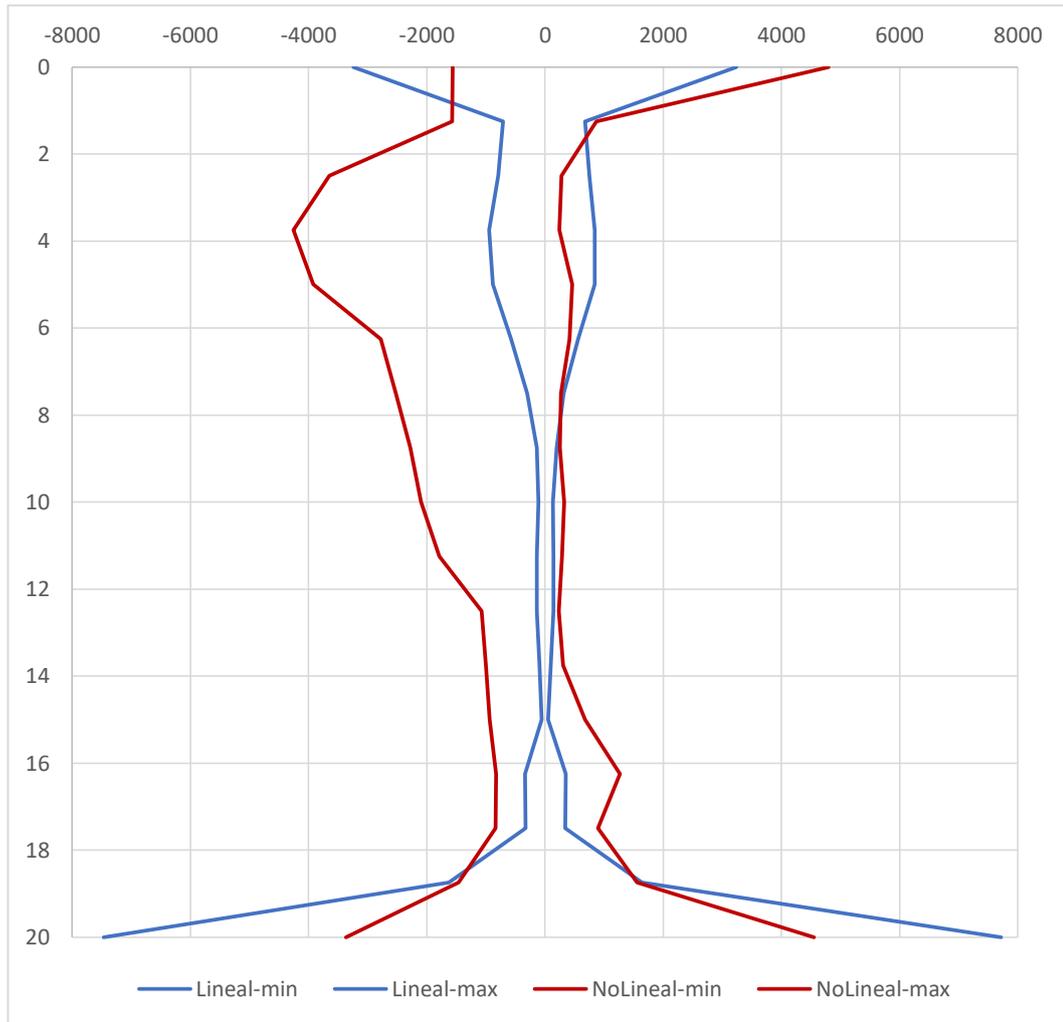


Figura 5-40. Comparación de envolventes de momentos flectores (kN-m/m) obtenidas considerando suelo estratificado con comportamiento lineal y no lineal.

5.3.5.2. Efecto del Módulo de Rigidez del Suelo

A continuación, se muestran los resultados que se obtienen para un suelo con comportamiento lineal elástico y fracción de amortiguamiento igual a 5%, al variar su módulo de rigidez a la mitad o al doble. Esto se hace tratando de aludir a un suelo de menor calidad y a uno de mejor calidad que el suelo considerado como base. Los resultados se muestran en las Figura 5-41 y Figura 5-42. En ellas también se incluyen los resultados para un suelo con comportamiento no lineal.

Se observa que la estructura en suelo menos rígido es sometida a mayores deformaciones, y para el suelo más rígido se observan menores deformaciones. En el caso de suelo no lineal, la estructura muestra las menores deformaciones que en todos los casos. En cuanto a las envolventes de momentos flectores, para

suelo no lineal se presentan las menores demandas, en cambio para el suelo lineal elástico y los diferentes módulos de rigidez, no se observa una tendencia marcada.

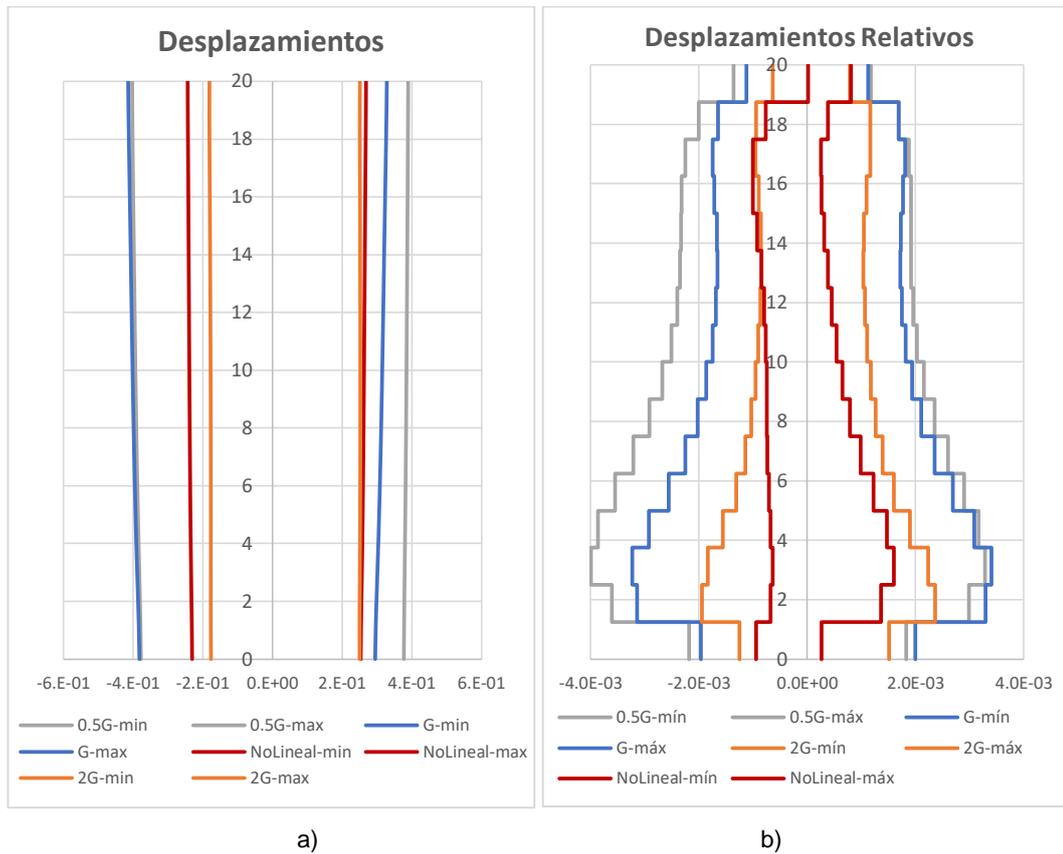


Figura 5-41. Comparación de las deformaciones en el muro debidas al sismo: a) Máximos desplazamientos (m), b) Máximos desplazamientos relativos (m).

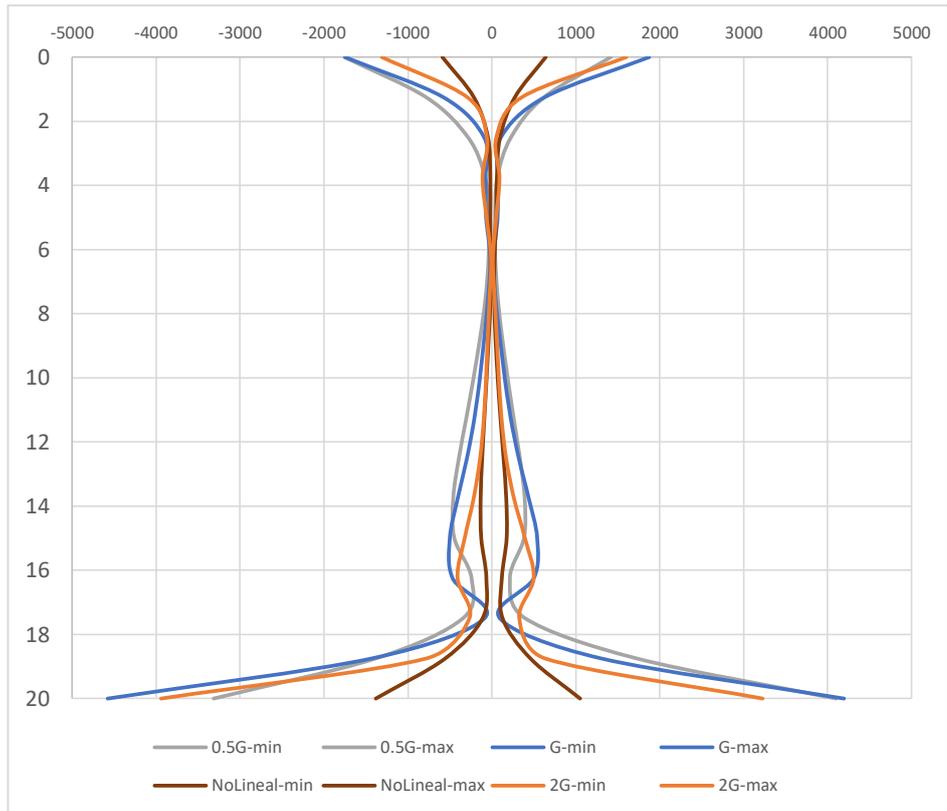


Figura 5-42. Comparación de envolventes de momentos flectores (kN-m/m) obtenidas considerando suelo con comportamiento lineal y no lineal.

5.3.5.3. Suelo Granular, Cohesivo y Estratificado

En esta sección se hace una comparación de la respuesta sísmica en suelos uniformes cohesivo y granular, que representan suelos de mala y buena calidad, y además se comparan contra un suelo estratificado. Los resultados permiten tener un enfoque general sobre el efecto de la calidad y tipo de suelo en que se proyecta una estructura subterránea, en la respuesta dinámica de ésta ante un eventual sismo. Las propiedades de los suelos usadas son las que se presentan en la Tabla 5-2, al inicio de este capítulo.

Los máximos desplazamientos en la estructura se presentan en la Figura 5-43. Se observa que la estructura en suelo cohesivo se desplaza más que en los otros tipos de suelo; y que en suelo granular resultan mayores desplazamientos que en suelo estratificado. En los suelos uniformes los desplazamientos son más parecidos entre sí a lo largo del muro. En cambio, en el suelo estratificado los desplazamientos en la mitad superior se incrementan hacia las esquinas

superiores. Como ya se mencionó, esto es porque los estratos superficiales son menos rígidos.

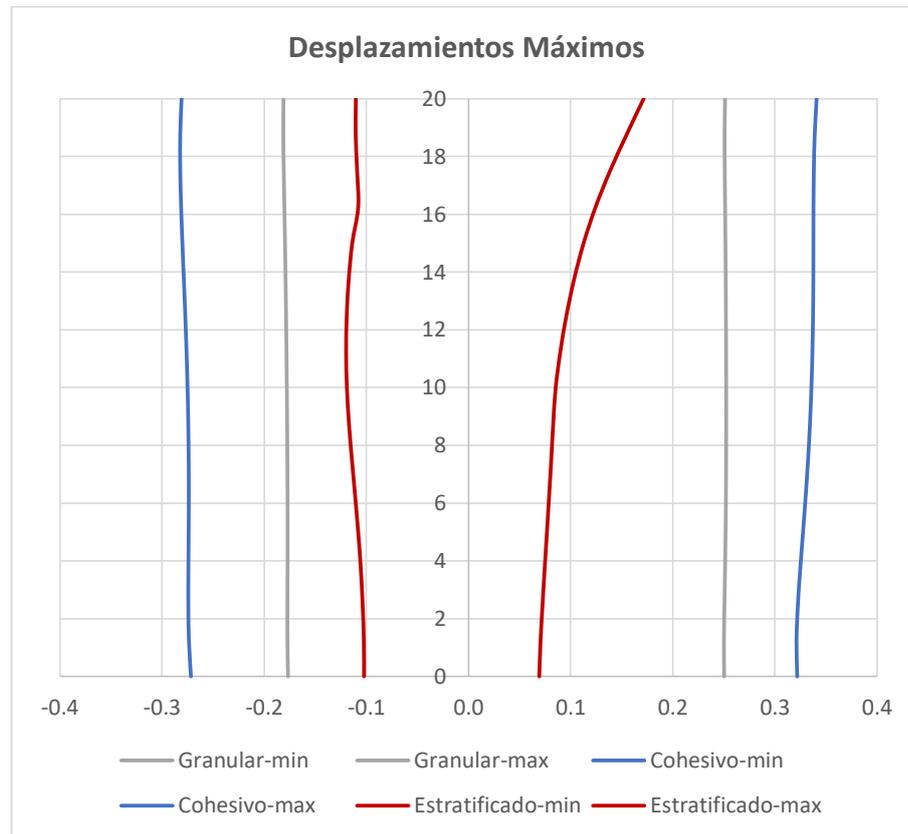


Figura 5-43. Máximos desplazamientos (m) en el muro de la estructura; para suelo granular, cohesivo y estratificado.

Los máximos desplazamientos relativos se presentan la Figura 5-44. Se observa una marcada diferencia entre los desplazamientos relativos de la estructura en suelo estratificado, respecto a los casos de suelo uniforme. Así, los desplazamientos relativos en suelo estratificado llegan a ser de diez a treinta veces los correspondientes en los casos de suelo uniforme. También se observa que la estructura en suelo cohesivo experimenta desplazamientos relativos que llegan a ser entre dos y tres veces los correspondientes en el caso de suelo granular. En cuando a la distribución de los desplazamientos relativos a lo largo del muro de la estructura, existe similitud entre los casos de suelo granular y cohesivo.

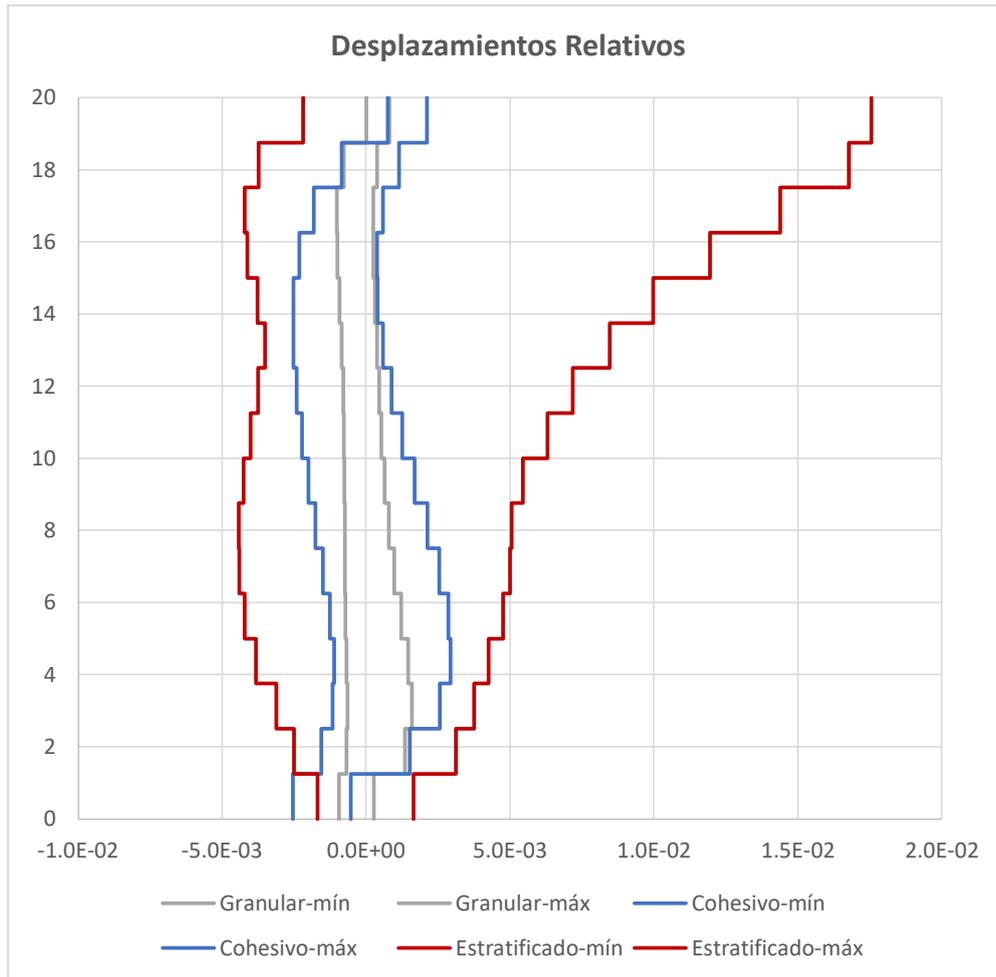


Figura 5-44. Máximos desplazamientos relativos (m) en el muro estructura; para suelo granular, cohesivo y estratificado.

Las envolventes de momentos flectores debidos al sismo se comparan en la Figura 5-45. Los momentos flectores de la estructura en suelo estratificado, son marcadamente diferentes a los momentos flectores en los otros casos de suelo. Así, en las esquinas superiores de la estructura, los momentos para el caso de suelo estratificado llegan a ser doce veces los correspondientes a los casos de suelo uniforme. En la zona media, los momentos en suelo estratificado son al menos treinta veces mayores; y en las esquinas inferiores, los momentos en suelo estratificado llegan a ser el triple de los correspondientes en suelos uniformes.

Se observa similitud en los momentos para la estructura en suelo granular y cohesivo. Así, en las esquinas superiores los momentos para suelo cohesivo llegan a ser 20% mayores. En la zona interior, los momentos son más pequeños que en las esquinas, y los correspondientes a suelo cohesivo llegan a ser de entre tres y cinco veces los momentos en el caso de suelo granular. En las esquinas

inferiores, los momentos son mayores para el caso de suelo granular, y llegan a ser 13% mayores, pero esta diferencia podría considerarse no significativa.

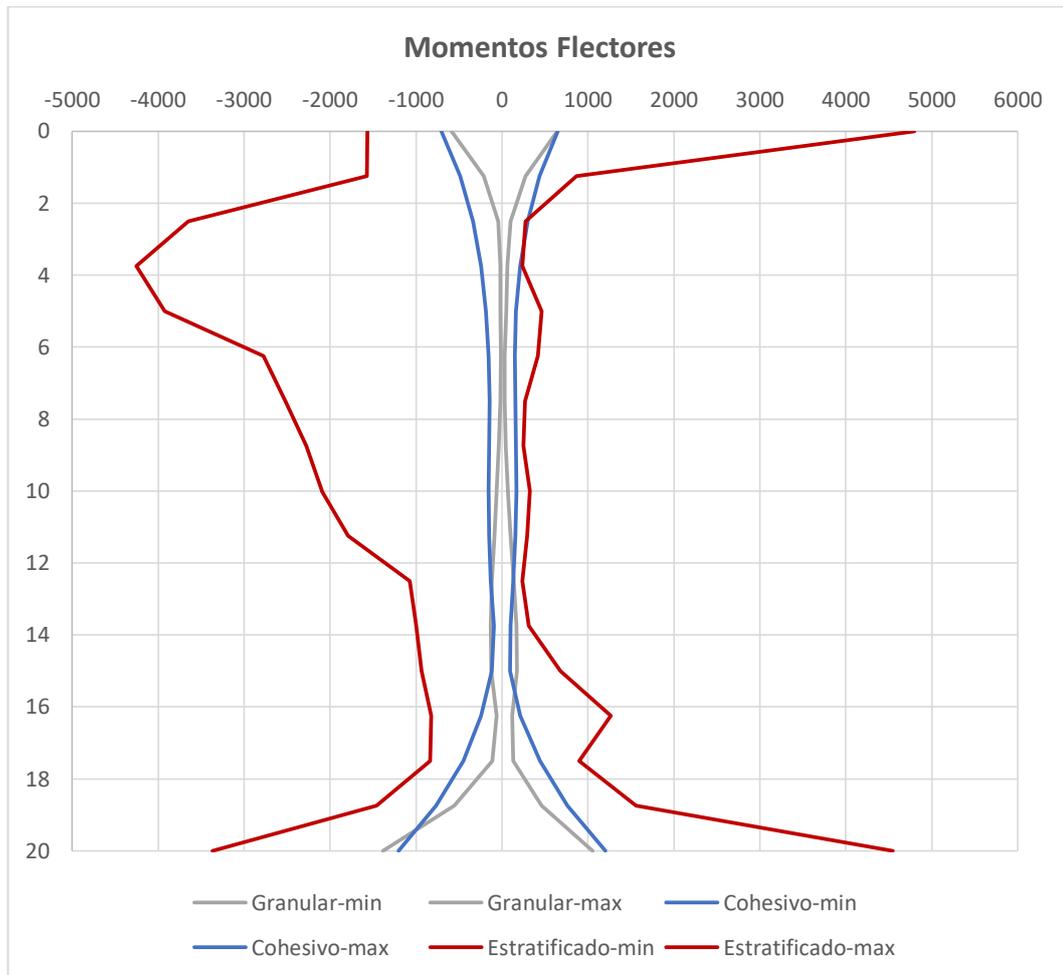


Figura 5-45. Comparación de envolventes de momentos flectores (kN-m/m) para suelo granular, cohesivo y estratificado.

5.3.6. Influencia de la Profundidad de la Estructura

En esta sección se estudia cómo cambia la respuesta dinámica en caso de tener una estructura subterránea más profunda, como podría ser si se tuviera una estación de metro por debajo de otra. Se sabe que a mayores profundidades, en general, se incrementan los esfuerzos cortantes, pero también la calidad del suelo mejora; eso hace que los resultados dependan mucho de las características del perfil de suelo.

Se presentan los resultados para suelo uniforme y estratificado, para estructuras cuya losa de techo se ubica a 5 o 25 m de profundidad.

Suelo Uniforme

Al observar las deformaciones para las estructuras en suelo uniforme, se vio que en ambos casos los desplazamientos máximos son uniformes a lo largo de la altura del muro; pero son 20% mayores en la estructura más profunda. La mayor diferencia se observa en los máximos desplazamientos relativos (Figura 5-46), ya que para la estructura más profunda llegan a ser de dos a tres veces los correspondientes a la estructura más superficial. También se observa que la forma en que se distribuyen los desplazamientos relativos es similar en ambas estructuras.

La causa de que las deformaciones sean mayores para la estructura más profunda, se encuentra al fijarse en las deformaciones cortantes en el perfil de suelo uniforme (Figura 5-5b), en que se ve que éstas se incrementan con la profundidad

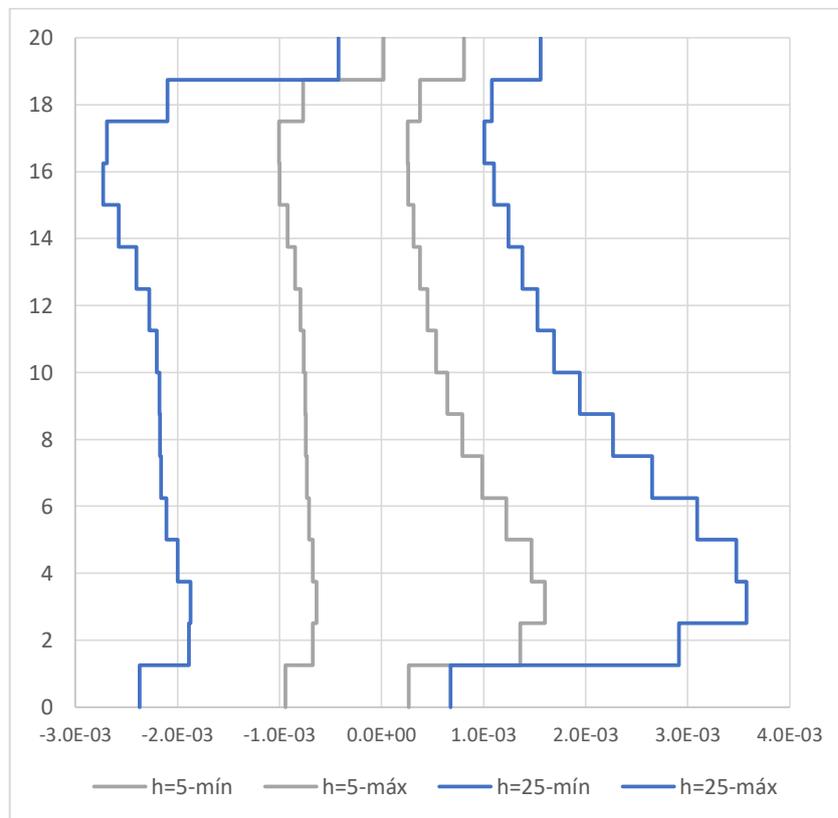


Figura 5-46. Comparación máximos desplazamientos relativos (m) para estructuras a 5 y 25 m de profundidad.

Las envolventes de momentos flectores en los muros de las estructuras, se muestran en la Figura 5-47. Se observa una gran similitud en la forma de las

envolventes, y como es de esperar por los resultados anteriores, la estructura más profunda es sometida a mayores momentos flectores. Con respecto a la relación de los momentos flectores, en proximidades de las esquinas superiores, los momentos en la estructura más profunda son aproximadamente el triple de los momentos en la estructura más superficial. Mientras en las proximidades de las esquinas inferiores, los momentos en la estructura más profunda son de 1.7 a 2 veces los correspondientes a la estructura más superficial.

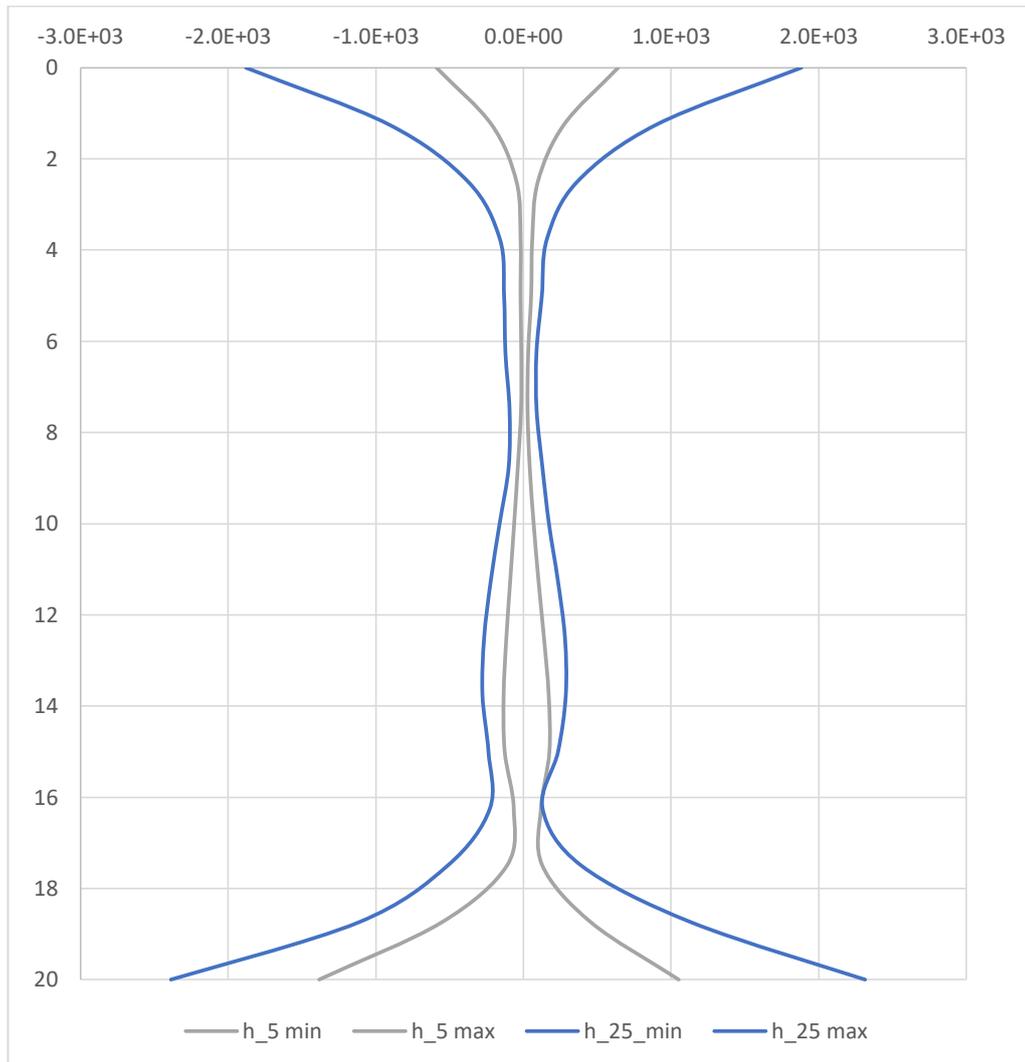
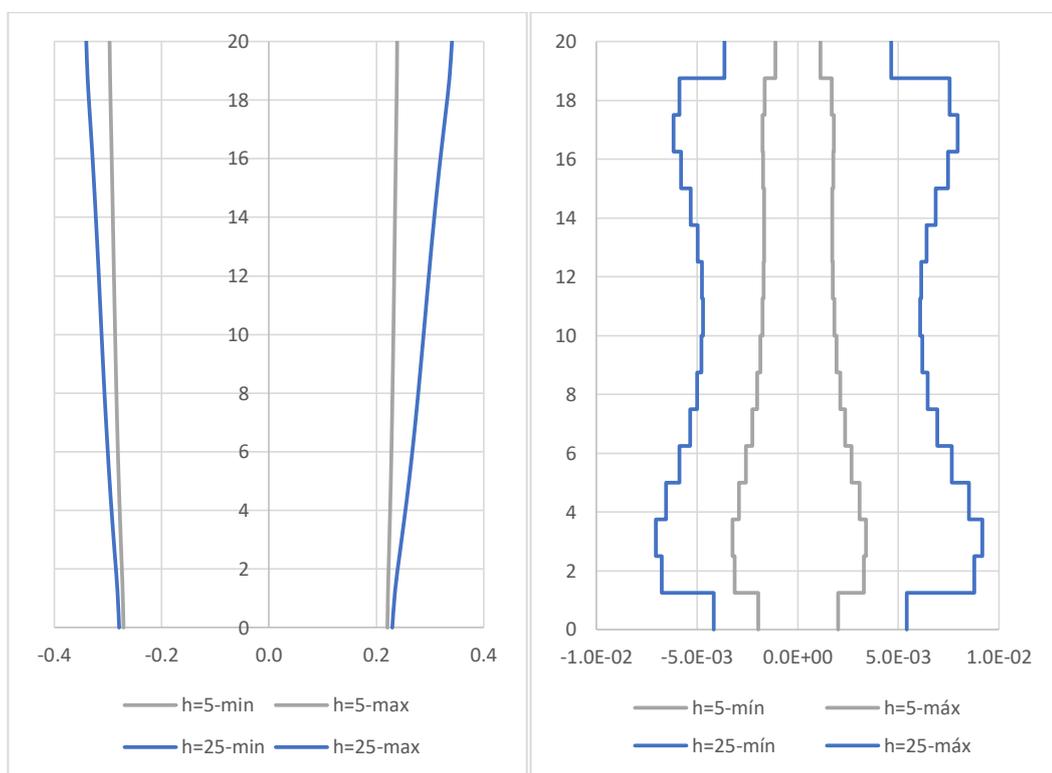


Figura 5-47. Envolvente de momentos flectores (kN-m/m) en unos de los muros de las estructuras a 5 y 25 m de profundidad.

Con fines comparativos se mostrarán los resultados para las estructuras ubicadas en un suelo uniforme con comportamiento lineal. La Figura 5-48 muestra las deformaciones en uno de los muros de la estructura y se ve que similarmente que en el caso no lineal, a mayor profundidad la estructura experimenta mayores

deformaciones. De modo que los desplazamientos relativos (Figura 5-48b) llegan a ser de dos a cuatro veces los que aparecen en la estructura más superficial. La forma de la distribución de las deformaciones en la estructura, es simétrica y similar para ambas profundidades, pero difieren con la forma del caso lineal.

Las envolventes de momentos flectores se muestran en la Figura 5-49, y se observa una tendencia similar en la forme de las envolventes a ambas profundidades, con momentos en la zona interior menores que en las esquinas. Sin embargo, los momentos flectores que solicitan la estructura más profunda son mucho mayores que para la estructura menos profunda. Así, en las esquinas superiores los máximos momentos son más de cinco veces los correspondientes para la estructura más superficial; y en las esquinas inferiores, dicha relación llega a ser alrededor de 2.5. Esto se debe a las mayores deformaciones cortantes a mayor profundidad que experimenta el perfil de suelo.



a) b)
Figura 5-48. Comparación de deformaciones (m) para estructuras a 5 y 25 m de profundidad: a) Máximos desplazamientos, b) Máximos desplazamientos relativos, en suelo uniforme lineal.

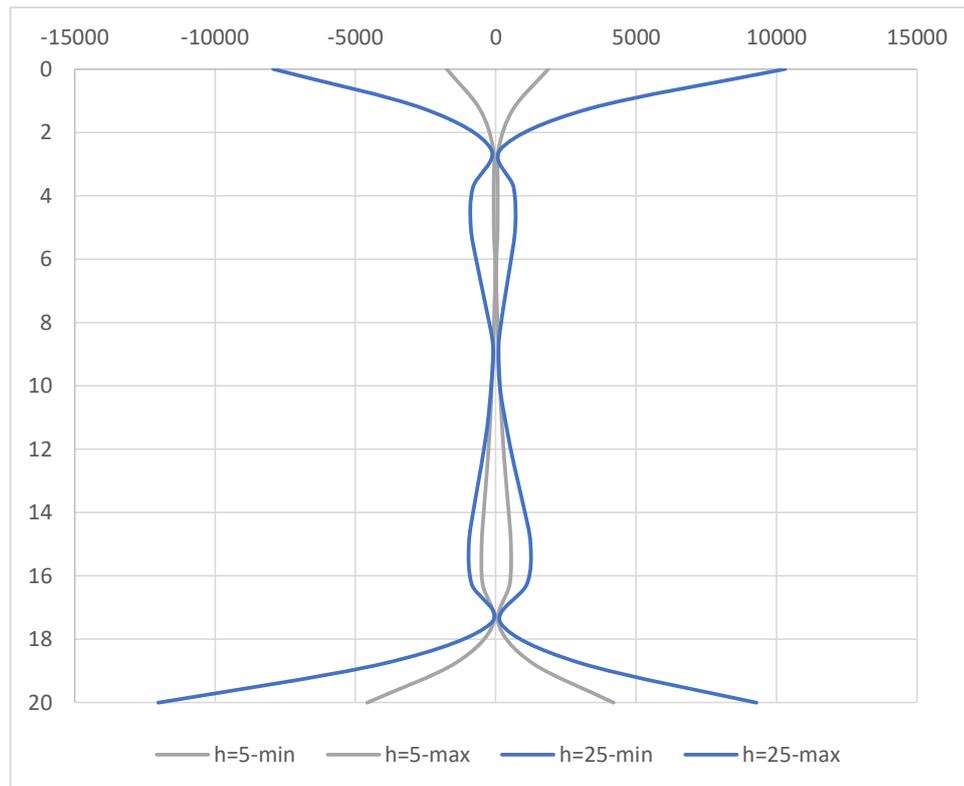


Figura 5-49. Envolvente de momentos flectores (kN-m/m) en unos de los muros de las estructuras a 5 y 25 m de profundidad, en suelo uniforme lineal.

Suelo Estratificado

El análisis de la estructura ubicada a 25 de profundidad en suelo estratificado, muestra que la carga de gravedad del suelo sobre la estructura resulta en momentos flectores muy grandes en la losa de techo y se producen deformaciones verticales que el suelo no puede resistir. Esto se debe a que los 25 m de suelo sobre la estructura, que tiene una luz de 25 m entre ejes, se convierten en una carga importante; además está el hecho que los estratos superficiales son menos rígidos.

Una posible solución puede ser considerar una losa de techo con mayor peralte. En este caso se halló que para resistir el peso del suelo debería usarse un peralte de al menos 1.8 m. En tal caso, se llega a tolerar las deformaciones verticales, pero el suelo queda en un estado de deformación plástica. Y cuando empieza a actuar el sismo muy pronto llega al estado de falla.

Así, es claro que para estructuras con luces como la empleada y que se ubicarán en suelos estratificados, considerar losas de techo con mayor peralte no resulta en una solución adecuada. En estos casos, podría ser más conveniente usar

estructuras con techo en forma de bóveda. De manera que la curvatura del techo generaría una distribución de las cargas más favorable y las deformaciones verticales serían menores.

Con fines comparativos se mostrarán los resultados para las estructuras ubicadas en un suelo estratificado con comportamiento lineal. La Figura 5-50 muestra las deformaciones en uno de los muros de la estructura. Puede verse que a pesar que ocurren mayores desplazamientos (Figura 5-50a) en la estructura más superficial, es la estructura más profunda la que presenta los mayores desplazamientos relativos (Figura 5-50b). La distribución de los desplazamientos relativos en el muro es diferente entre ambas profundidades. Mientras que la estructura más superficial presenta una distribución más uniforme; la mitad inferior de la estructura más profunda presenta desplazamientos relativos menores a la quinta parte de los correspondientes en la estructura más superficial, y la mitad superior presenta desplazamientos relativos que van desde el doble hasta tres veces y media los valores correspondientes en la estructura más superficial. Esto ocurre debido a que los estratos son más rígidos a mayor profundidad.

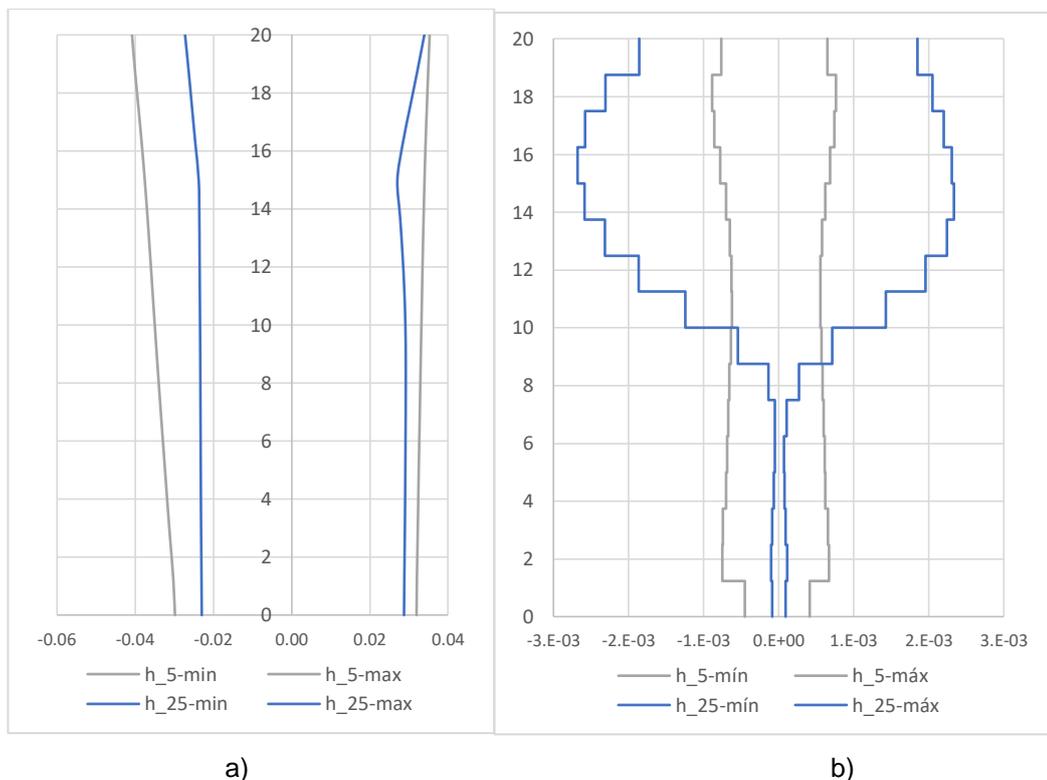


Figura 5-50. Comparación de deformaciones (m) para estructuras a 5 y 25 m de profundidad, en suelo estratificado lineal: a) Máximos desplazamientos, b) Máximos desplazamientos relativos.

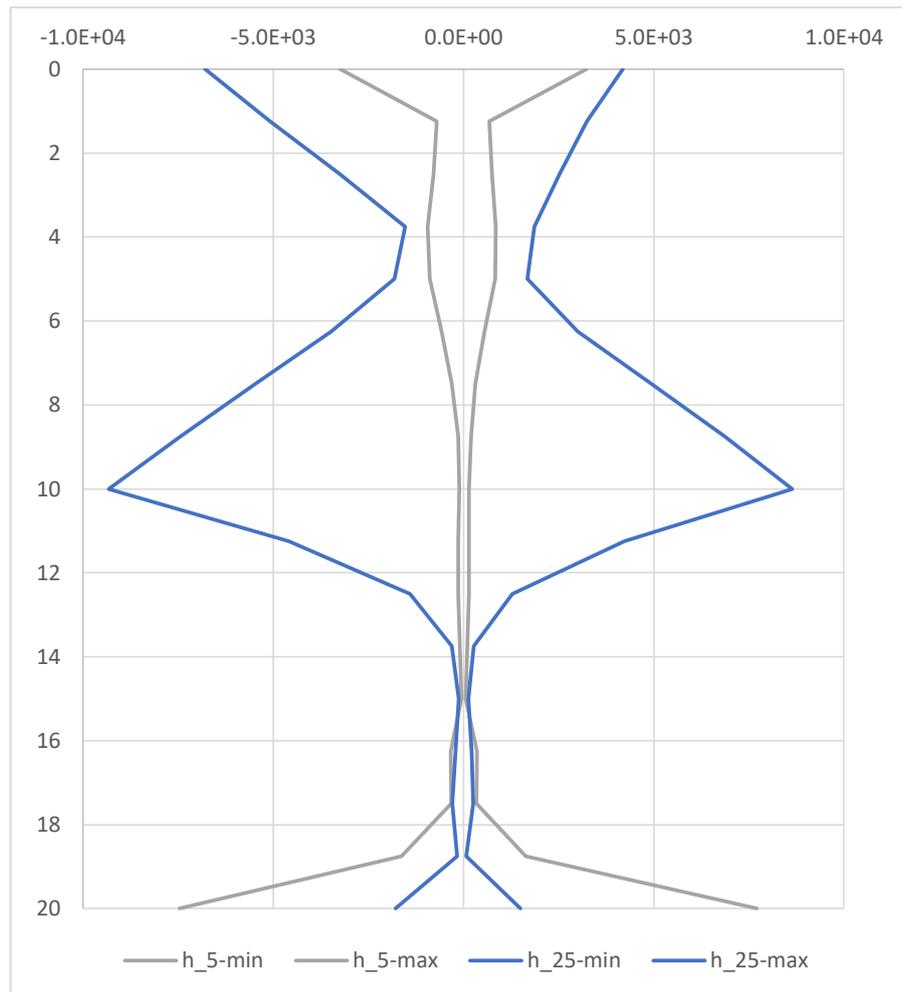


Figura 5-51. Envolvente de momentos flectores (kN-m/m) en unos de los muros de las estructuras a 5 y 25 m de profundidad, en suelo estratificado lineal

La envolvente de momentos flectores en los muros de las estructuras se muestra en la Figura 5-51. Puede verse una notable diferencia entre las envolventes a cada profundidad, las cuales están relacionadas con la distribución de los desplazamientos relativos. Así, en las dos terceras partes del muro, la estructura más profunda presenta mayores momentos flectores, sobre todo en la zona media del muro. En el tercio inferior del muro, los momentos flectores correspondientes a ambas profundidades son más similares, y en la estructura más superficial van incrementándose hasta que en las esquinas inferiores llegan a ser cinco veces los correspondientes en la estructura más profunda. El máximo momento flector ocurre en la estructura más profunda (en la mitad del muro), y es 20% mayor al máximo momento flector que solicita la estructura más superficial (en las esquinas inferiores).

5.3.7. Análisis Lineal Equivalente

En esta sección se trata de aproximar la respuesta dinámica no lineal del suelo circundante a estructura subterránea a partir del modelo lineal y elástico con los módulos secantes que corresponden al nivel de deformación del suelo en campo libre. Las deformaciones cortantes del suelo en campo libre se obtienen mediante un análisis no lineal de propagación sísmica en el programa de cómputo Deepsoil y son las que se mostraron en la Sección 5.2.1 para los suelos uniforme y estratificado empleando el sismo de Moquegua. A partir de las deformaciones y las curvas de Seed e Idriss (1974) se obtienen los módulos de rigidez secante normalizados y las razones de amortiguamiento viscoso que se muestran en la Tabla 5-3 y la Tabla 5-4, para suelo uniforme y estratificado respectivamente.

Tabla 5-3. Propiedades lineales equivalentes para análisis sísmico en suelo uniforme.

Profundidad (m)	G/G ₀	D (%)
0 - 5	0.82	2.0
5 - 10	0.90	4.25
10 - 20	0.8	7.3
20 - 30	0.68	10.7
30 - 60	0.56	16.7
60 - 80	0.28	21.45
80 - 120	0.22	25.1
120 - 150	0.17	28.2

Tabla 5-4. Propiedades lineales equivalentes para análisis sísmico en suelo estratificado.

Profundidad (m)	G/G ₀	D (%)
0 - 5	0.45	17
5 - 10	0.39	16.7
10 - 20	0.24	24.5
20 - 35	0.32	19.7
35 - 60	0.39	17
60 - 90	0.49	13
90 - 150	0.60	9.4

Con las consideraciones descritas se realizan análisis dinámicos con el sismo de Moquegua y se obtienen las envolventes de momentos flectores para el muro de la estructura. En la Figura 5-52 se comparan los momentos para el caso de suelo

uniforme con los obtenidos mediante procedimientos de análisis no lineal, y se observa que los momentos son sobreestimados hasta en un factor de dos.

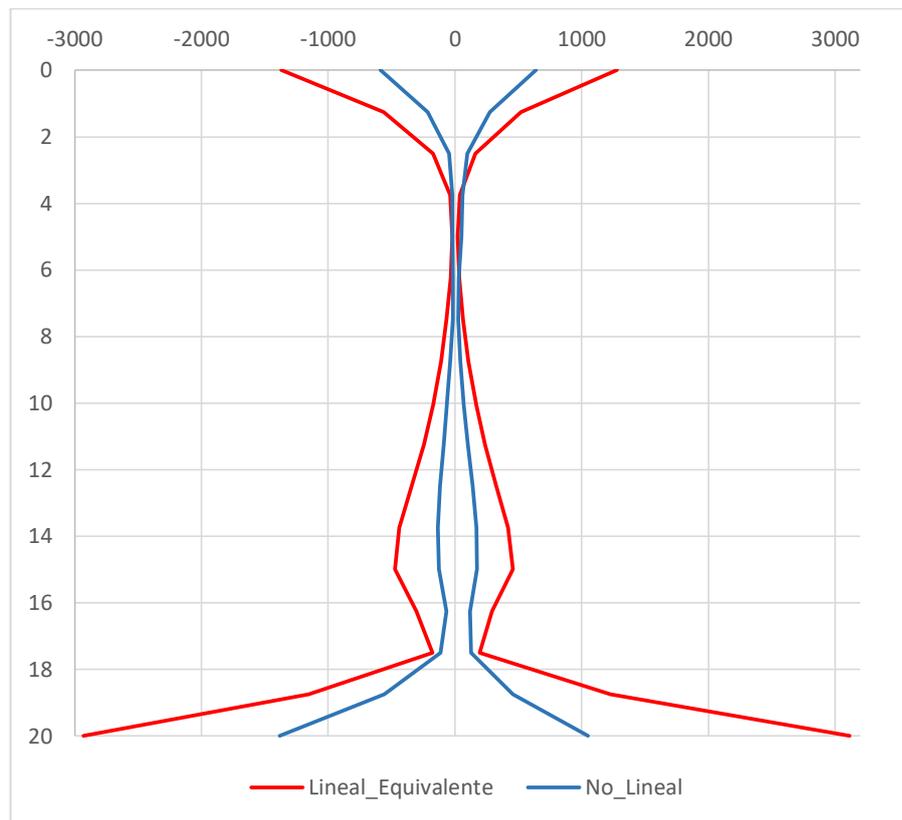


Figura 5-52. Momentos flectores obtenidos con un procedimiento lineal equivalente comparado con los obtenidos del análisis no lineal, en suelo uniforme.

En la Figura 5-53 se comparan los momentos flectores obtenidos para la estructura en suelo estratificado con los correspondientes momentos obtenidos del análisis no lineal para el mismo sismo y adicionalmente se compara con los debidos al sismo de Geiko – Hiroshima, debido a que éste induce solicitaciones menores que el sismo de Moquegua. Se puede apreciar que en este caso, mediante el procedimiento lineal equivalente, los momentos se subestiman considerablemente en la mayor parte de la estructura. Sin embargo, en las esquinas inferiores, de estratos más rígidos, los momentos son del mismo orden de magnitud.

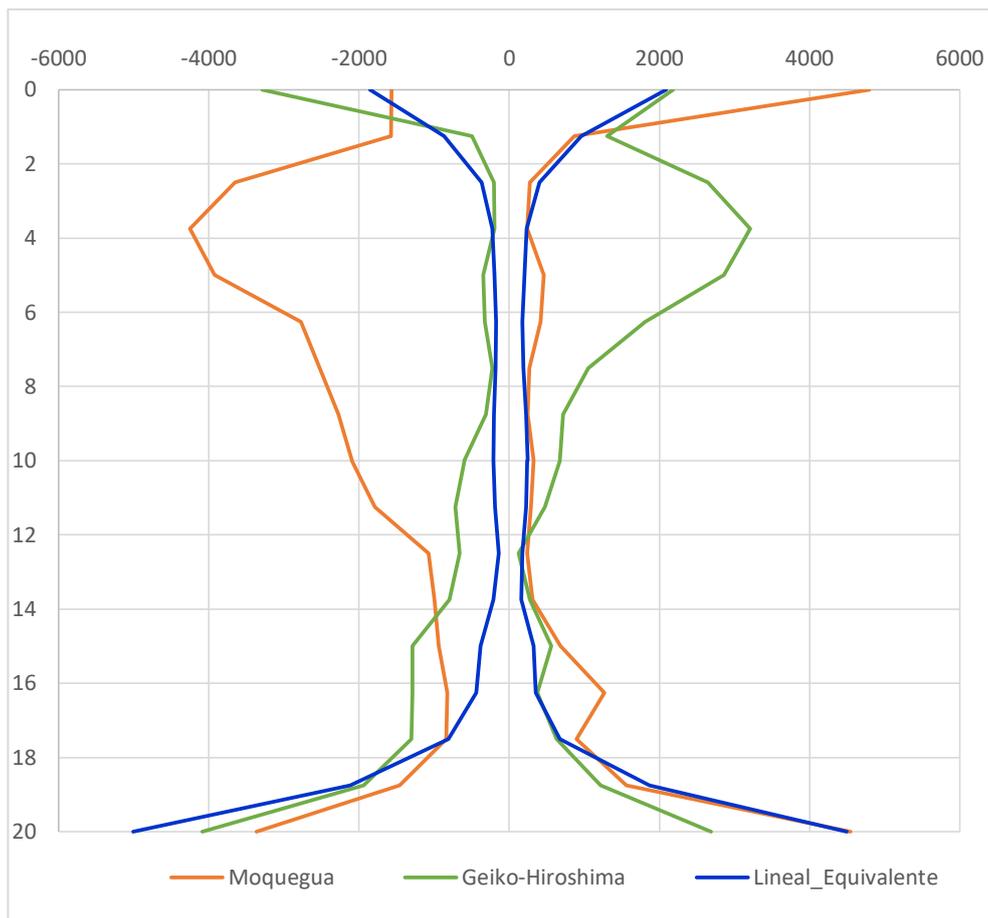


Figura 5-53. Momentos flectores obtenidos con un procedimiento lineal equivalente comparado con los obtenidos del análisis no lineal, en suelo estratificado.

El análisis de esta sección muestra que mediante el procedimiento lineal equivalente descrito se pueden obtener estimaciones preliminares de la magnitud de los momentos que se producirían en una estructura subterránea debido a un eventual sismo. Debe considerarse que en un suelo homogéneo éstos tenderán a ser sobrestimados; mientras que en un suelo con estratos cuyas rigideces no varíen de forma brusca pueden obtenerse momentos del mismo orden de magnitud. Sin embargo, si se tiene un suelo con estratos de rigidez muy variable, con estratos blandos donde se esperan deformaciones cortantes importantes, el procedimiento descrito no proporcionará resultados confiables.

5.4. EFECTO DE LA INTENSIDAD DEL SISMO

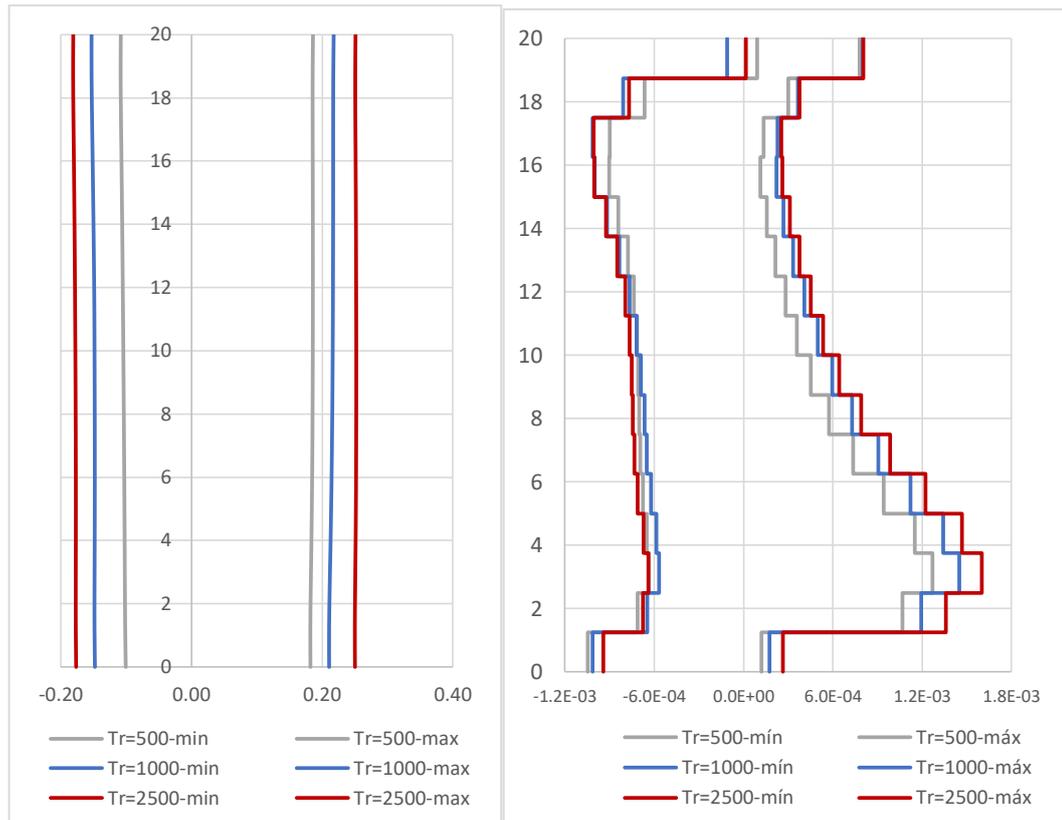
Se ha visto que la respuesta dinámica del sistema suelo-estructura depende, entre otros factores, de la intensidad del sismo. En ese sentido se puede definir un sismo operacional y uno de diseño (Capítulo II), cuyas intensidades están asociadas a

ciertos periodos de retorno, y estos a su vez dependen de la sismicidad de la zona. Dado que el Perú es una zona altamente sísmica, estos periodos de retorno usualmente corresponden a sismos de gran intensidad. En esta sección se evalúan las deformaciones y momentos flectores que inducen en la estructura sismos con periodos de retorno de 500, 1000 y 2500 años.

En el contexto de la norma sismo resistente peruana (E-030, RNE) y para los objetivos de esta tesis se hace equivalencia a sismos con periodo de retorno de aproximadamente 500, 1000 y 2500 años, al considerar el Factor de Uso e Importancia igual a 1, 1.3 y 1.5 respectivamente. Los resultados presentados en esta sección se obtienen multiplicando el registro sintético del sismo por los factores correspondientes.

5.4.1. Suelo Uniforme

Las deformaciones debidas al sismo en uno de los muros de la estructura se grafican, para cada periodo de retorno considerado, en la Figura 5-54. Puede verse que los desplazamientos máximos (Figura 5-54a) se incrementan alrededor de 15% conforme se usa un sismo con periodo de retorno mayor, pero se mantiene la distribución de ellos a lo largo del muro. Se puede decir que los máximos desplazamientos relativos (Figura 5-54b) muestran la misma distribución a lo largo del muro para todos los periodos de retorno. Sin embargo, los valores correspondientes a un periodo de retorno de 500 años de 20 a 30% menores que los correspondientes a periodos de retorno mayores. Los máximos desplazamientos relativos muestran una mayor similitud para los periodos de retorno de 1000 y 2500 años, con diferencias del 10%. Esto muestra que la relación entre los desplazamientos máximos y los máximos desplazamientos relativos no es directa, dada la no linealidad en el comportamiento del suelo.



a)

b)

Figura 5-54. Comparación de deformaciones (m) en unos de los muros de la estructura para varios periodos de retorno del sismo: a) Máximos desplazamientos, b) Máximos desplazamientos relativos.

Las envolventes de momentos flectores en uno de los muros de la estructura, correspondientes a cada periodo de retorno se muestran en la Figura 5-55. Las envolventes lucen muy similares entre sí. Los menores valores se presentan para un periodo de retorno de 500 años, los cuales presentan una máxima diferencia de 15% respecto a los correspondientes a un periodo de retorno de 1000 años. Los momentos que corresponden a los periodos de retorno de 1000 y 2500 años, resultan con valores muy cercanos, con diferencias menores a 10%.

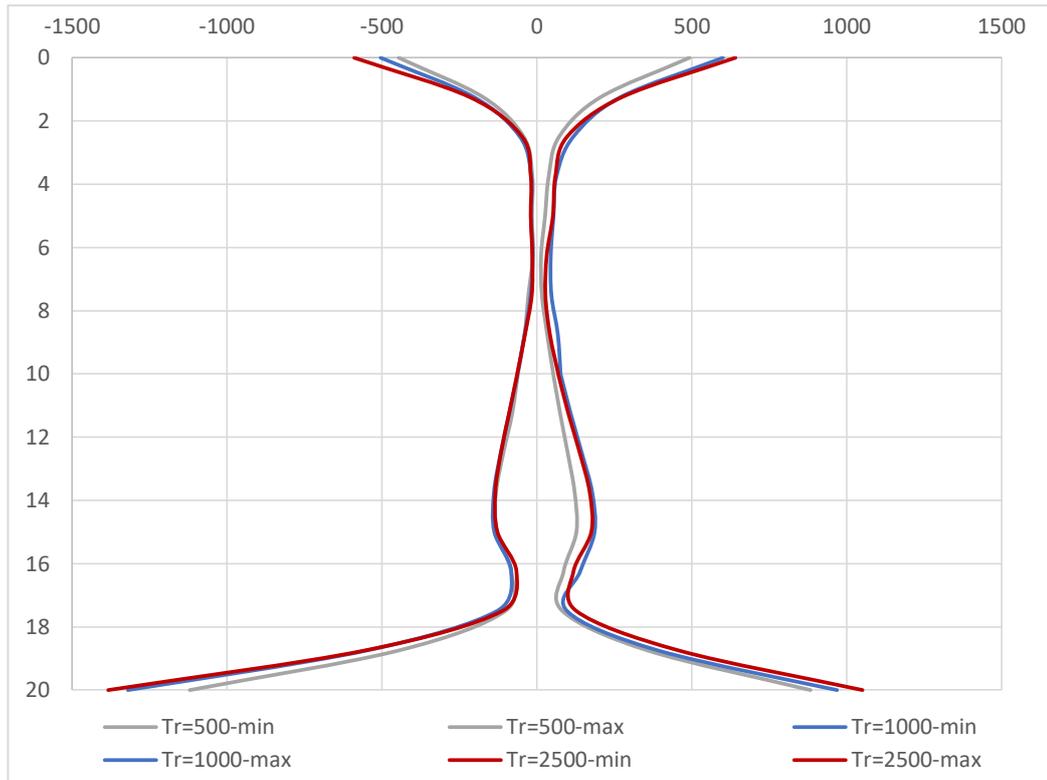


Figura 5-55. Envolvente de momentos flectores (kN-m/m) en unos de los muros de la estructura para varios periodos de retorno del sismo.

En resumen, se ha visto que en el caso de tener una estructura subterránea en suelo uniforme, la ocurrencia de sismos con diferentes periodos de retorno tendría un mayor efecto en las deformaciones de la estructura, sobre todo entre periodo de retorno de 500 y 1000 años. Los momentos flectores en la estructura son menos sensibles.

5.4.2. Suelo Estratificado

La estructura subterránea en suelo estratificado se analizó con los sismos de Moquegua, Valparaíso, Tarapacá, Geiko – Hiroshima y Kobe. A continuación se presentan las máximas deformaciones inducidas en la estructura, para cada periodo de retorno, y más adelante se muestran los correspondientes momentos flectores. Las mayores deformaciones en la estructura son producidas por el sismo de Valparaíso con periodos de retorno de 500 y 2500 años, y por el sismo de Tarapacá con periodo de retorno de 1000 años. Las deformaciones presentadas en la Figura 5-56 corresponden a tales sismos.

Se aprecia una notable diferencia en los máximos desplazamientos que se producen en la estructura para los diferentes periodos de retorno (Figura 5-56a).

Así, para 500 y 1000 años de periodo de retorno, los máximos desplazamientos son parecidos en la mayor parte de la estructura; pero los desplazamientos son mayores para un periodo de retorno de 1000 años en las proximidades de las esquinas superiores, llegando a ser superiores en 30%. Los mayores desplazamientos se observan para un periodo de retorno de 2500 años; a lo largo del muro de la estructura llegan a ser alrededor cerca del doble de los desplazamientos para los otros periodos de retorno.

Los máximos desplazamientos relativos en la estructura, debidos a sismos asociados a un periodo de retorno de 500 años, son menores a los correspondientes a periodos de retorno mayores, sobre todo en la mitad superior de la estructura. Para los periodos de retorno de 1000 y 2500 años, los correspondientes desplazamientos relativos máximos presentan similitud en la mitad inferior. Sin embargo, en la mitad superior se observan diferencias significativas, y los desplazamientos relativos debidos a un sismo asociado a un periodo de retorno de 2500 años llegan a ser al menos 70% mayores a los correspondientes a un periodo de retorno de 1000 años.

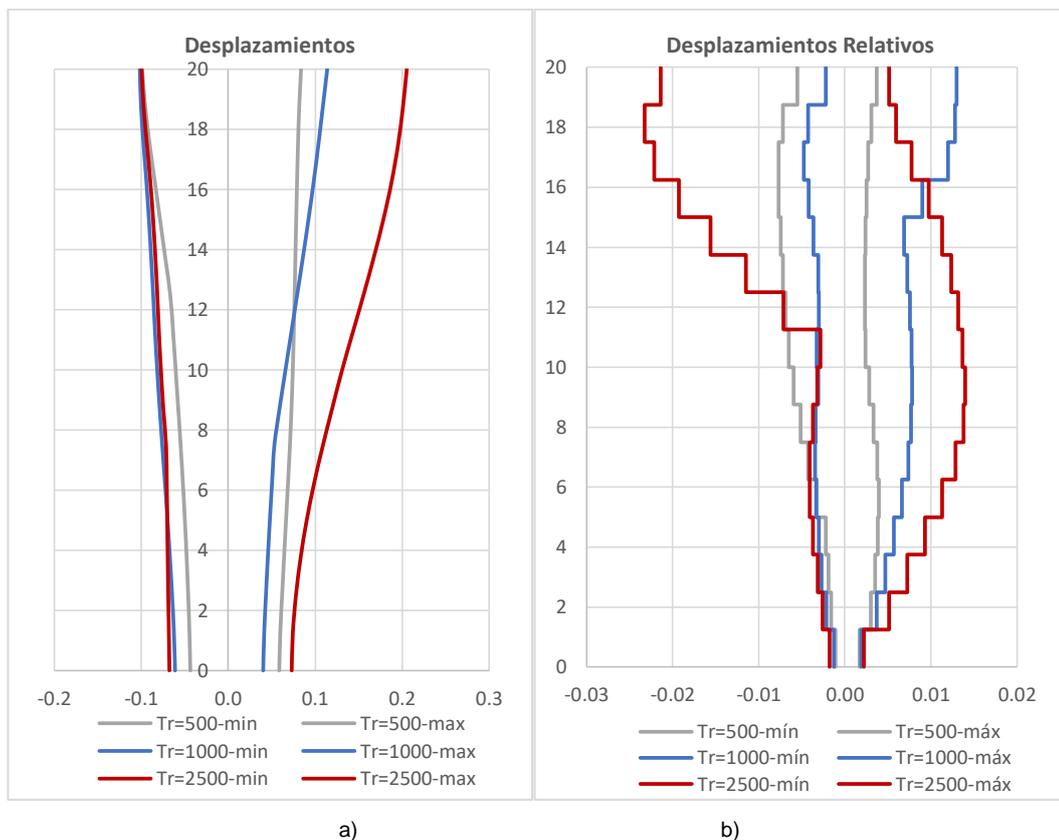
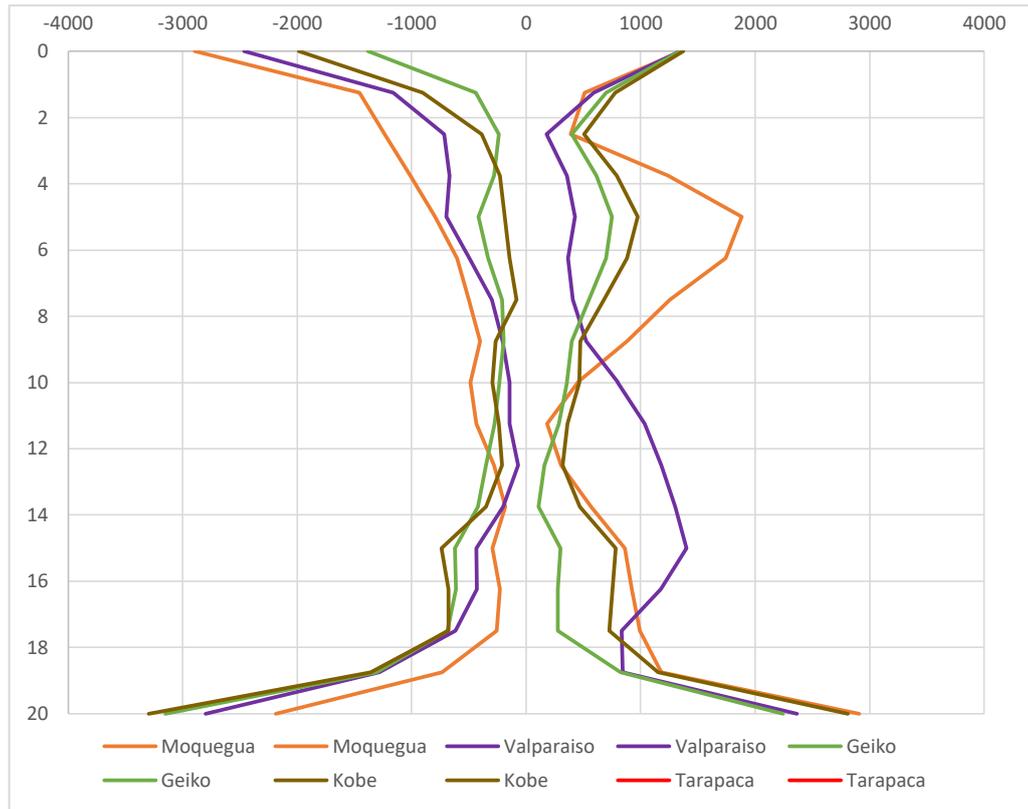


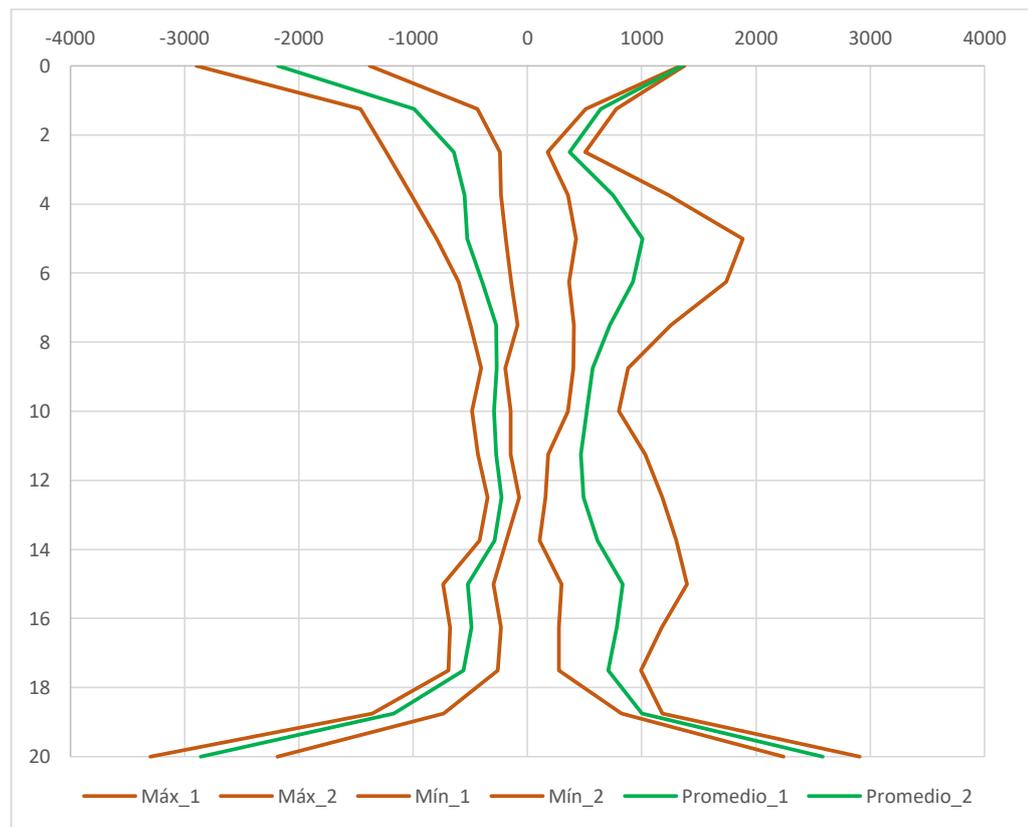
Figura 5-56-Comparación de deformaciones (m) en unos de los muros de la estructura para varios periodos de retorno del sismo, en suelo estratificado.: a) Máximos desplazamientos, b) Máximos desplazamientos relativos.

En la Figura 5-57 y la Figura 5-58 se muestran las envolventes de momentos flectores en uno de los muros de la estructura para sismos asociados a periodos de retorno de 500 y 1000 años, respectivamente. En tales figuras puede observarse la variabilidad de la respuesta sísmica, que es mayor en la mitad superior donde los máximos momentos varían entre 30 y 40% respecto al valor promedio. Además, se aprecia que los rangos de los momentos flectores son menos variables que los momentos flectores debidos a sismos con periodos de retorno de 2500 años, que fueron presentados en la Figura 5-34.

Las momentos flectores promedio y las envolventes máximas para todos los sismos se comparan en la Figura 5-59, según los periodos de retorno asociados. Se observa que los máximos momentos para sismos con periodo de retorno de 500 años tienen el mismo orden de magnitud que el promedio de los momentos máximos para sismos con periodo de retorno de 1000 años. Similarmente, las diferencias entre el promedio de los momentos para sismo con periodo de retorno de 2500 años y los máximos momentos correspondientes a un periodo de retorno de 1000 años son poco significativas. Sin embargo, los máximos momentos debidos a sismos con periodos de retorno de 2500 años pueden llegar a entre 40 y 50% superiores a los correspondientes para sismos con periodos de retorno de 1000 años.

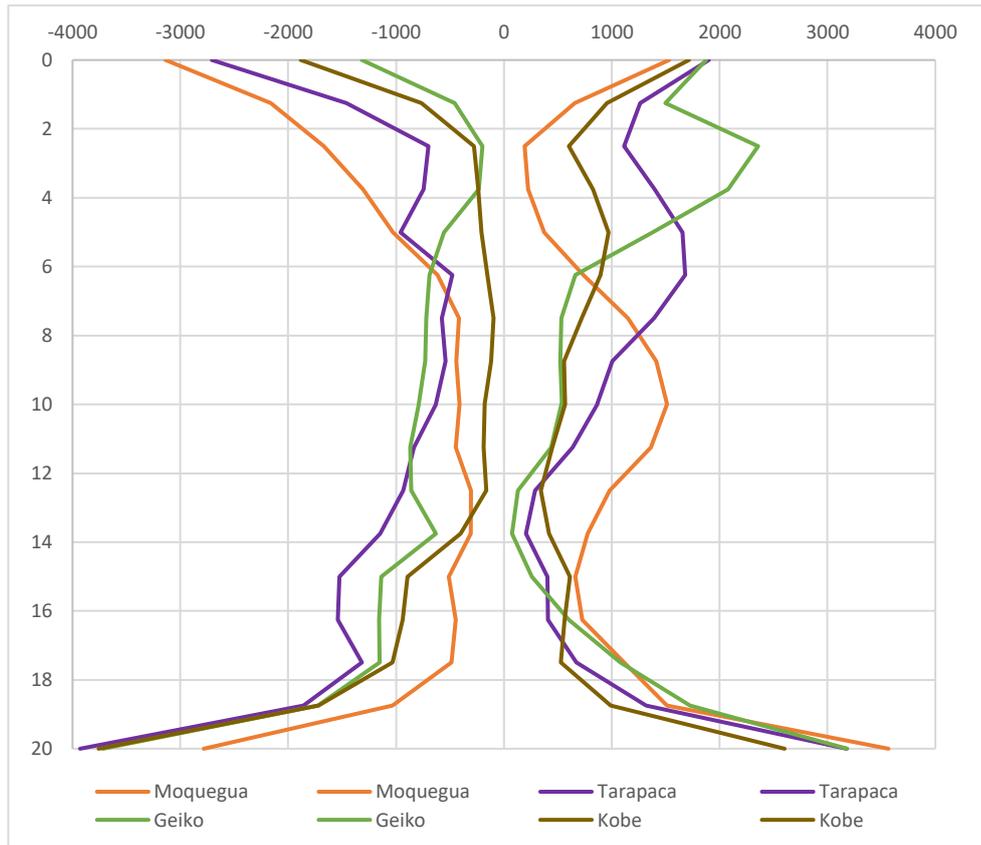


(a)

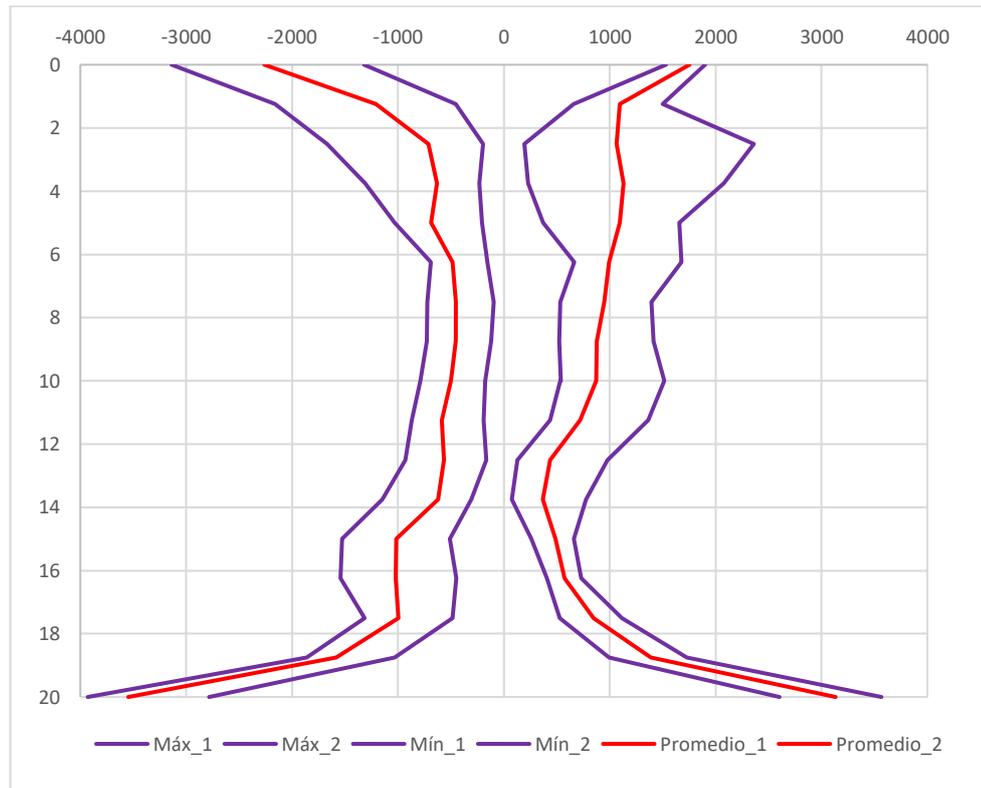


(b)

Figura 5-57. Envolventes (a) y rangos (b) de momentos flectores (kN-m/m), para $T_r = 500$ años.



(a)



(b)

Figura 5-58. Envolventes (a) y rangos (b) de momentos flectores (kN-m/m), para $T_r = 1000$ años.

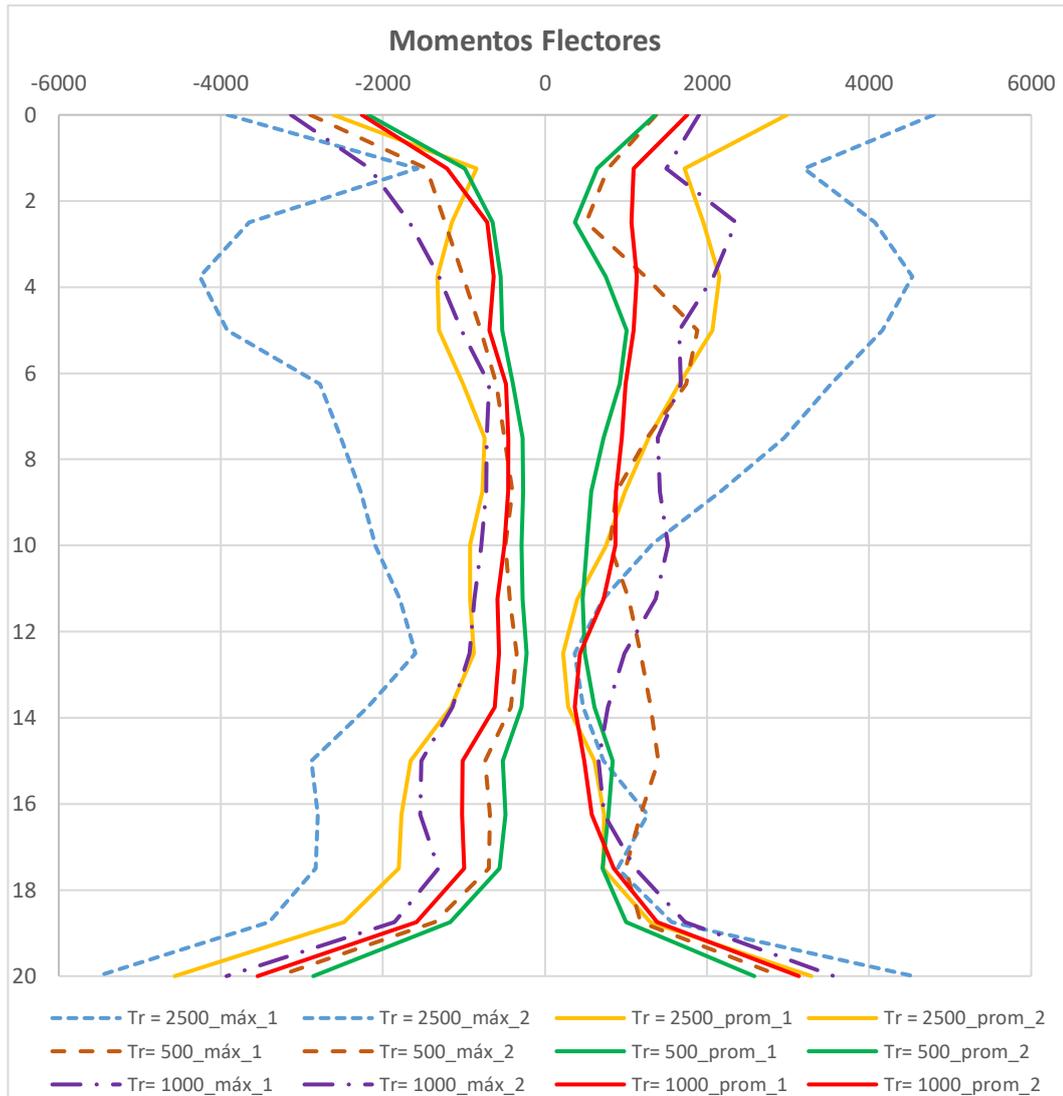


Figura 5-59. Envolventes de momentos flectores (kN-m/m) en uno de los muros de la estructura para varios periodos de retorno del sismo, en suelo estratificado.

5.5. EFECTO DE LA GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA

En las secciones previas se han hecho los análisis para una estructura continua con geometría simple. Sin embargo, debido al proceso constructivo y/o por requisitos de funcionalidad, puede tenerse geometrías distintas. Los cambios en geometría que considera esta sección resultan de añadir elementos intermedios y/o uniones articuladas, que a su vez conducen a cambios de rigidez.

En la Figura 5-60 se muestran las geometrías que se analizan y comparan en esta sección. Todas las estructuras se consideran implantadas a 5 m de profundidad y se analizaron usando el sismo de Moquegua de 2500 años.

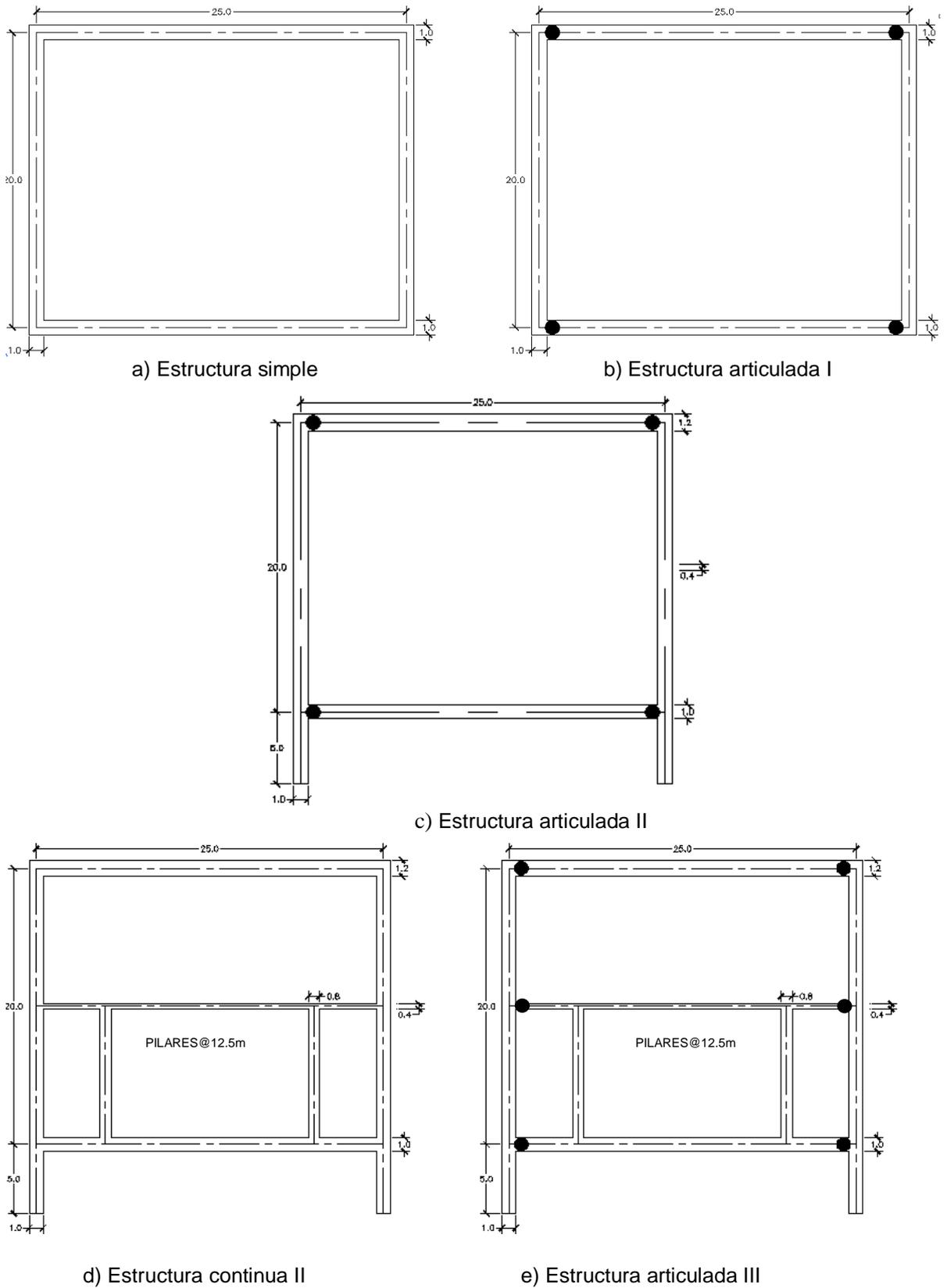
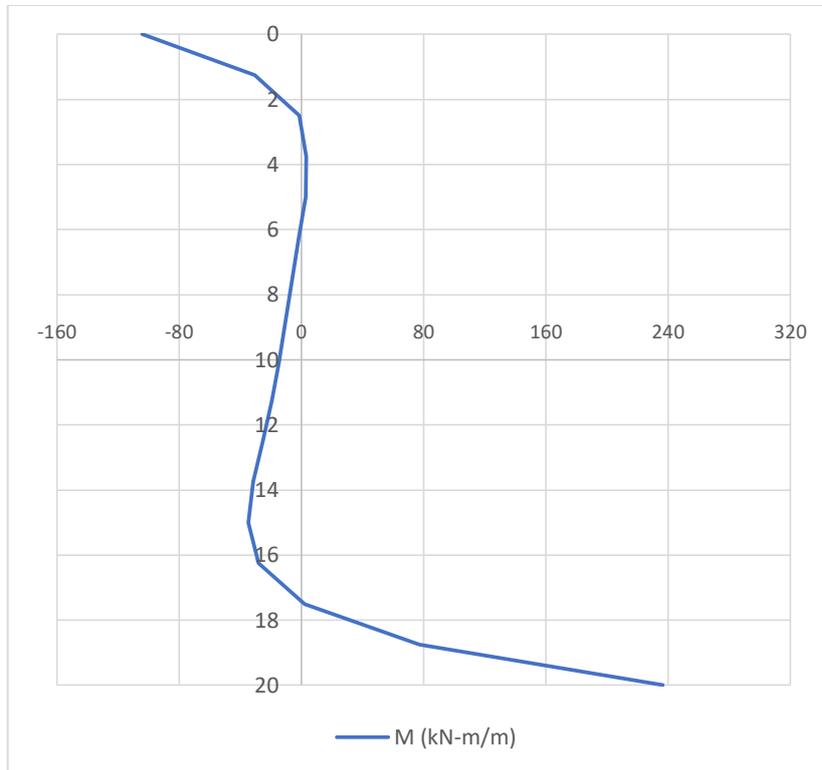
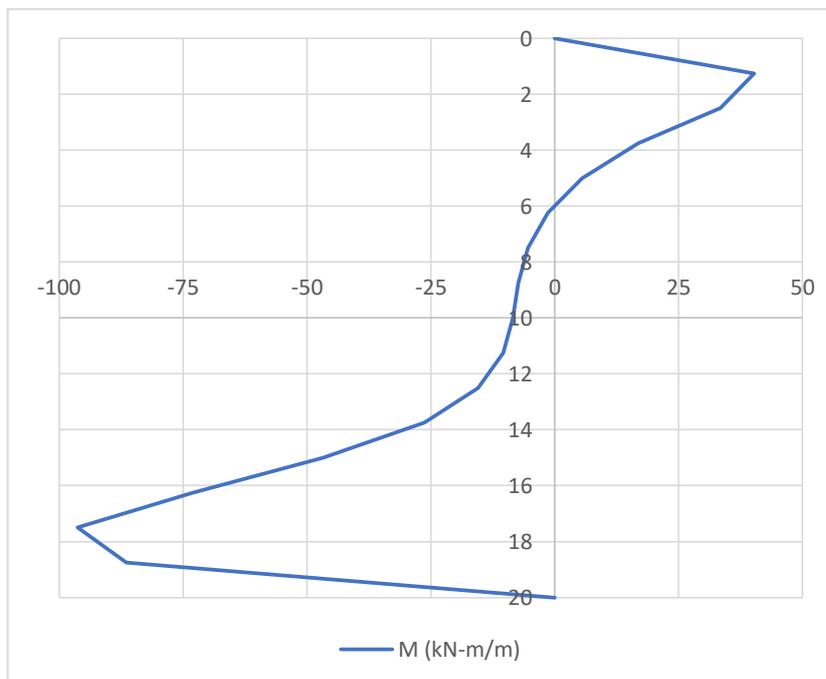


Figura 5-60. Geometrías comunes en estructuras subterráneas rectangulares.

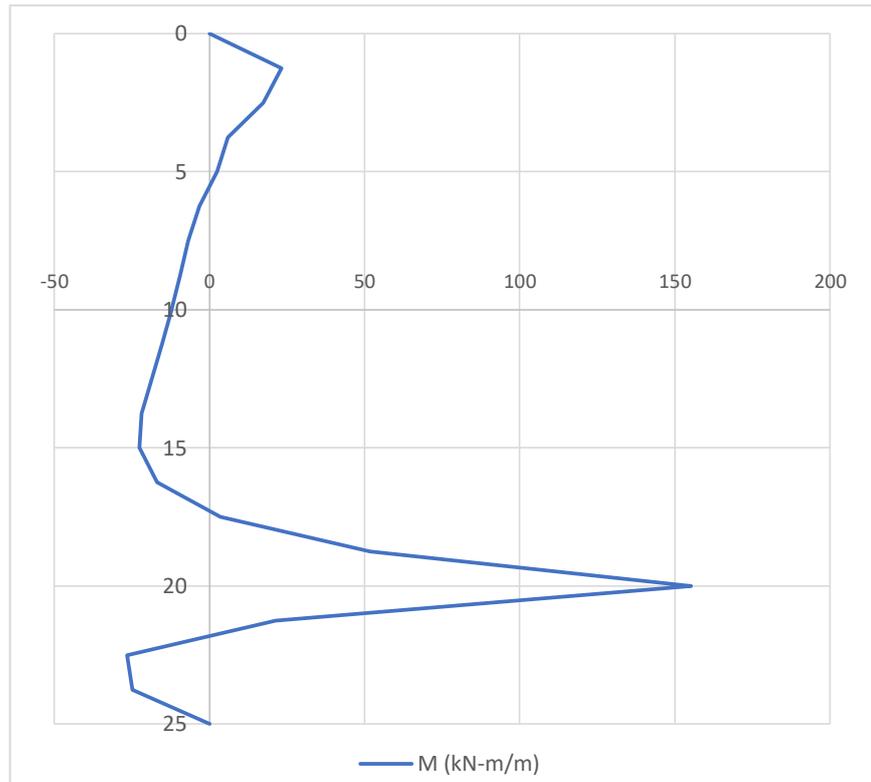
En la Figura 5-61 se presenta los diagramas de momentos flectores para cada tipo de estructura, en un instante de tiempo ($t= 40s$) y en suelo uniforme, con el fin de observar la distribución típica de momentos flectores a lo largo de los muros.



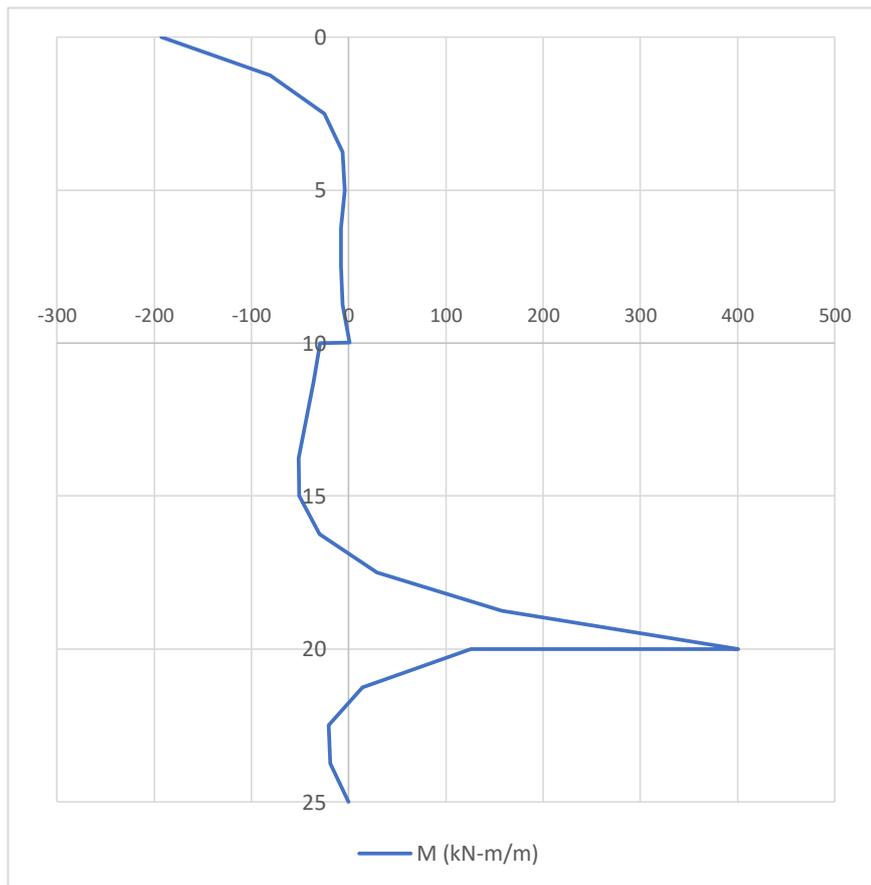
a) Estructura simple



b) Estructura articulada I



c) Estructura articulada II



d) Estructura continua II

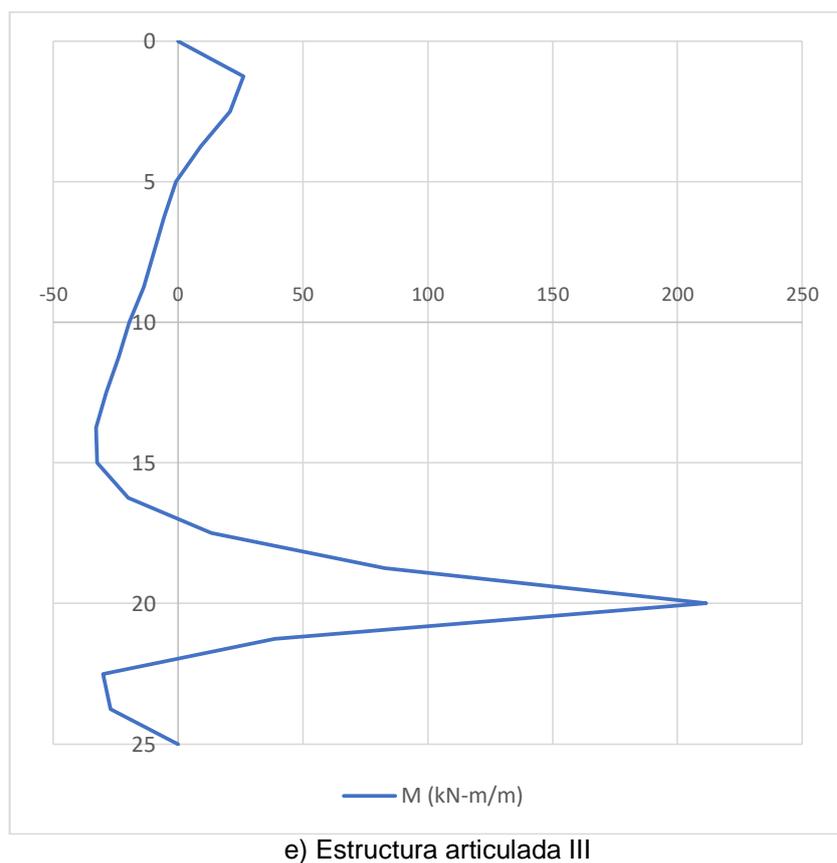


Figura 5-61. Diagramas de momentos flectores de geometrías comunes en estructuras subterráneas rectangulares.

5.5.1. Estructura Simple Contra Estructura Articulada I

Se han comparado la estructura con geometría simple y continua con que se viene trabajando con la estructura del mismo tipo, pero articulada en los puntos de conexión de las losas a los muros (Figura 5-60a y b).

Suelo Uniforme

En la Figura 5-62 se comparan los máximos desplazamientos y máximos desplazamientos relativos en la estructura y del suelo en campo libre. Puede verse que los máximos desplazamientos son prácticamente iguales y las mayores diferencias se observan en la distribución de los máximos desplazamientos relativos, sobre todo en las esquinas de las estructuras. La estructura articulada presenta desplazamientos relativos en los muros que se incrementan desde el centro hacia las esquinas, donde ocurren los mayores desplazamientos relativos debido a la libertad de rotación. En cambio, la estructura continua presenta los menores desplazamientos relativos en las esquinas, ya que son sus zonas de

mayor rigidez rotacional. También se hicieron análisis para la estructura articulada con espesores de 0.8 m y 1.2 m. Los desplazamientos y desplazamientos relativos observados fueron prácticamente los mismos. Esto se debe a que la estructura articulada es más flexible que la estructura continua y sus deformaciones en un suelo uniforme son menos afectadas por un incremento o disminución de la rigidez relativa de la estructura.

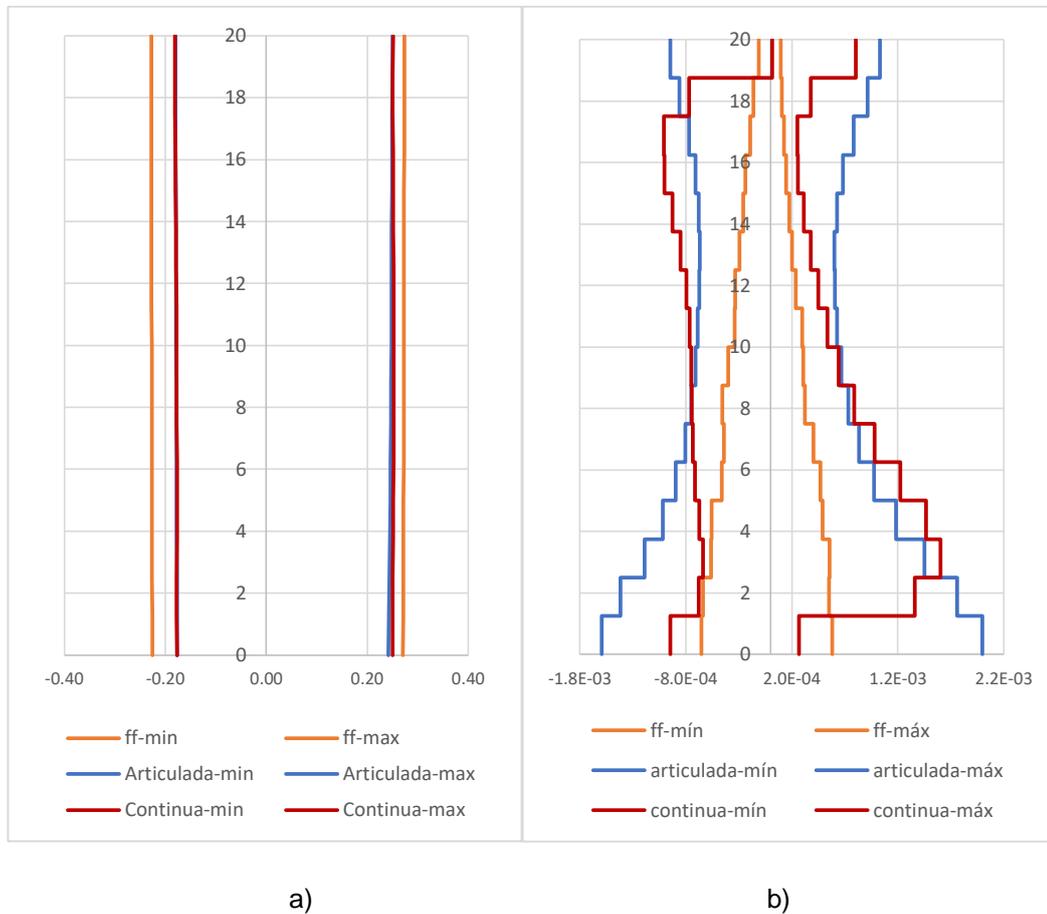


Figura 5-62. Comparación de deformaciones (m) entre estructuras simple y articulada I: a) Máximos desplazamientos, b) Máximos desplazamientos relativos.

En la Figura 5-62 se comparan las envolventes de momentos flectores para la estructura continua y la estructura articulada con varios espesores de muro. Puede verse que los momentos flectores en la estructura articulada son menores que en la continua, ya que esta tiene sus mayores momentos en las esquinas, que es donde los momentos son cero para la estructura articulada. Como era de esperarse, los momentos flectores en la zona interior del muro, resultan mayores para la estructura articulada que para la continua, y la estructura articulada alcanza

sus mayores momentos flectores en la zona que la estructura continua tiene momentos mínimos locales.

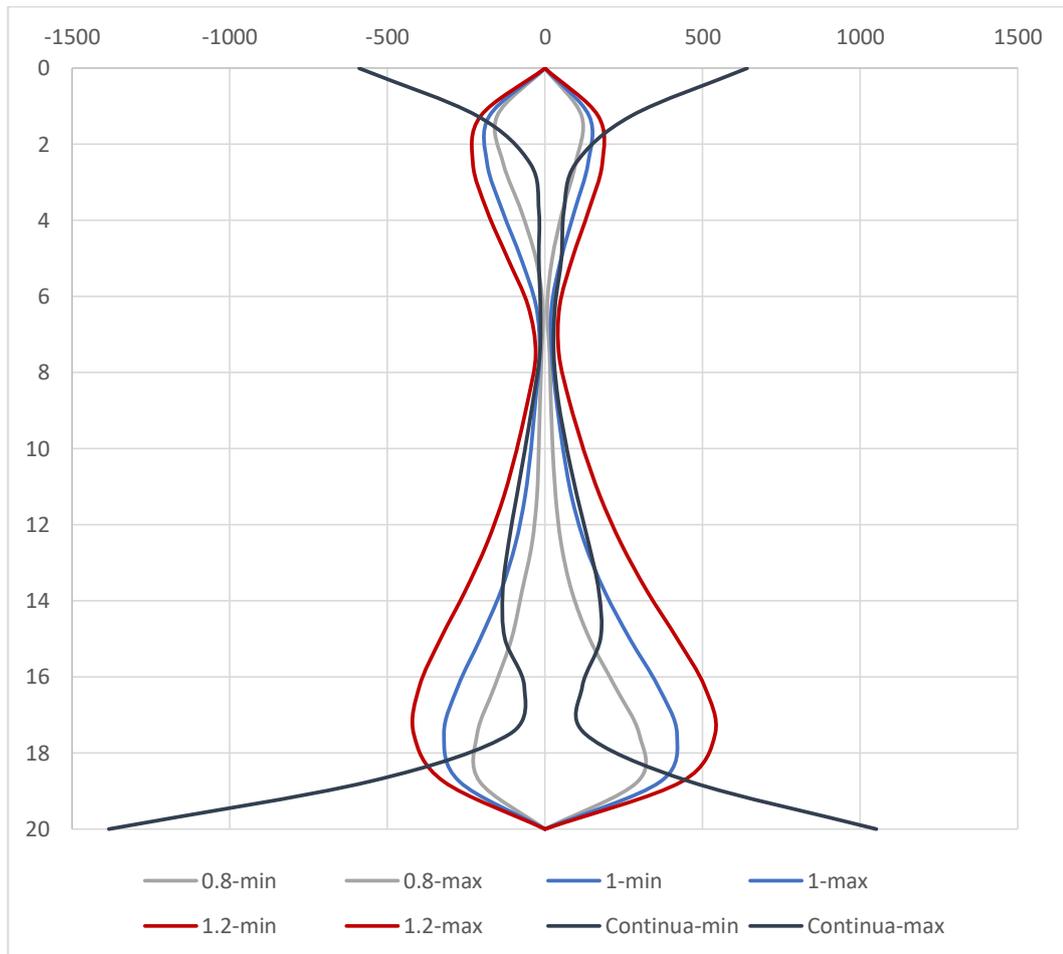


Figura 5-63. Comparación de momentos flectores para estructura continua y estructura articulada de varios espesores.

En la Figura 5-63 también se ve que es más notorio el efecto del espesor de los muros en los momentos flectores. Esto es debido a que las deformaciones son casi las mismas para los tres espesores considerados, en cuyo caso los momentos flectores resultan proporcionales a las rigideces.

Suelo Estratificado

Se ha analizado la respuesta sísmica de la estructura articulada en suelo estratificado con los sismos de Moquegua, Valparaíso, Geiko-Hiroshima y Kobe. Se analizó la estructura para espesores de muro de 0.8, 1.0, y 1.2 m, y se presenta las respuestas sísmicas en términos de máximas deformaciones y momentos

flectores; comparándose con los resultados correspondientes a la estructura continua.

El sismo de Kobe produce las mayores deformaciones en la estructura articulada con muros de espesor 0.8 y 1.0 m, mientras que el sismo de Valparaíso para muros de 1.2 m de espesor; las deformaciones presentadas corresponden a tales sismos. En la Figura 5-64 y la Figura 5-65 se presentan los desplazamientos máximos y máximos desplazamientos relativos, respectivamente, que se producen en la estructura articulada para cada espesor de muro considerado (en líneas continuas); y se comparan con los correspondientes a la estructura continua con muros de espesores de 0.8 y 1.0 m (en líneas discontinuas). Se aprecia que todos los desplazamientos en la estructura llegan a ser entre 60 y 80% superiores a los del suelo en campo libre (Figura 5-64). En cuanto a la estructura articulada, los menores desplazamientos se presentan cuanto los muros tienen espesor de 1.2 m; mientras que para espesor de 0.8 y 1.0 m los máximos desplazamientos son coincidentes en la mayor parte del muro, pero en las esquinas superiores en la estructura con espesor de 0.8 m se incrementan significativamente los desplazamientos. Por otro lado, los desplazamientos en la estructura continua con espesor de 1.0 m son similares a los de la estructura articulada del mismo espesor. En general, se observa que las estructuras continuas tienen menores desplazamientos en la zona próxima a las esquinas inferiores, de estratos más rígidos, pero alcanzan desplazamientos similares en la zona cercana a las esquinas superiores, de estratos menos rígidos.

Las máximos desplazamientos relativos (Figura 5-65) representan mejor cómo se deforma la estructura. Se tienen observaciones similares a las hechas a partir de los desplazamientos; la estructura articulada se deforma más que el suelo en campo libre y con un espesor de 1.2 m se obtienen desplazamientos relativos de alrededor de la cuarta parte de lo obtenido con el espesor de 0.8 m. En las estructuras articuladas con los muros de espesor de 0.8 y 1.0 m los desplazamientos relativos son casi coincidentes en la mitad inferior de la estructura; lo que indica una tendencia para estructuras muy flexibles en los estratos de suelo que no han perdido demasiada rigidez. Sin embargo, hacia las esquinas superiores, se aprecia que con muros de espesor de 0.8 m los desplazamientos relativos llegan a ser el doble de los correspondientes para un espesor de 1.0 m; e incluso resultan mayores que los correspondientes a la

estructura continua con muros del mismo espesor. Esto indica que en estructuras muy flexibles pueden producirse deformaciones cada vez mayores en los estratos menos rígidos, debido a una importante pérdida de rigidez del suelo; lo cual puede evitarse con una estructura más rígida. Esto es debido a un comportamiento altamente no lineal del suelo.

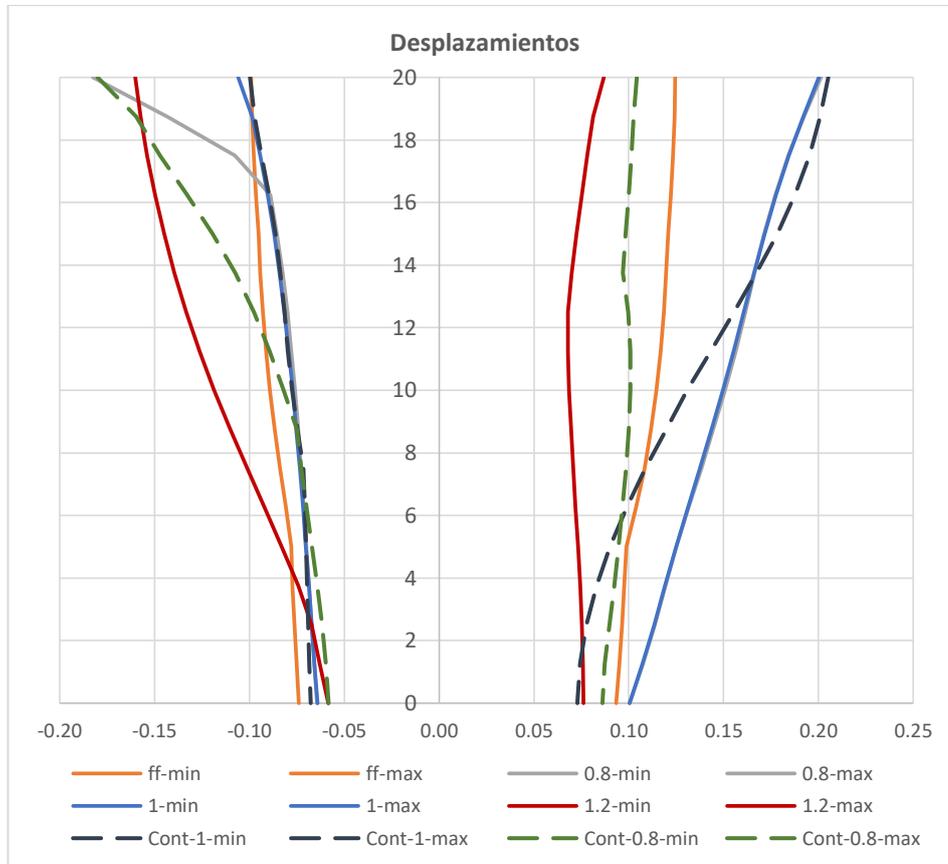


Figura 5-64. Comparación de máximos desplazamientos entre estructuras simple y articulada I, en suelo estratificado.

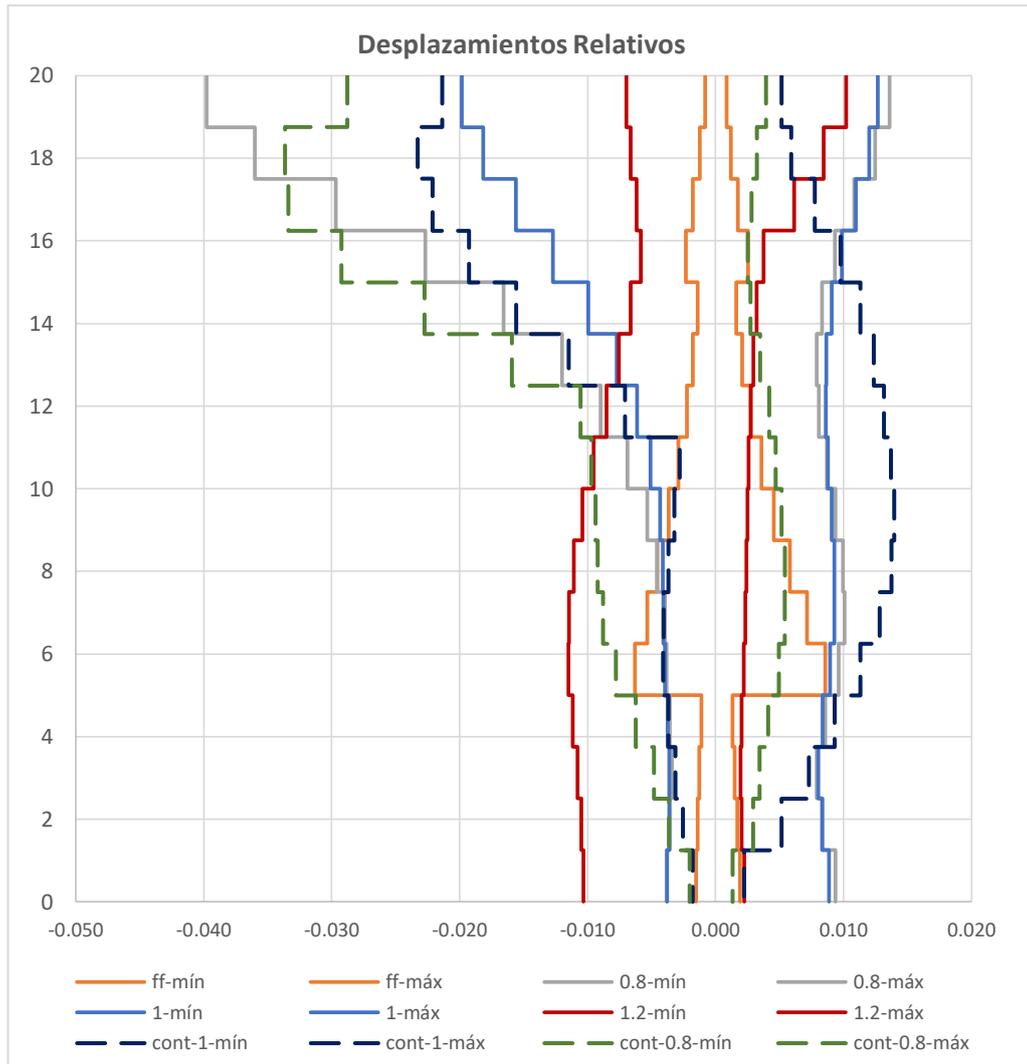
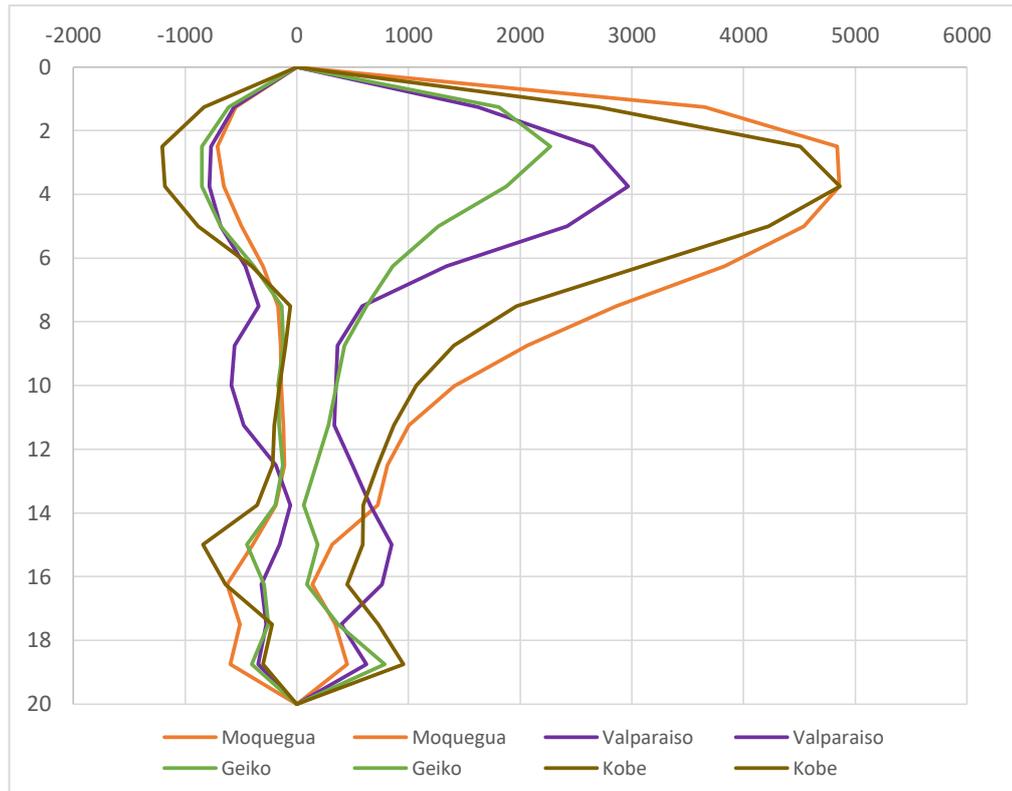
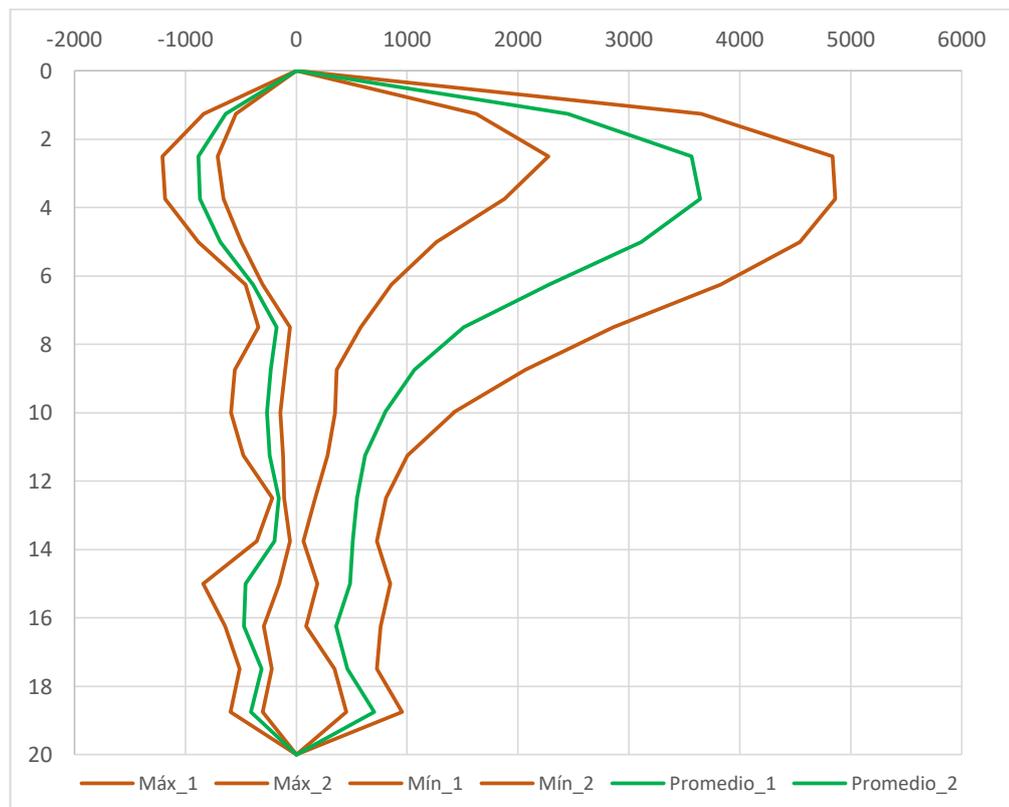


Figura 5-65. Comparación de máximos desplazamientos relativos (m) entre estructuras simple y articulada I, en suelo estratificado.

Las siguientes figuras muestran las envolventes de momentos flectores para la estructura articulada I con cada espesor de muro considerado y para cada sismo usado; además, muestran los rangos máximos y mínimos, y el promedio de tales envolventes. De la Figura 5-66 a la Figura 5-68 corresponden a las estructuras con muros de 0.80, 1.0 y 1.2 m de espesor, respectivamente. En ellas se ve una distribución similar de los momentos a lo largo del muro; sin embargo, hay variaciones importantes en la magnitud de los momentos que genera cada sismo. También se ve que el sismo de Kobe genera momentos significativamente mayores en las estructuras articuladas que los observados en las estructuras continuas.

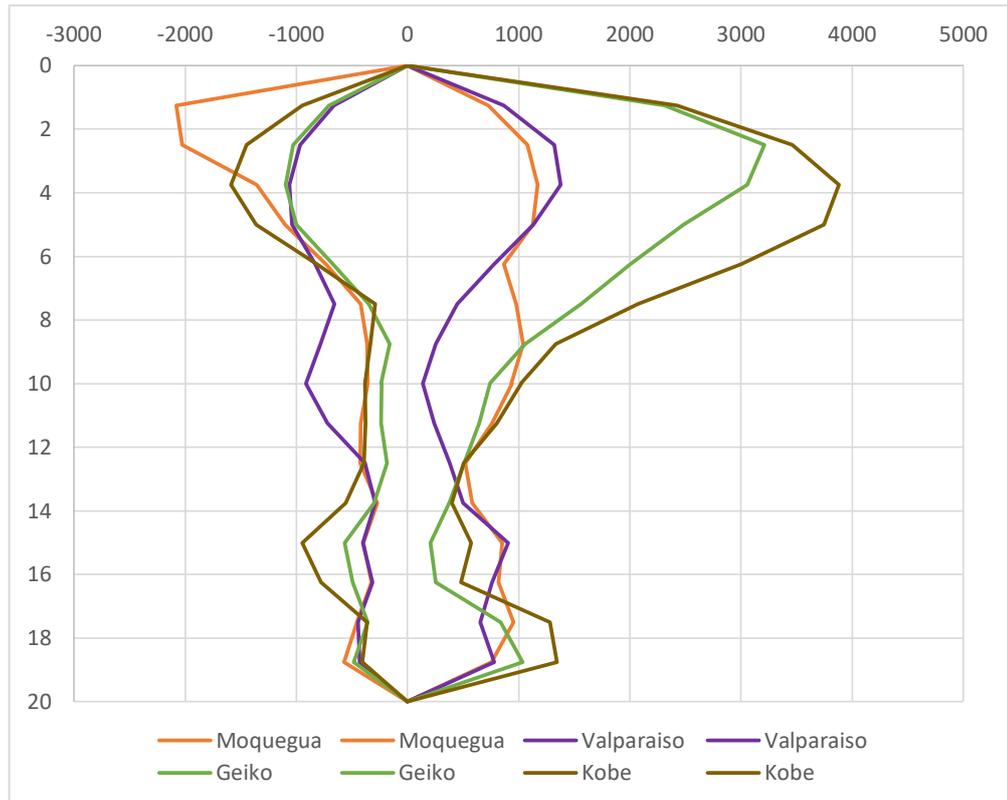


(a)

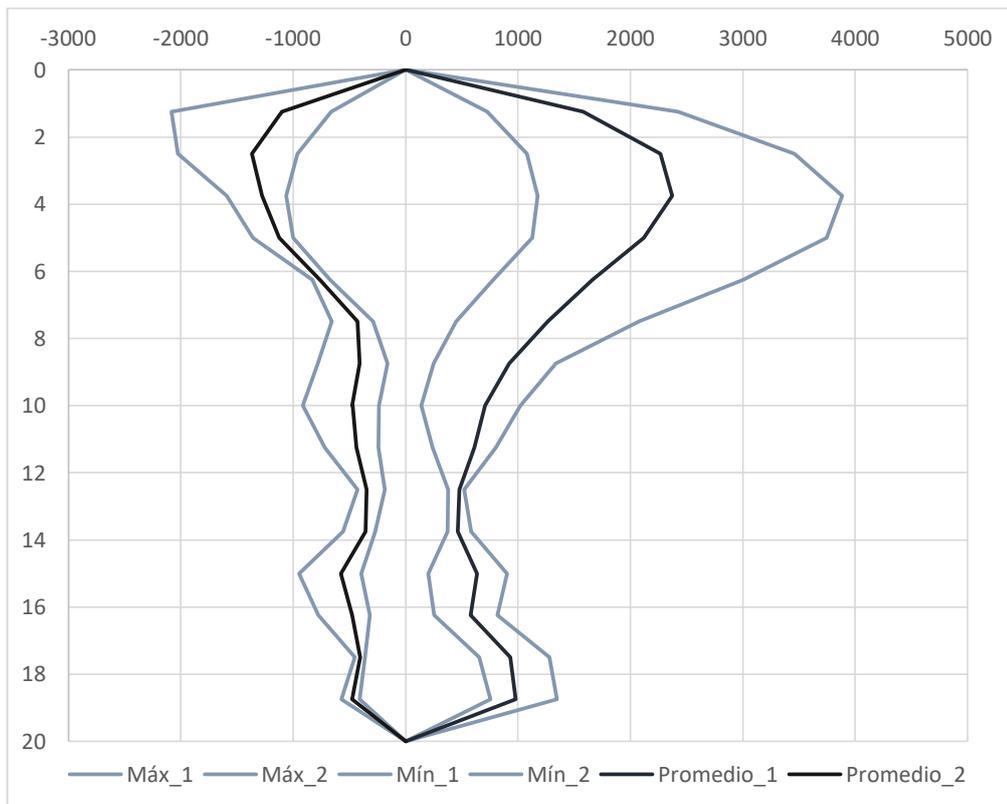


(b)

Figura 5-66. Envolventes (a) y rangos (b) de momentos flectores (kN-m/m), estructura articulada I con muros de $e=0.80$ m.

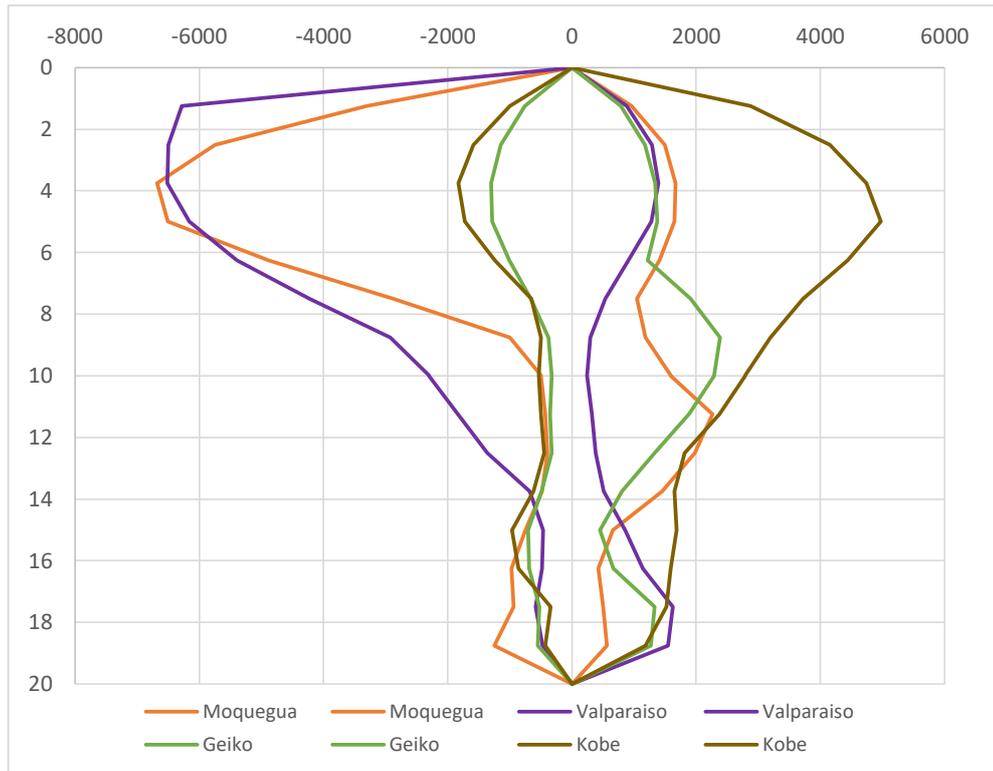


(a)



(b)

Figura 5-67. Envolventes (a) y rangos (b) de momentos flectores (kN-m/m), estructura articulada I con muros de $e=1.0$ m.



(a)



(b)

Figura 5-68. Envolventes (a) y rangos (b) de momentos flectores (kN-m/m), estructura articulada I con muros de $e=1.20$ m.

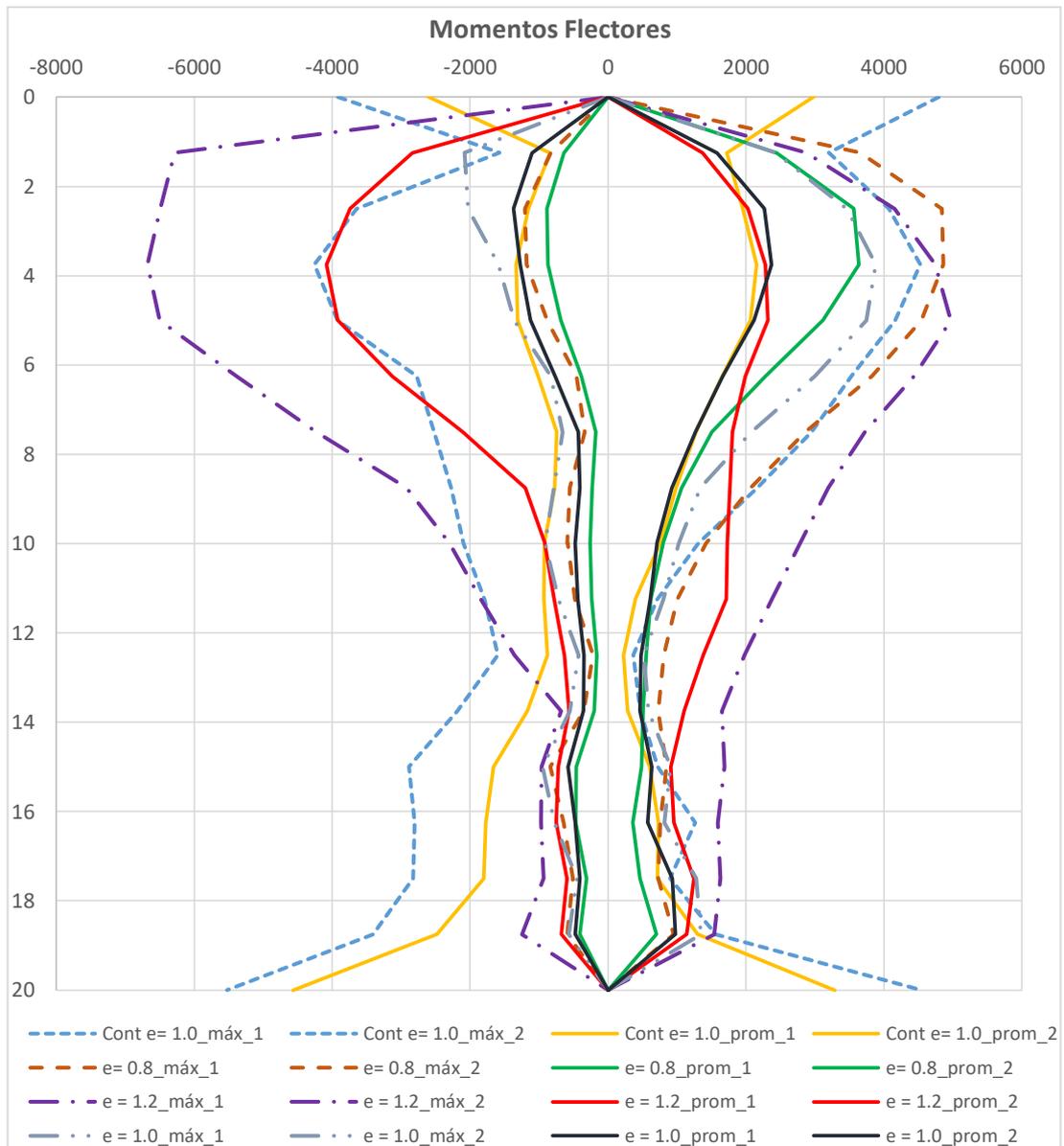


Figura 5-69. Comparación de momentos flectores (KN-m/m) para estructura continua y estructura articulada de varios espesores, en suelo estratificado.

Los valores máximos y los promedios de las envolventes de momentos flectores en la estructura articulada, para cada espesor de muros considerado, se comparan con las correspondientes a la estructura continua con muros de espesor de 1 m en la Figura 5-69. Es notorio que la estructura articulada presenta los mayores momentos en la zona intermedia próxima a las esquinas superiores, mientras que la estructura continua los presenta en las esquinas. Se observa similitud en los valores y la tendencia de las envolventes promedio de las estructuras continua y articulada con muros de 1.0 m de espesor; sin embargo, el rango máximo de momentos para la estructura articulada es significativamente

menor que el correspondiente para la estructura continua. Se puede apreciar que los momentos en la estructura articulada con muros de 0.8 m superan los correspondientes para un espesor de 1.0 m; incluso su rango de máximos momentos llega a superar al correspondiente rango de la estructura continua, en la zona de los estratos menos rígidos. Los mayores momentos se dan para la estructura articulada con muros de 1.2 m de espesor, cuya envolvente promedio es del orden del rango de máximos momentos para la estructura continua, en la zona de los estratos menos rígidos.

Vale la pena resaltar que mientras que en un suelo uniforme se existe la tendencia de que las deformaciones son más parecidas entre sí a medida que la estructura es más flexible. En un suelo estratificado, las estructuras más flexibles muestran esta tendencia en los estratos que no pierden demasiada rigidez, pues en los estratos con una importante pérdida de rigidez las deformaciones pueden incrementarse a medida que la estructura es más flexible. Pudiendo llegar a niveles de deformación que signifiquen un daño importante.

5.5.2. Estructura Simple Contra Estructura Articulada II

En esta sección se comparan las respuestas sísmicas de la estructura simple continua y la estructura articulada II, la cual es una estructura articulada en las uniones de pantalla y losas, pero con una prolongación de las pantallas por debajo de la losa de fondo. (Figura 5-60a y c).

Suelo Uniforme

En la Figura 5-70a, se puede ver que los máximos desplazamientos que alcanzan ambas estructuras son similares y menores a los máximos desplazamientos de campo libre. Los máximos desplazamientos relativos (Figura 5-70b) son del mismo orden de magnitud para ambas estructuras, pero difieren en su distribución a lo largo de las pantallas, esto debido a la rotación libre que puede experimentar en las uniones pantalla-losa. En ese sentido, la distribución de desplazamientos relativos de la estructura articulada II es similar a la correspondiente a la estructura articulada I (que se vio en el caso anterior); pero se diferencian en que los desplazamientos relativos en las proximidades de la losa inferior son menores en la estructura articulada II. Esto se debe a que el nudo ubicado en la unión de la pantalla y losa de fondo, no es completamente libre de rotar, ya que la prolongación de la pantalla por debajo de la losa de fondo le proporciona rigidez

rotacional. Debido a lo cual, las rotaciones que se originan en dicho nudo son menores a las que ocurren en la estructura articulada I, pero mayores a las correspondientes en la estructura continua.

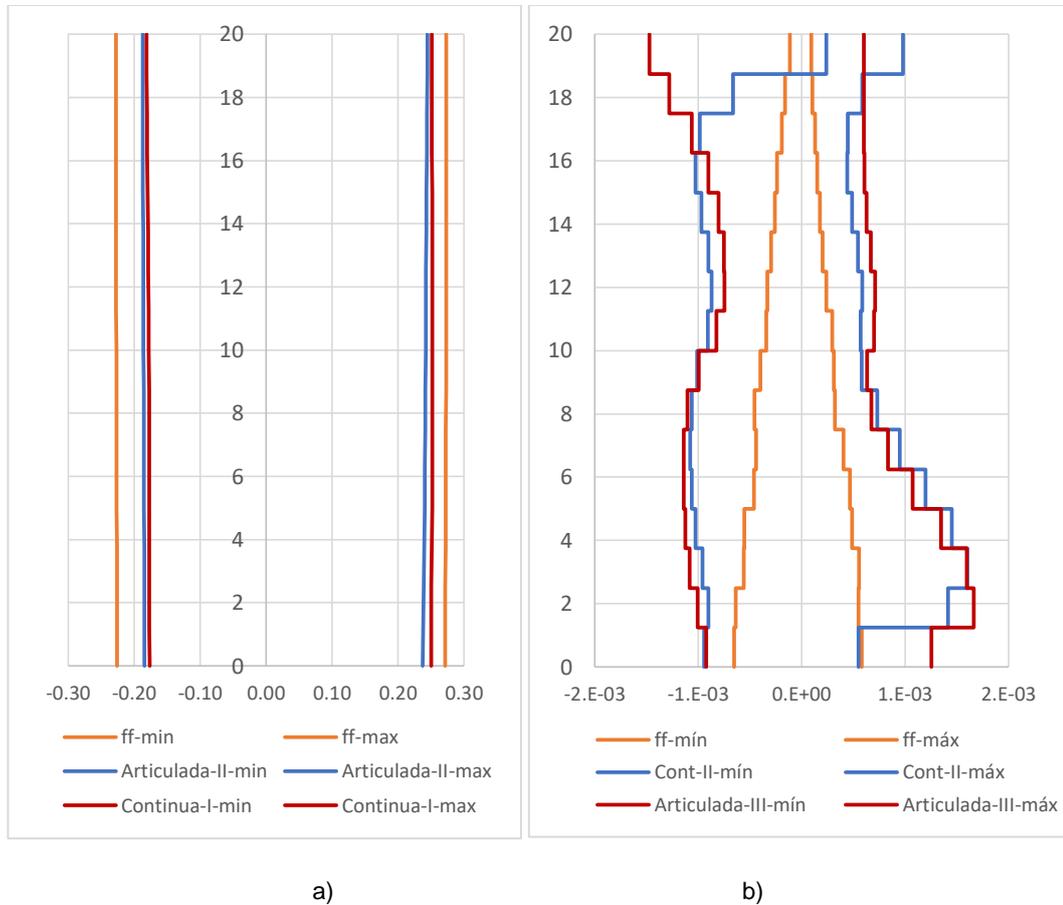


Figura 5-70. Comparación de deformaciones entre estructuras simple y articulada II: a) Máximos desplazamientos, b) Máximos desplazamientos relativos.

Las envolventes de momentos flectores se comparan en la Figura 5-71. Puede observarse que las envolventes tienen forma similar en la mitad inferior de la pantalla; de hecho, puede decirse que son idénticas en la zona interior y tienen la tendencia de aumentar los momentos flectores en las proximidades del nudo de la unión pantalla-losa de fondo, resultando en momentos flectores mayores para la estructura continua. Los máximos momentos flectores en la estructura articulada II resultan un 35% menores que los correspondientes en la estructura continua.

Dado que el aporte de rigidez de cada elemento con continuidad en un nudo es inversamente proporcional a su longitud, y considerando que la losa de fondo mide 25 m y la prolongación de la pantalla 5 m, se podría esperar que los nudos

inferiores en la estructura articulada sean más rígidos que en la estructura continua. La Figura 5-71 muestra que esto no es cierto, y se debe principalmente a la contribución en rigidez rotacional que aporta la restricción del suelo; ya que cuando existe continuidad en el nudo, también el suelo alrededor se deforma con él. En la Sección 5.3.3 se demostró que el aporte en rigidez rotacional de las restricciones del suelo depende del cubo de la longitud en contacto con el suelo, y por lo tanto, al ser la longitud de la losa de fondo mayor que la de la prolongación de la pantalla, la rigidez rotacional de los nudos resulta mayor para la estructura continua.

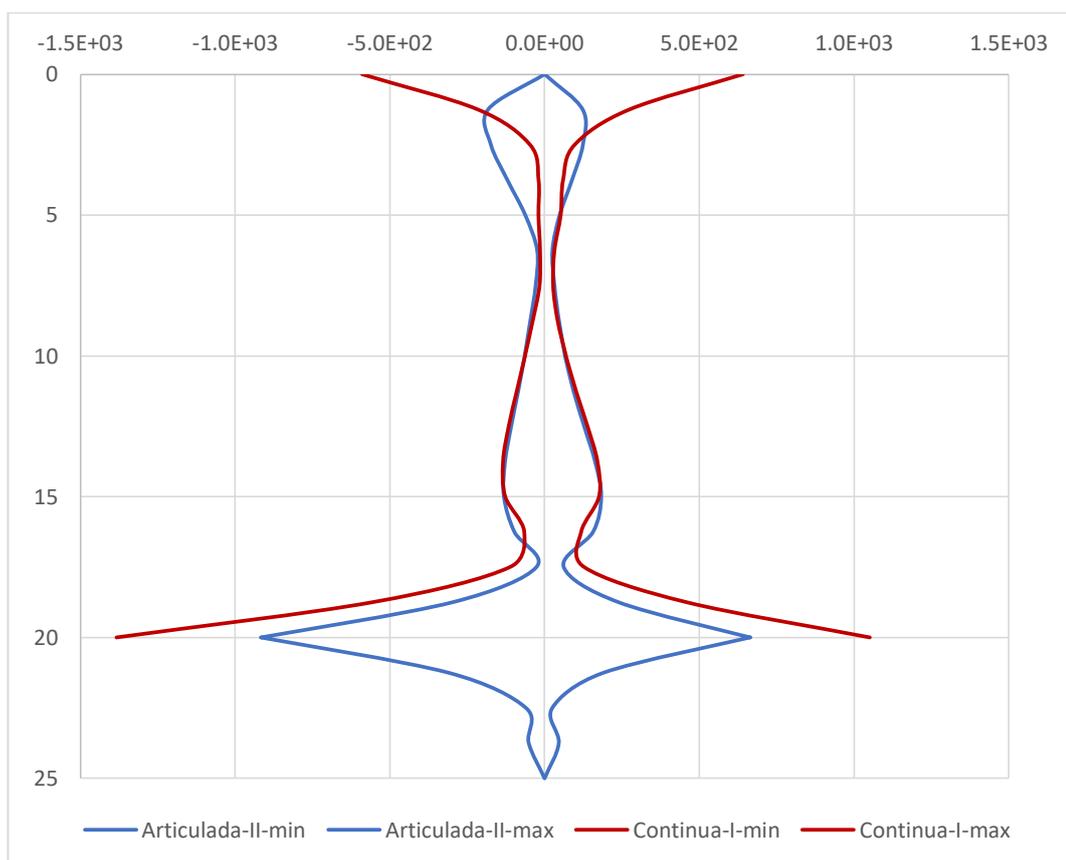


Figura 5-71. Comparación de momentos flectores para estructura continua y estructura articulada de varios espesores.

Suelo Estratificado

Se analizó la estructura articulada II implantada en un suelo estratificado para los sismos de Moquegua, Valparaíso, Geiko – Hiroshima y Kobe; se considera los muros con espesor de 1.0 m. Las máximas deformaciones son producidas por el sismo de Valparaíso, y se presentan en las siguientes figuras en comparación con

las máximas deformaciones originadas en la estructura continua de geometría simple y en el suelo en campo libre.

Se puede apreciar que ambos tipos de estructuras tienen desplazamientos máximos (Figura 5-72a) del mismo orden; aunque éstos son ligeramente mayores en la estructura continua. Al observar los máximos desplazamientos relativos (Figura 5-72b), se aprecia que éstos son mayores para la estructura continua, a lo largo de todo el muro, respecto a los que se originan en la articulada, superándolos en alrededor del 60%.

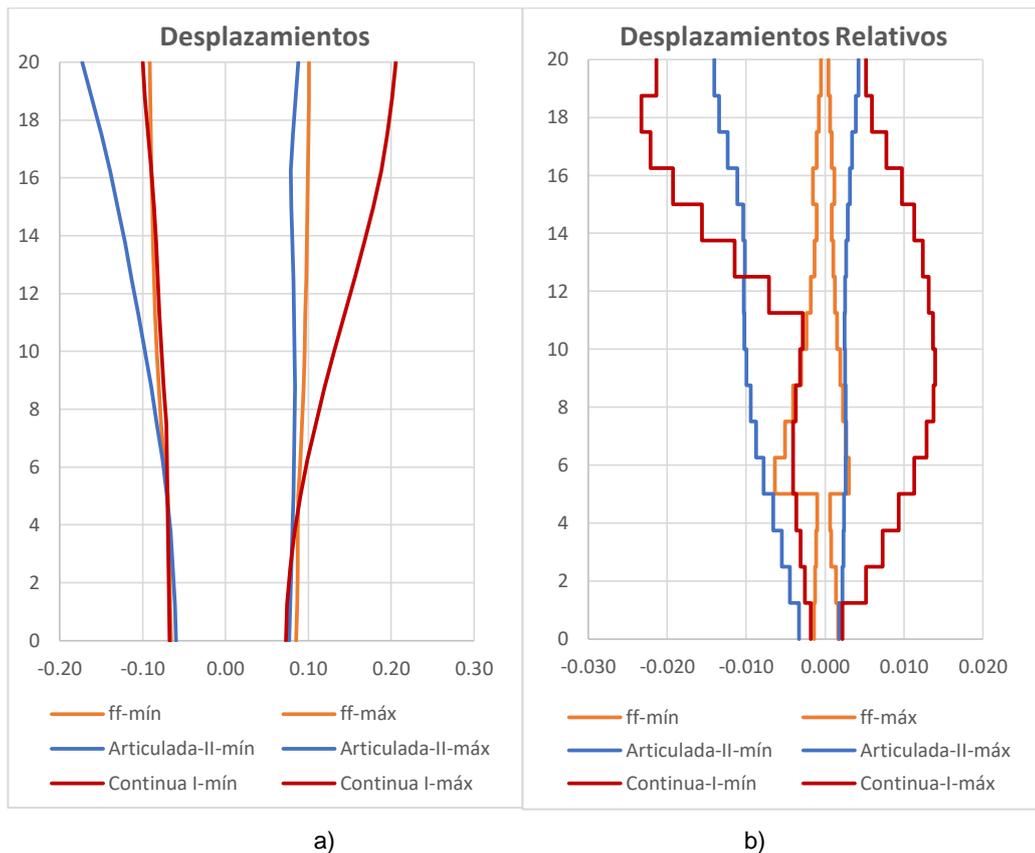
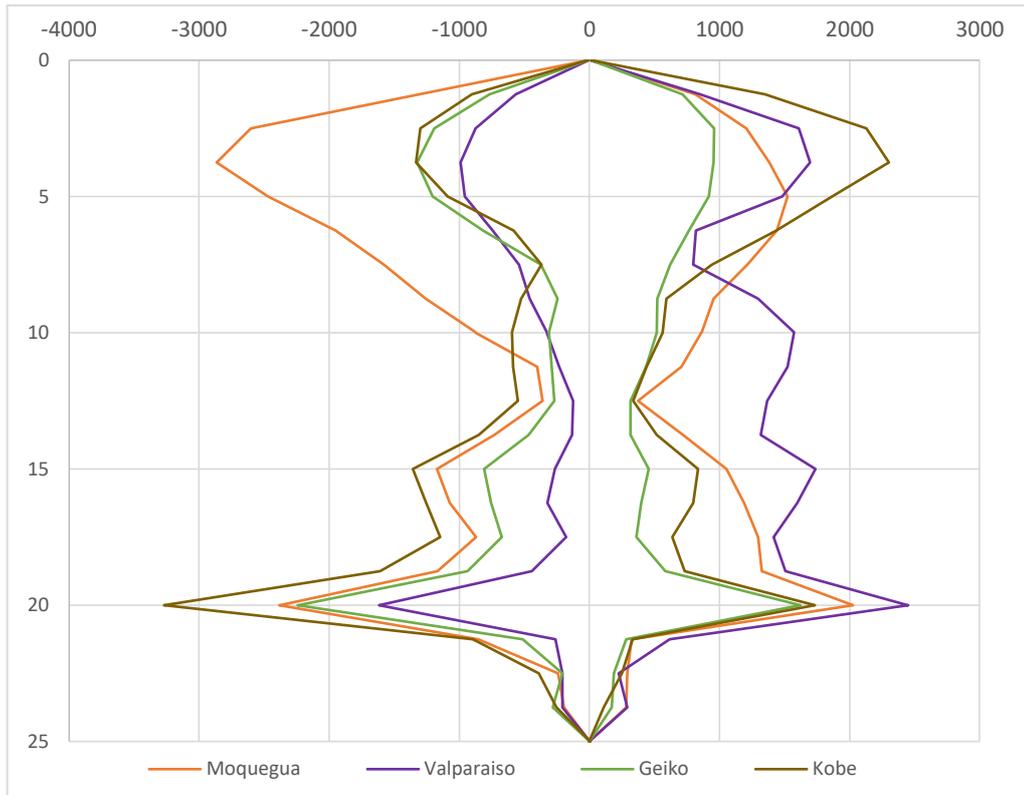
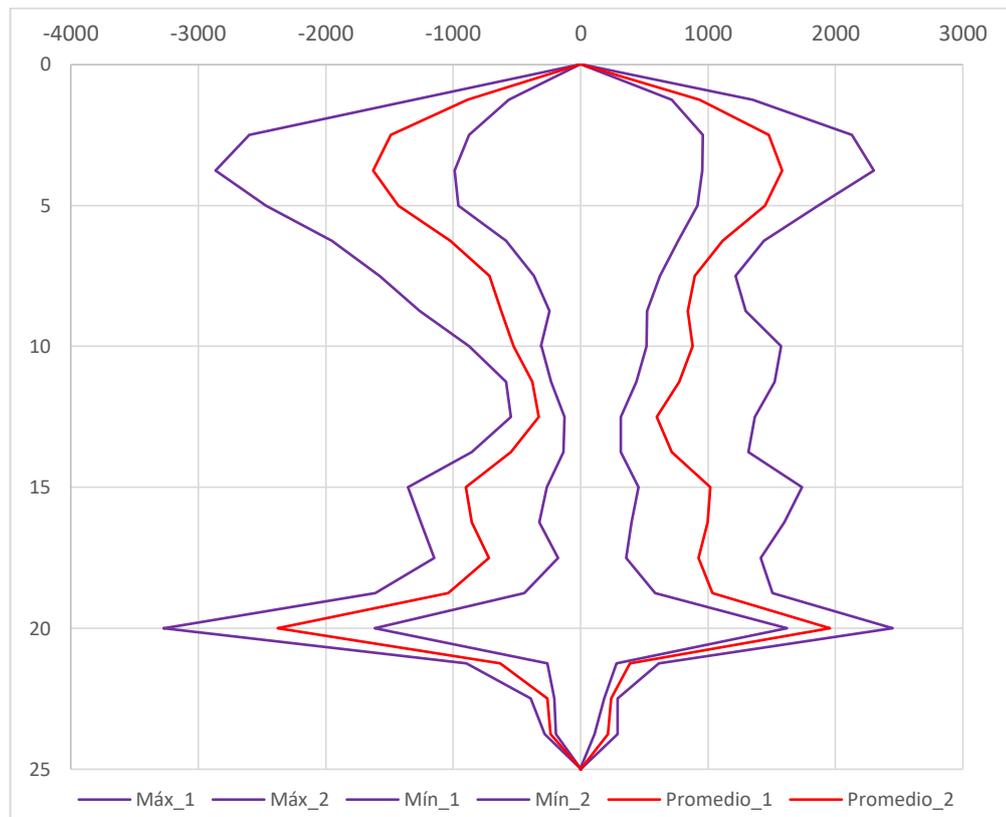


Figura 5-72. Comparación de deformaciones (m) entre estructuras simple y articulada II: a) Máximos desplazamientos, b) Máximos desplazamientos relativos.

Las envolventes de momentos flectores para cada sismo y los rangos de valores máximos y promedio para la estructura articulada II se presentan en la Figura 5-73. Se ve que los máximos momentos se dan sobre todo en las esquinas inferiores. También se presentan momentos relativamente grandes en las zonas próximas a las esquinas superiores. La variación entre los valores máximos y los promedio pueden ser de 70 % en la zona superior y un poco menor al 40% en las esquinas inferiores.



(a)



(b)

Figura 5-73. Envolventes (a) y rangos (b) de momentos flectores (kN-m/m), estructura articulada II con muros de $e=1.0$ m.

En la Figura 5-74 se comparan los valores máximos y promedio de las envolventes de momentos flectores para las estructuras articulada II y la estructura simple continua, ambas con muros de 1.0 m de espesor. Se aprecia que los valores promedio son similares para ambas estructuras en la zona intermedia. Sin embargo, la estructura continua presenta momentos significativamente superiores en las esquinas. Los máximos momentos flectores para la estructura articulada II son mayores que los momentos promedio de la estructura continua en la zona cercana a las esquinas superiores; sin embargo, resultan entre el 40 y 60% de los máximos momentos flectores que podrían producirse en la estructura continua.

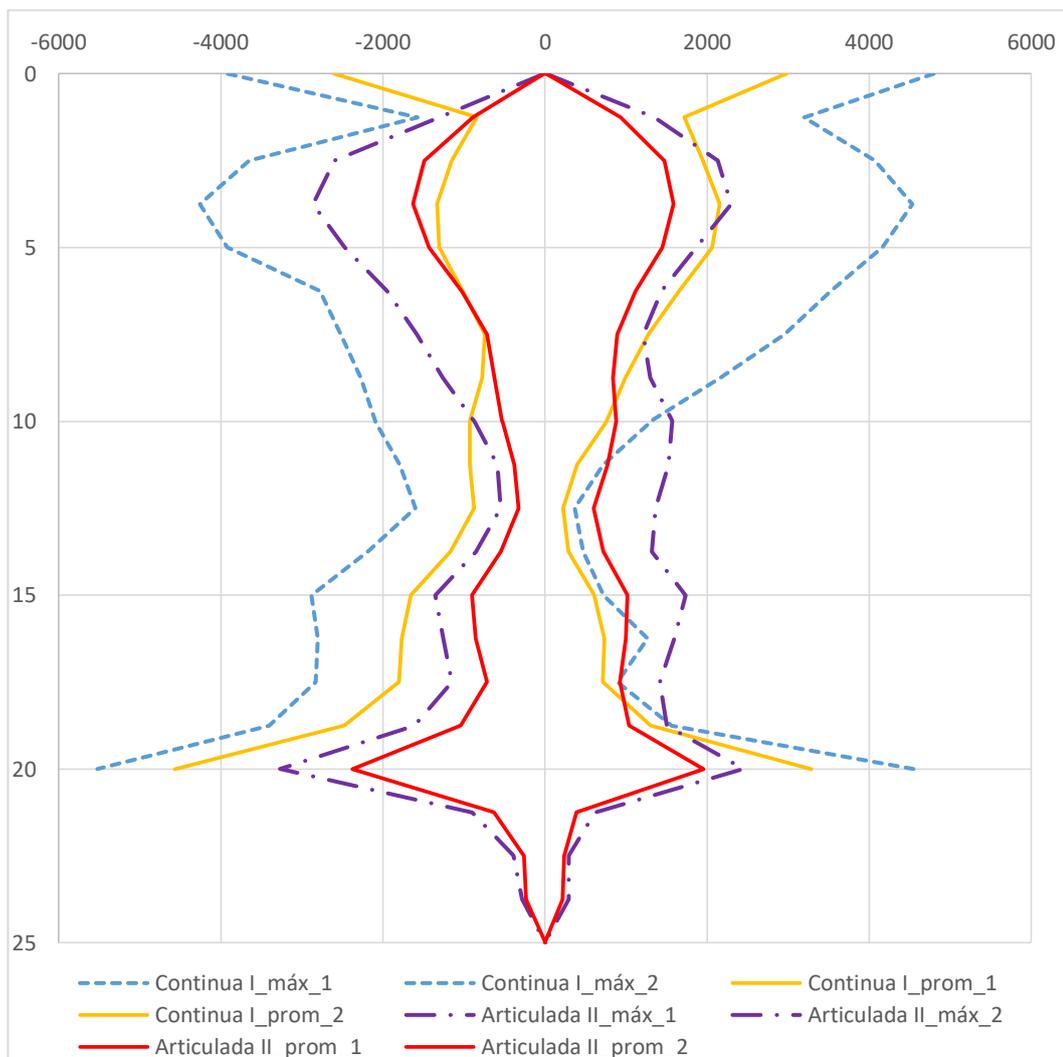


Figura 5-74. Comparación de momentos flectores (kN-m/m) para estructura continua y estructura articulada II, en suelo estratificado.

Hasta aquí se ha visto que en suelo uniforme las estructuras articuladas tienen mejor comportamiento sísmico que la estructura continua, y que puede resultar

conveniente usar muros con espesores de 0.80 m. Ya que se presentan menores momentos flectores y las deformaciones son similares que al emplear espesores mayores. Sin embargo, en suelo estratificado, la estructura continua con muros de espesor 1 m se ha visto más conveniente; ya que con espesores de 0.80 m las deformaciones resultan significativamente superiores y para espesores de 1.2 m los momentos flectores son superiores. Además, se ha observado una importante influencia de los estratos más blandos y su ubicación, pues en ellos se han producido las mayores deformaciones y consecuentemente grandes momentos flectores.

Mientras se provea de un espesor de muros adecuado, de modo que se prevengan las deformaciones excesivas, se ha visto que la estructura articulada II presenta un mejor comportamiento sísmico que la estructura articulada I. Pues resulta en menores desplazamientos relativos y momentos flectores.

5.5.3. Estructura Simple Continua Contra Estructura Continua II

La estructura continua II es una estructura con la geometría típica de una estación de metro (Figura 5-60d). Posee losa de techo y de fondo con peralte igual a 1.2 m y 1 m respectivamente. Además los muros se prolongan 5 m por debajo de la losa de fondo. Y adicionalmente se tiene una losa intermedia con peralte igual a 0.4 m y pilares interiores (0.80mx0.80m) espaciados cada 12.5 m.

Suelo Uniforme

En la Figura 5-75 se comparan las deformaciones en los muros para la estructura simple continua (Cont-I) y la estructura continua II (Cont-II), cuando se ubican en un perfil de suelo uniforme. No se observan diferencias significativas en los máximos desplazamientos (Figura 5-75a), y la distribución de los máximos desplazamientos relativos (Figura 5-75b) muestra una tendencia similar en ambas estructuras. A lo largo de los muros, en varios de los nudos prácticamente coinciden los desplazamientos relativos, y donde difieren, la estructura continua II presenta desplazamientos relativos mayores.

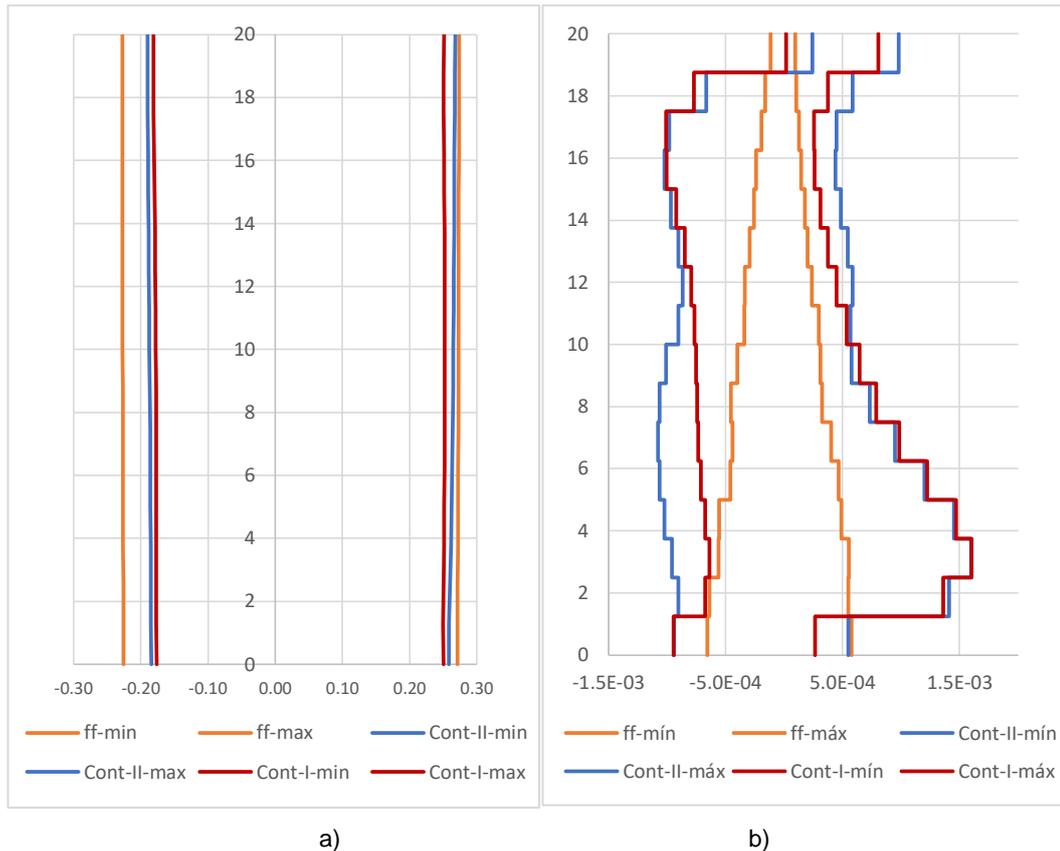


Figura 5-75. Comparación de deformaciones (m) entre estructuras simple y continua II: a) Máximos desplazamientos, b) Máximos desplazamientos relativos.

En la Figura 5-76 se comparan las envolventes de momentos flectores en los muros de ambas estructuras. Puede verse que las envolventes tienen forma similar. Los mayores momentos en las esquinas de la estructura continua II son de 20% a 30% mayores que los correspondientes en la estructura continua I. La presencia de la losa intermedia origina mayores momentos flectores en la zona próxima a la unión de ésta con los muros, que son alrededor del doble de los correspondientes en la estructura continua I; sin embargo, son de poca importancia respecto a los máximos momentos en las estructuras. Los nudos de la unión del muro y la losa de fondo resultan más rígidos en la estructura continua II debido a la prolongación de los muros por debajo de la losa de fondo. Por ello, los momentos resultan 20% mayores que los correspondientes en la estructura continua II.

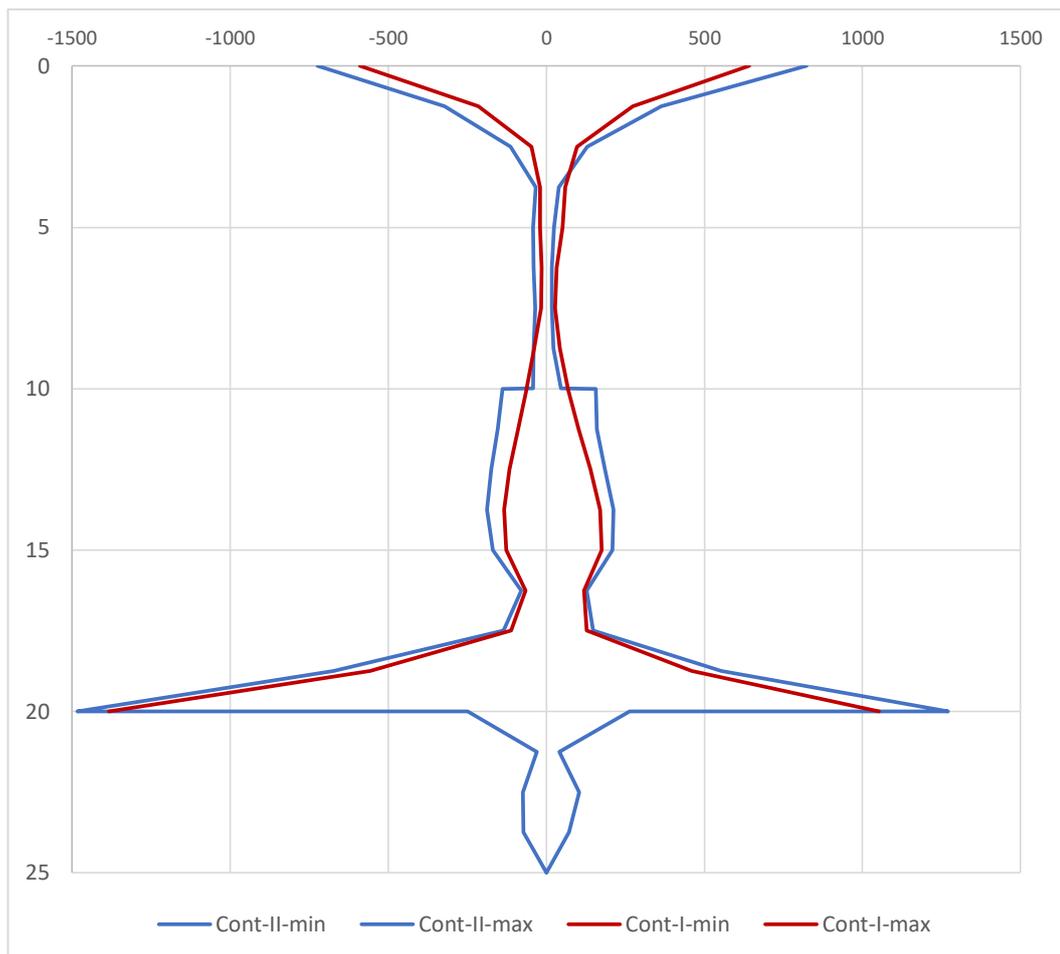


Figura 5-76. Comparación de momentos flectores (kN-m/m) para estructura continua I y estructura continua II, en suelo uniforme.

Suelo Estratificado

Las estructuras ubicadas en un suelo estratificado se analizaron con el sismo de Moquegua y observaron diferencias importantes respecto al caso en suelo uniforme.

En la Figura 5-77a se comparan los máximos desplazamientos y se ve que los desplazamiento de la estructura continua II son similares a los de campo libre en la mayor parte de la estructura, pero los superan en las proximidades de las esquinas superiores. La estructura continua I presenta desplazamientos ligeramente mayores que la estructura continua II.

Los máximos desplazamientos relativos de las estructuras (Figura 5-77b) son mayores que los de campo libre. Ambas estructuras presentan los mayores desplazamientos relativos en la mitad superior, donde se ubican los estratos

menos rígidos. Éstos se presentan con diferente distribución en cada estructura, pero los máximos valores alcanzados son de similar magnitud.

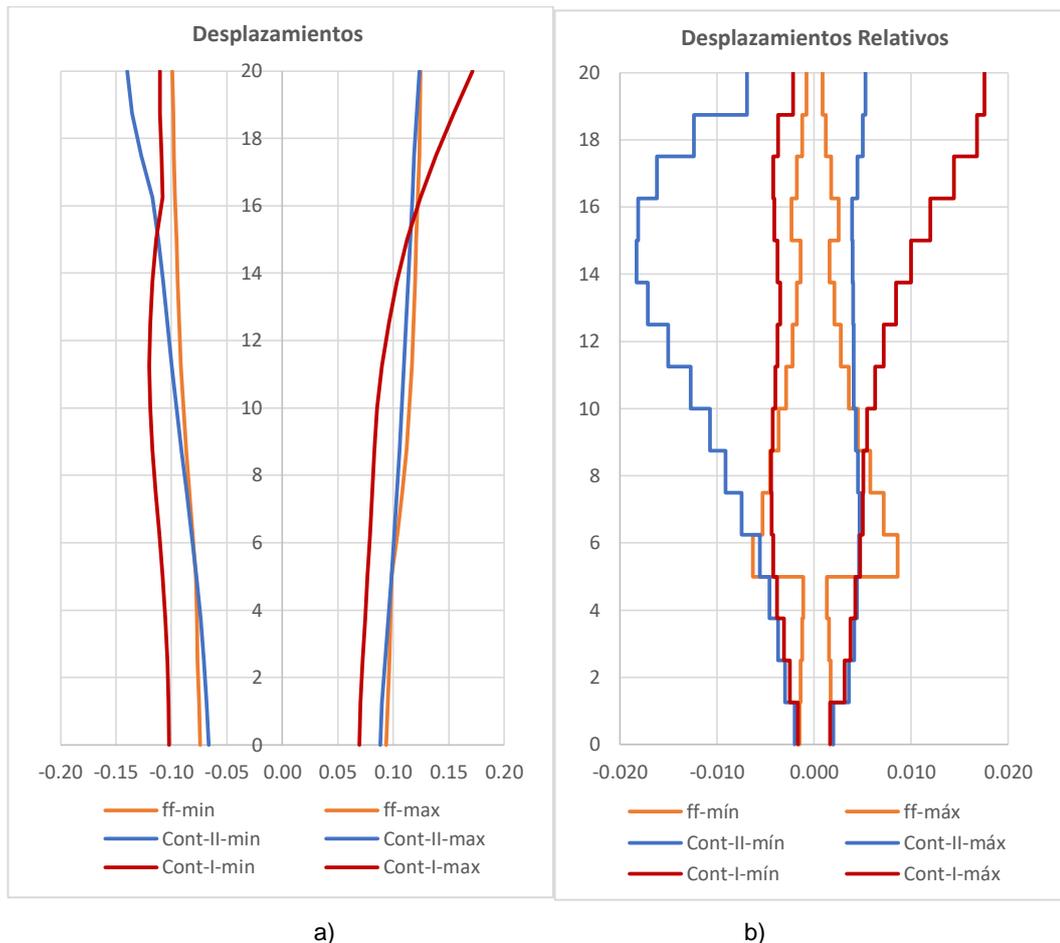


Figura 5-77. Comparación de deformaciones (m) entre la estructura simple y la continua II: a) Máximos desplazamientos, b) Máximos desplazamientos relativos.

En la Figura 5-78 se compara las envolventes de momentos flectores. Puede apreciarse que los máximos momentos en los nudos de las esquinas son similares entre ambas estructuras. Sin embargo, en la zona intermedia hay diferencias importantes, tanto en la distribución como en los valores. Y es notorio el efecto de la presencia de la losa intermedia en los momentos de la estructura continua II.

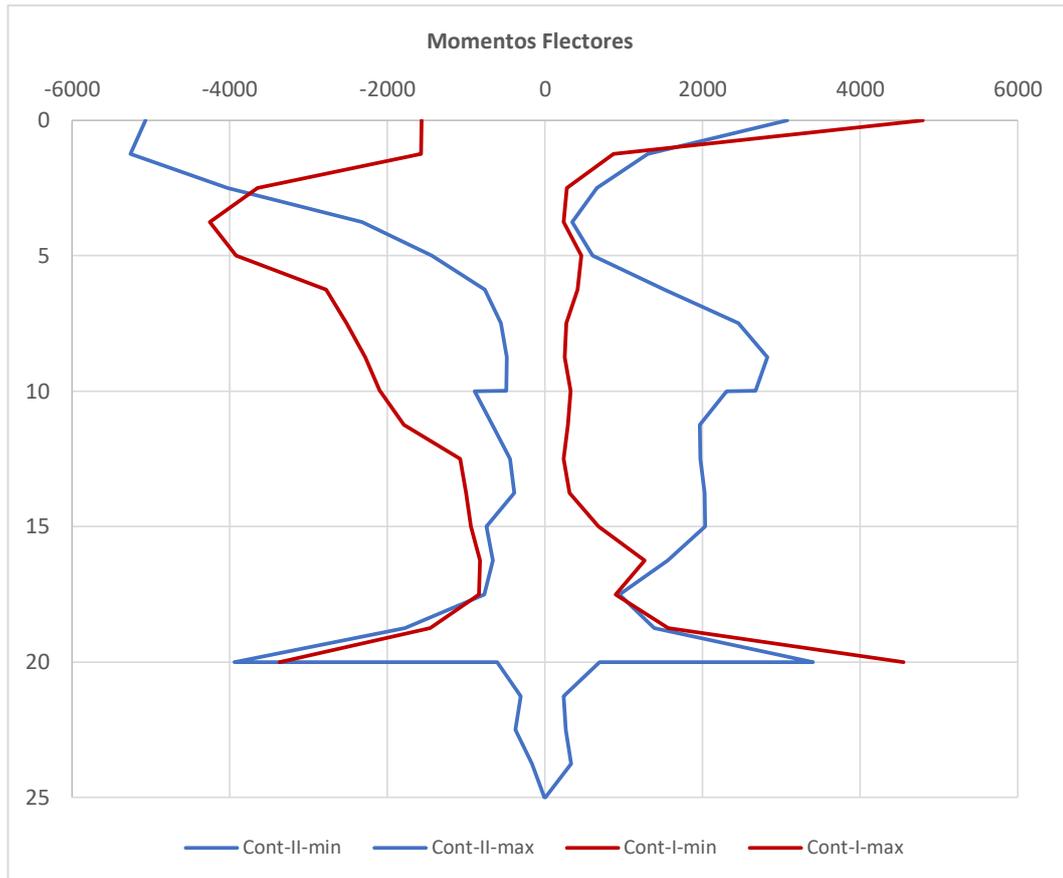


Figura 5-78. Comparación de momentos flectores (kN-m/m) para estructura continua I y estructura continua II, en suelo estratificado.

A partir de las comparaciones entre ambos tipos de estructuras continuas, puede decirse que presentan respuestas sísmicas similares. Sin embargo, la estructura continua II presentó un comportamiento menos variable con los sismos empleados.

5.5.4. Estructura Continua Ii Contra Estructura Articulada III

En esta sección se compara la respuesta sísmica entre la estructura continua II y la estructura articulada III. Esta última se diferencia de la estructura continua II al presentar uniones articuladas, como se muestra en la Figura 5-60d.

Suelo Uniforme

Cuando las estructuras se ubican en el suelo uniforme, al igual que en los casos anteriores, los desplazamientos máximos son uniformes a lo largo del muro y muy similares entre sí. Los máximos desplazamientos relativos (Figura 5-79) muestran una tendencia similar en la mayor parte del muro, diferenciándose sobre todo en

las esquinas. La diferencia más notable está en las esquinas superiores, donde la estructura articulada posee menos rigidez que la continua.

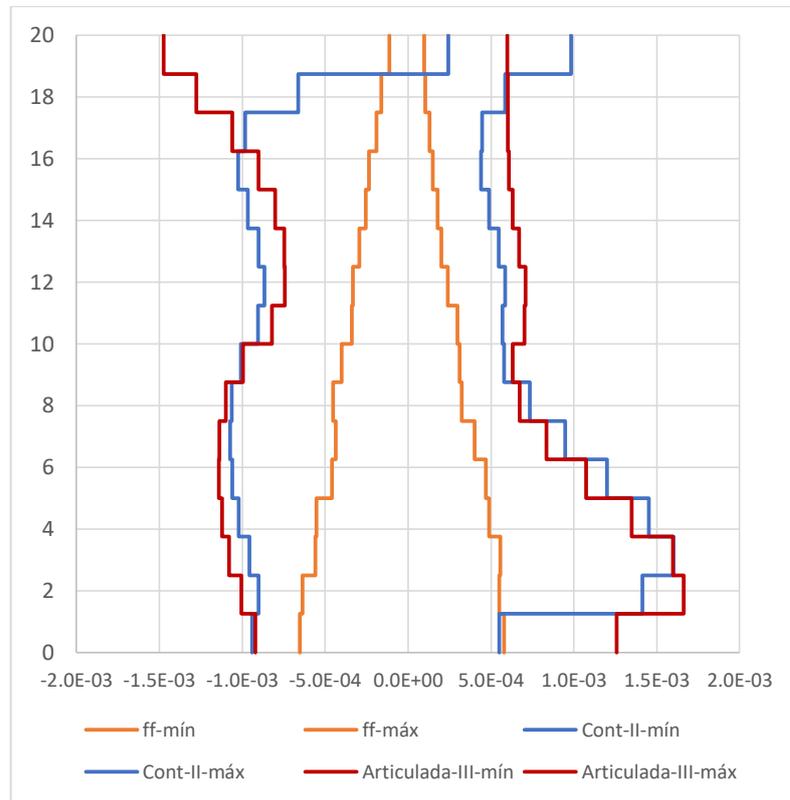


Figura 5-79. Comparación de máximos desplazamientos relativos (m) entre estructuras continua II y articulada III.

Las envolventes de momentos flectores se muestran en la Figura 5-80. Se observan tendencias similares en la distribución de los momentos. Al igual que para los desplazamientos relativos, la diferencia más notable se debe a la presencia de la rótula en la esquina superior. También, se ve la articulación en la losa intermedia tiene un efecto poco significativo. Finalmente, en las esquinas inferiores se ve que los momentos son 30% menores para la estructura articulada III que para la continua II. Esto es debido a que la losa de fondo ni el suelo sobre el que se apoya colaboran en la restricción de las rotaciones del nudo de la esquina. Por otro lado, también se observa una mayor participación de la prolongación de los muros por debajo de la losa de fondo, ya que en la estructura articulada III toman mayores momentos que en la estructura continua II.

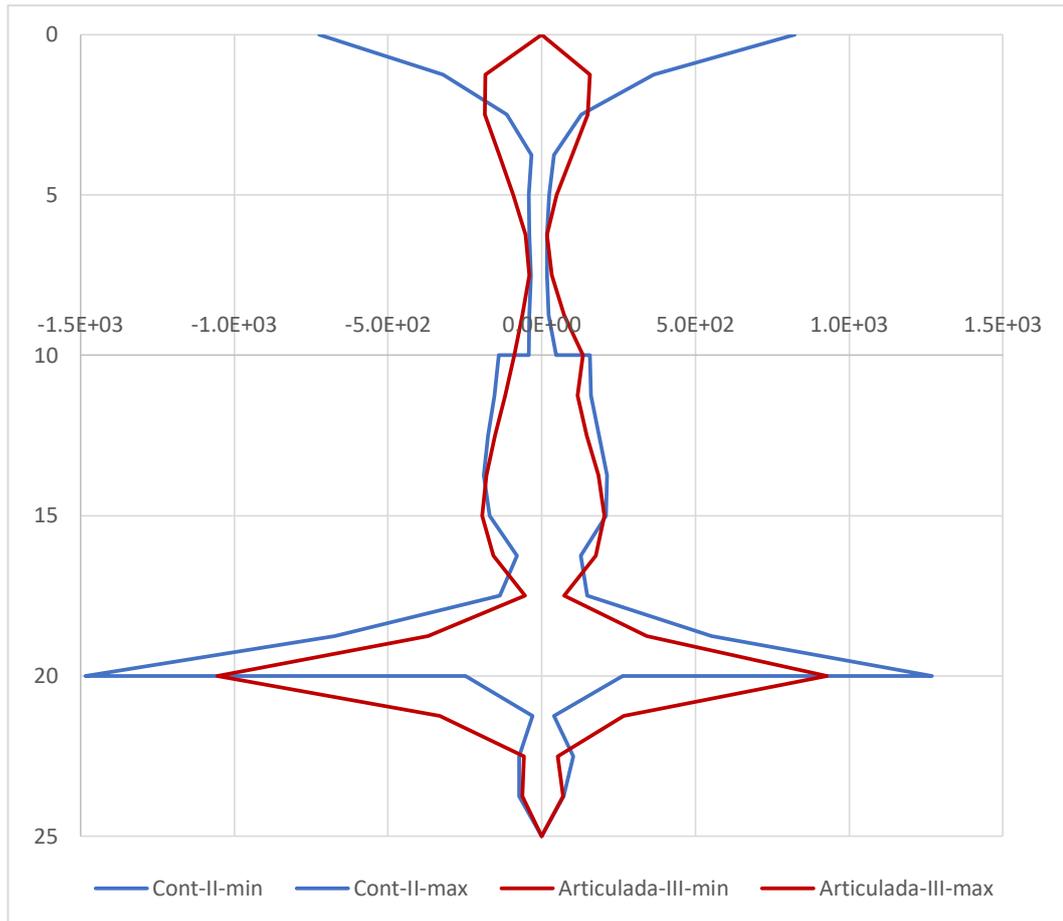


Figura 5-80. Comparación de envolventes de momentos flectores (kN-m/m) entre estructuras continua II y articulada III.

Suelo Estratificado

Cuando ambos tipos de estructuras se ubican en un suelo estratificado presentan un comportamiento distinto al caso de suelo uniforme. En la Figura 5-81 se comparan las máximas deformaciones que el sismo induce en cada estructura. Puede verse que los máximos desplazamientos que alcanzan ambas estructuras son similares a los de campo libre, pero resultan en desplazamientos relativos superiores. La estructura continua II presenta deformaciones similares a las de la estructura articulada III en la mitad inferior, que es zona de estratos más rígidos. Mientras que en la mitad superior los desplazamientos relativos de ambas estructuras tienen diferencias significativas en magnitud y distribución; resultando 50% mayores en la estructura continua II.

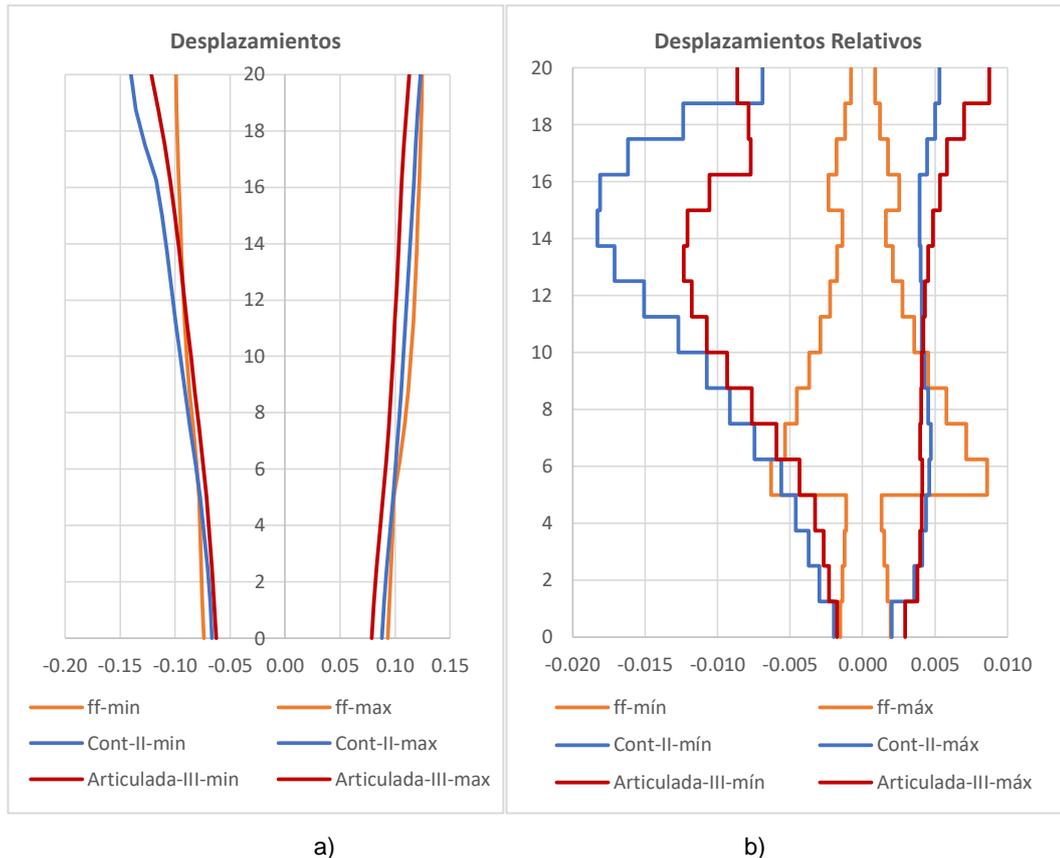


Figura 5-81. Deformaciones (m) entre estructuras continua II y articulada III, en suelo estratificado: a) Máximos desplazamientos, b) Máximos desplazamientos relativos.

En la Figura 5-82 se comparan las envolventes de momentos flectores de ambas estructuras en el muro izquierdo. Ya que los diagramas están dibujados del lado de la tensión, se ve que las mayores sollicitaciones son debidas al empuje activo del terreno sobre el muro. Puede apreciarse que los momentos se mantienen dentro del mismo orden de magnitud en ambos casos, y que en la mayor parte del muro la estructura continua II presenta momentos mayores, debido a que las conexiones articulares le restan rigidez a los nudos de la estructura articulada III. Sin embargo, en la zona superior la estructura articulada III presenta momentos máximos que son alrededor de 20% mayores que los de la estructura continua II en la zona próxima a la articulación con el techo.

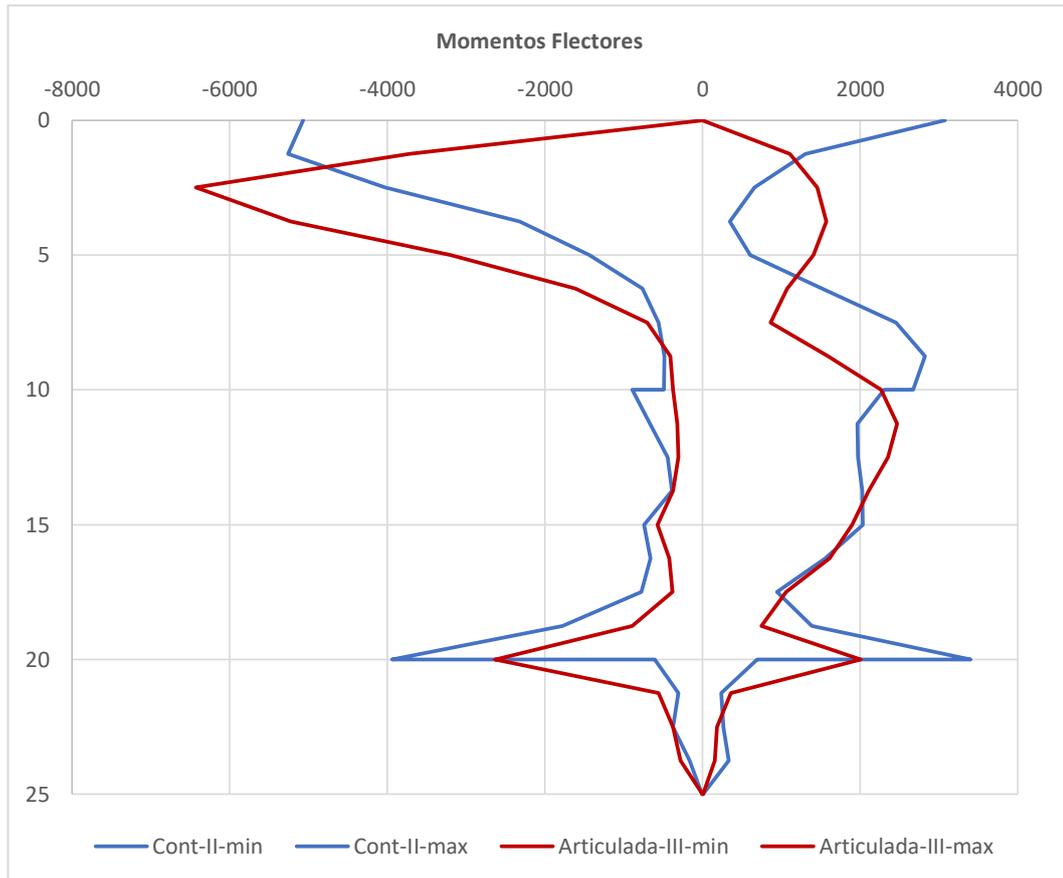


Figura 5-82. Comparación de envolventes de momentos flectores (kN-m/m) entre estructuras continua II y articulada III, en suelo estratificado.

De la comparación de la estructura continua II y la articulada III puede decirse que ésta última tendría un comportamiento más favorable en suelo uniforme. Mientras que en suelo estratificado puede presentar menores desplazamientos aunque mayores momentos flectores que una estructura continua, si las articulaciones se ubican en las zonas de los estratos menos rígidos.

5.6. Análisis Tiempo-Historia para Estructura de Geometría Típica

En esta sección se presentan los resultados del análisis tiempo historia de una estructura subterránea con geometría representativa de una estación de metro, usando los 7 sismos ajustados al espectro de la norma peruana sismorresistente E030 asociados a un periodo de retorno 2500 años. El análisis se hace tanto para la estructura en suelo uniforme como en suelo estratificado con las propiedades de la Tabla 5-2.

La geometría de la sección transversal de la estructura y su modelo discretizado se muestran en la Figura 5-83. Consiste en pantallas de 1 m de espesor, que se prolongan 5 m bajo la losa de fondo; una losa de techo con peralte igual a 1.2 m; una losa intermedia con peralte igual a 0.40 m; una losa de fondo con peralte igual a 1 m; y un par de pilares cuadrados de 0.80x0.80 m², que están espaciados cada 12.5 m longitudinalmente. Dado que el análisis se realizó con la hipótesis de estado plano de deformación, los pilares se modelaron con un espesor equivalente.

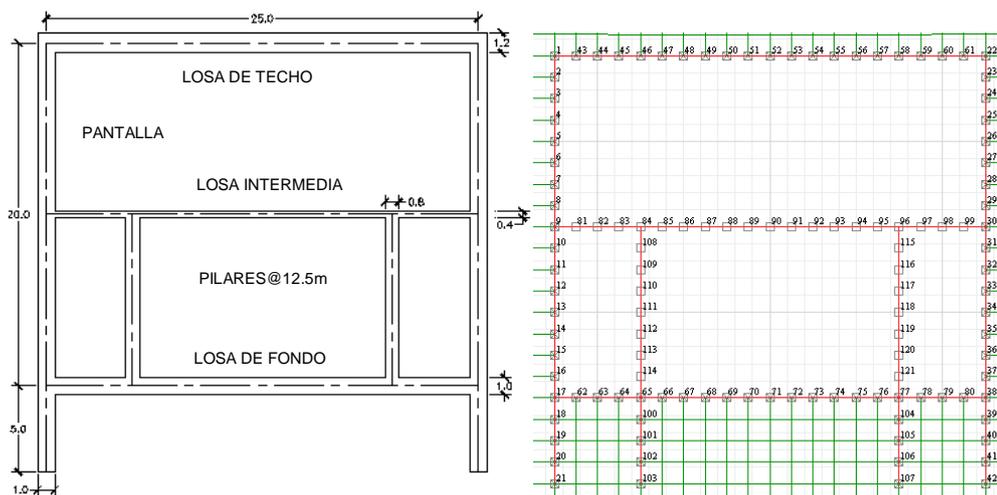


Figura 5-83. Sección transversal y modelo discretizado de la estructura subterránea.

Suelo Uniforme

En el caso una estructura subterránea implantada en un perfil de suelo granular uniforme, se ha observado un comportamiento “más ordenado”. Se han obtenido las envolventes de momentos flectores en cada elemento estructural y para cada sismo. Para observar la variabilidad de la respuesta sísmica ante diferentes sismos, se han obtenido el rango de máximo, mínimo, y valor promedio del momento flector en cada nudo de la estructura. Esto se muestra en las figuras siguientes.

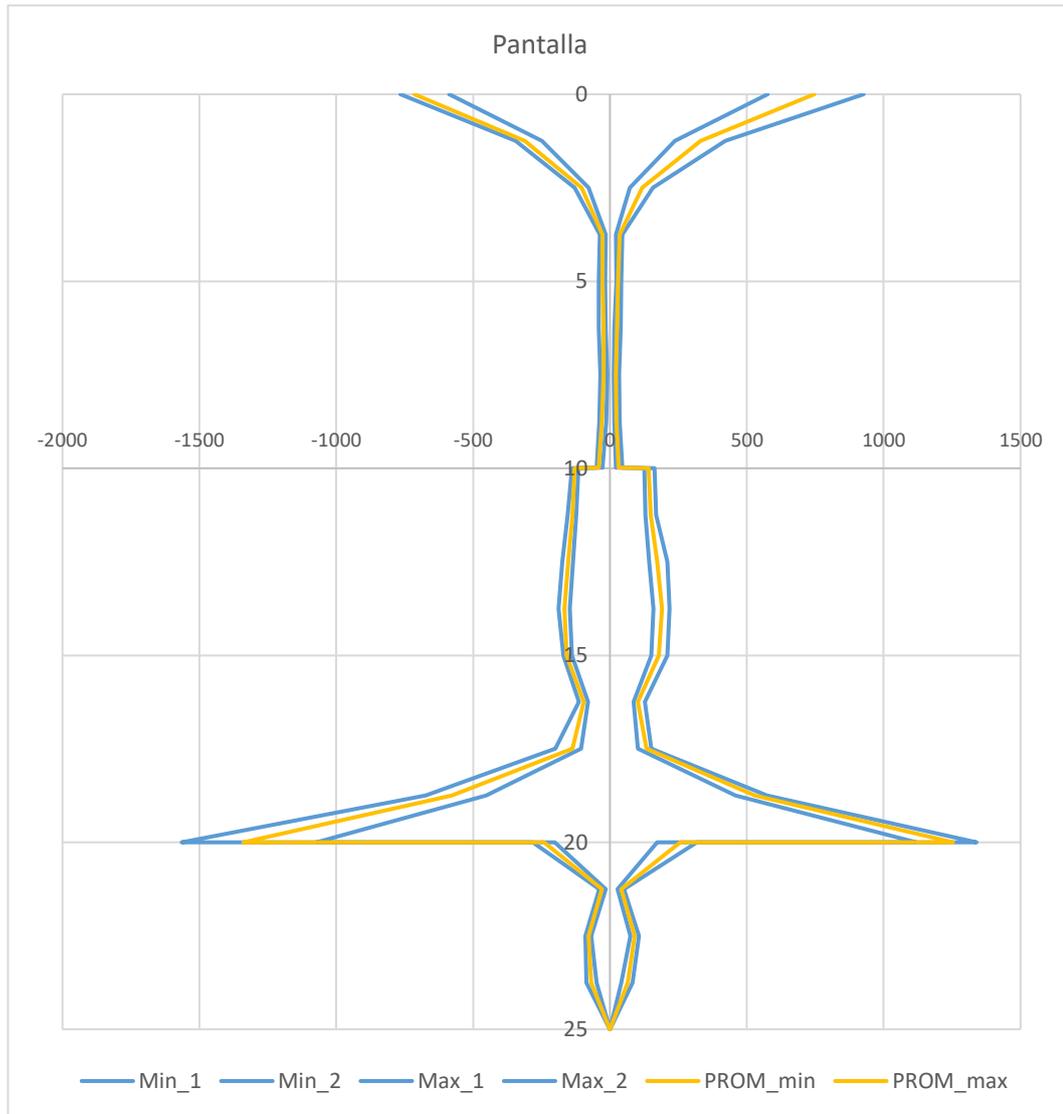


Figura 5-84. Rango de variabilidad de la envolvente de momentos flectores (kN-m/m) en la pantalla, ante diferentes sismos.

En la zona interior de la pantalla (Figura 5-84), se presentan momentos menores que en las esquinas. En la mitad superior de la zona interior, los momentos varían entre 20 y 40% respecto al valor promedio, pero esto es poco perceptible debido a su pequeña magnitud. En la mitad inferior, más rígida, los momentos varían alrededor de 15% respecto al valor promedio. En las esquinas superiores, los momentos varían hasta en 24% respecto al valor promedio. Finalmente, en las esquinas inferiores, donde se presentan los momentos máximos de la estructura, la variabilidad llega hasta el 20% del valor promedio.

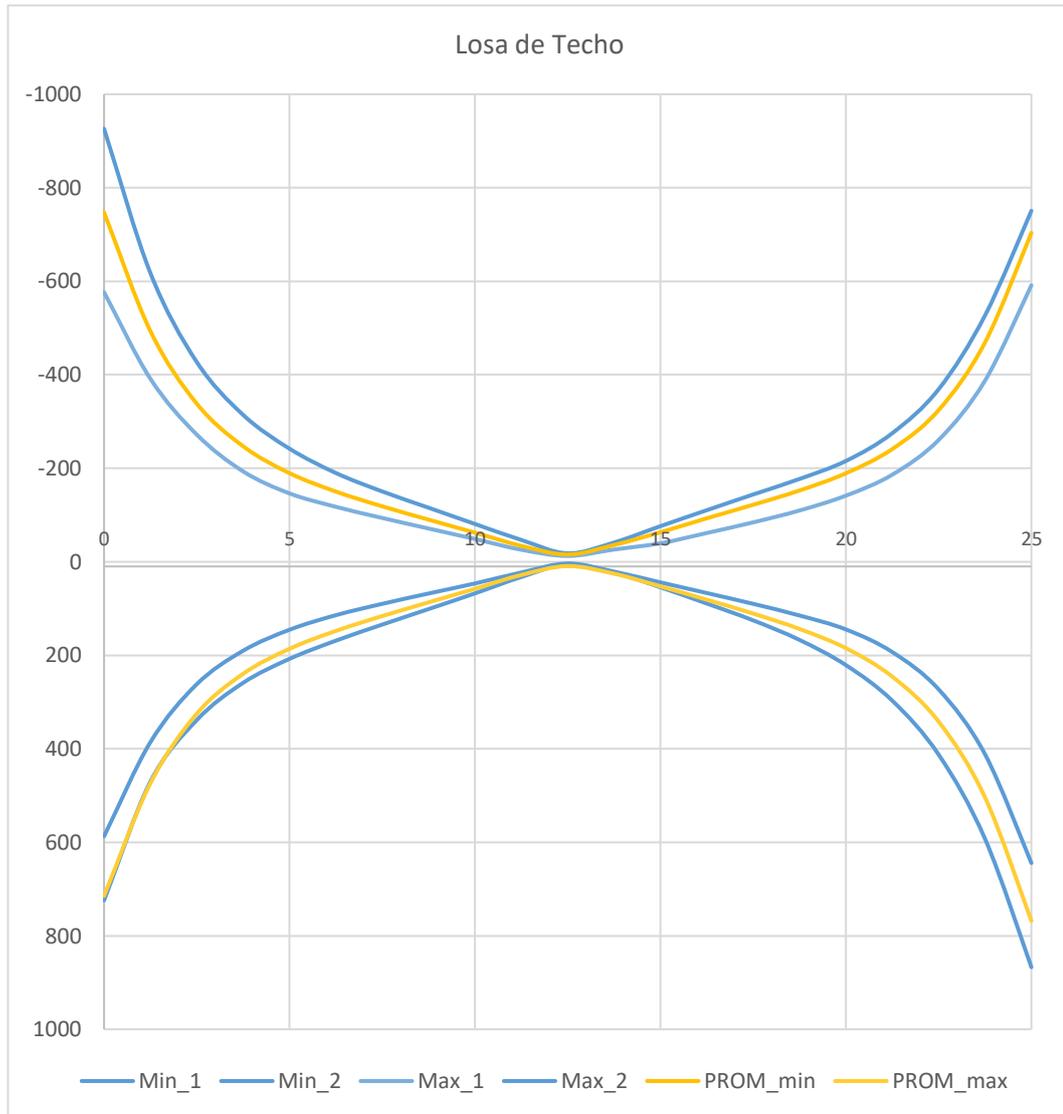


Figura 5-85. Rango de variabilidad de la envolvente de momentos flectores (kN-m/m) en la losa de techo, ante diferentes sismos.

En la losa de techo (Figura 5-85) las máximas sollicitaciones sísmicas son en los extremos, y disminuyen hacia el centro de la misma. Los máximos momentos varían hasta en 24% respecto del valor promedio, lo que coincide con lo obtenido para las esquinas superiores de la pantalla.

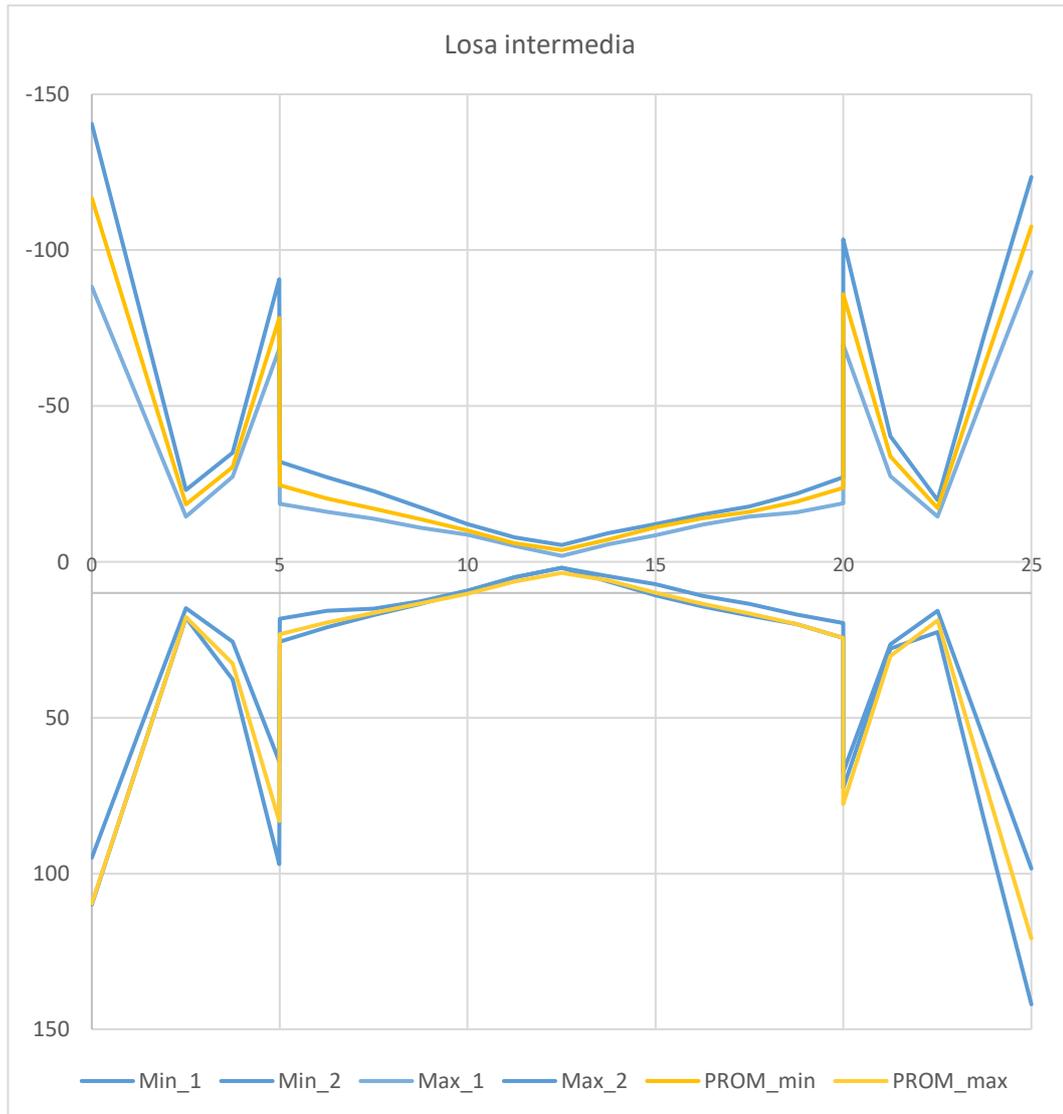


Figura 5-86. Rango de variabilidad de la envolvente de momentos flectores (kN-m/m) en la losa de intermedia, ante diferentes sismos.

La losa intermedia (Figura 5-86) presenta sus mayores sollicitaciones sísmicas en los extremos, pero en la ubicación de los pilares los momentos también llegan a ser de importancia. En los extremos los momentos varían hasta un 24% respecto al valor promedio y en las zonas interiores varían de 15 a 25%.

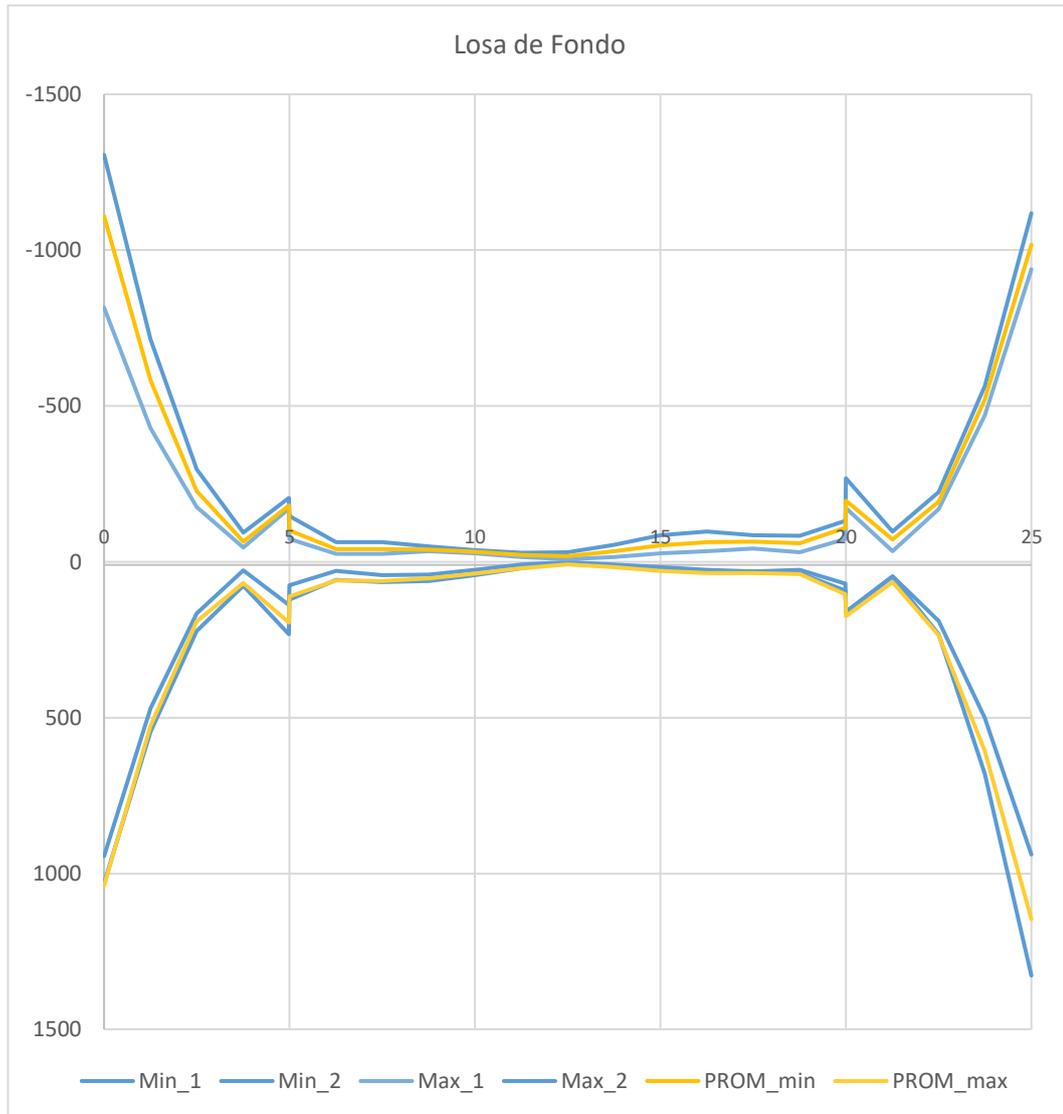


Figura 5-87. Rango de variabilidad de la envolvente de momentos flectores (kN-m/m) en la losa de fondo, ante diferentes sismos.

En la losa de fondo (Figura 5-87), en forma análoga, es más solicitada en los extremos, y la presencia de los pilares no produce momentos flectores significativos. En los extremos, los momentos varían hasta en 20% respecto al valor promedio, coincidiendo con lo obtenido para las esquinas inferiores de la pantalla. En la zona interior, los momentos varían de 10 a 40% de los valores promedio, pero debido a la relativa pequeña magnitud de éstos, no es una variación perceptible.

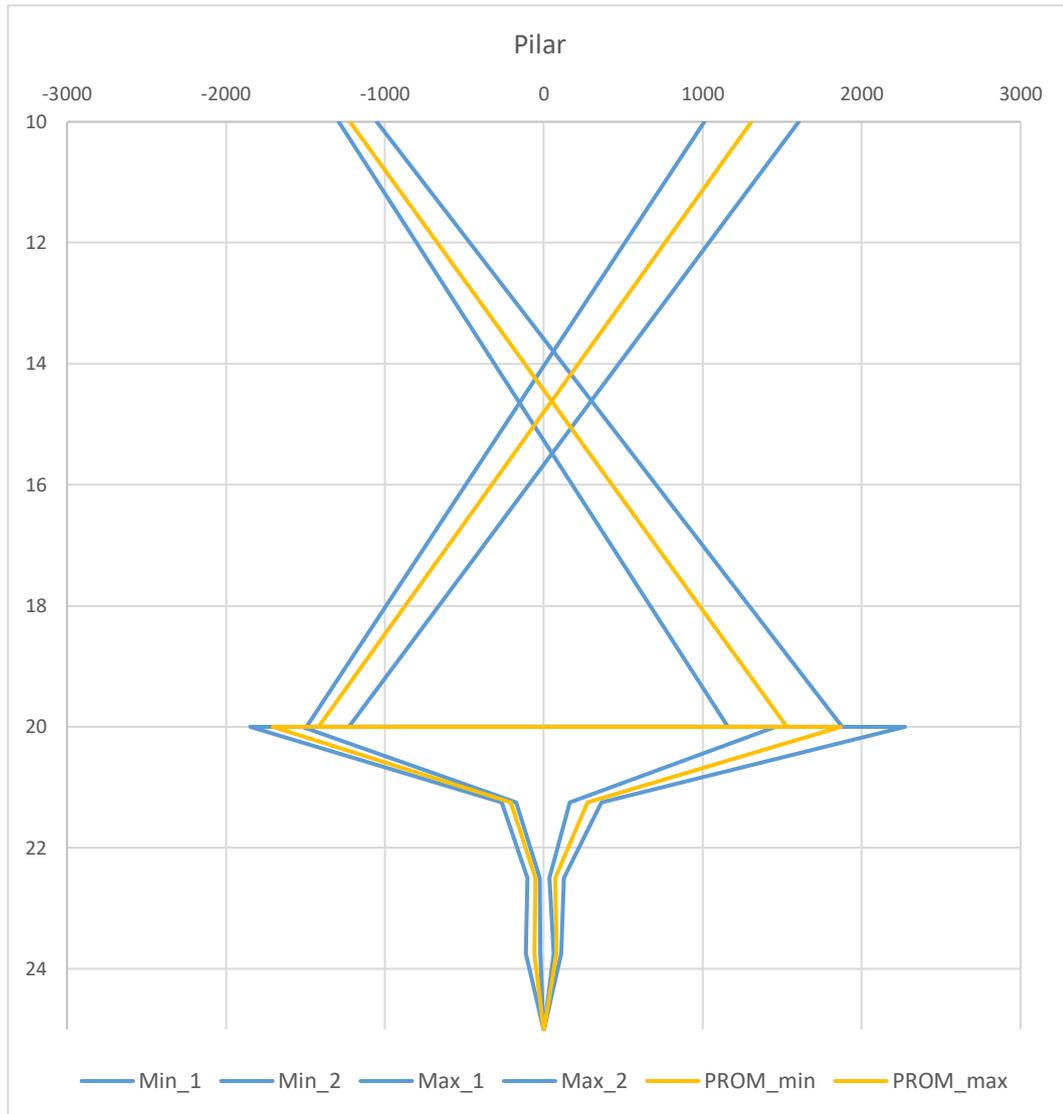


Figura 5-88. Rango de variabilidad de la envolvente de momentos flectores (kN-m) en el pilar, ante diferentes sismos.

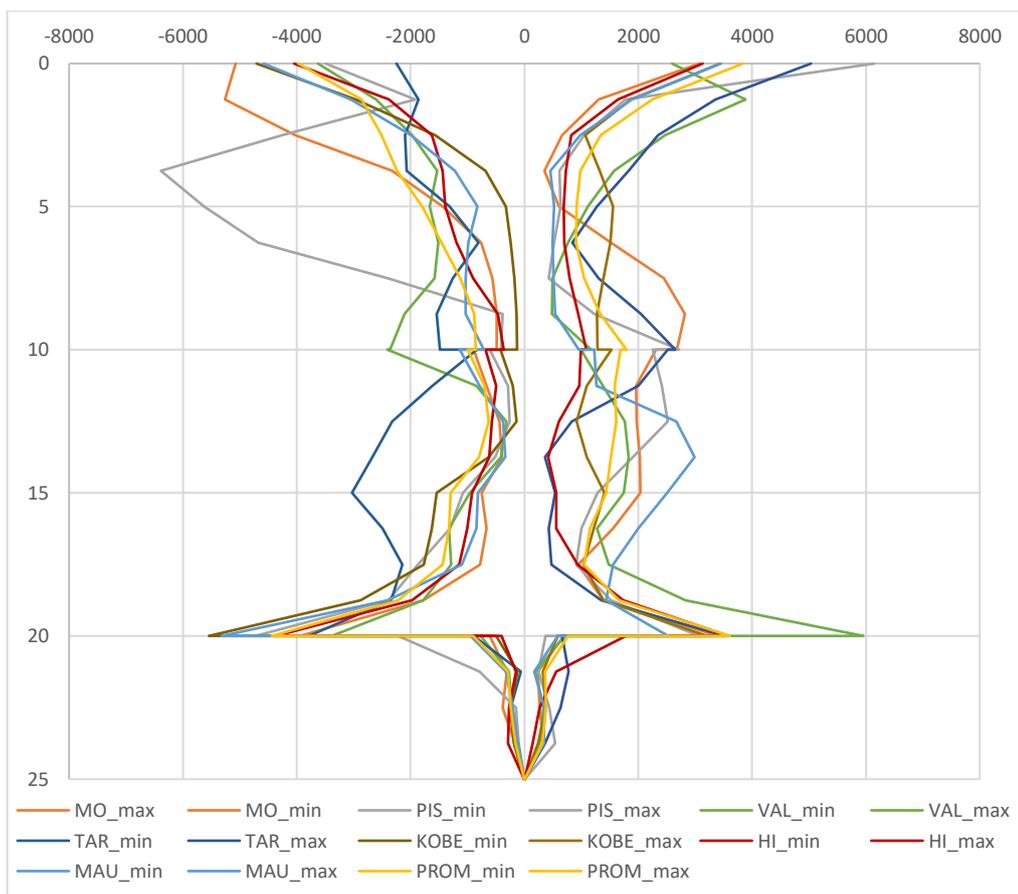
Los pilares (Figura 5-88) presentan un comportamiento de marco sometido a cargas laterales, por ello el diagrama de momentos flectores es lineal en la zona que no hay contacto con suelo. Los mayores momentos ocurren en los nudos donde se conectan con las losas, y presentan una variación de 23% respecto al valor promedio.

Suelo Estratificado

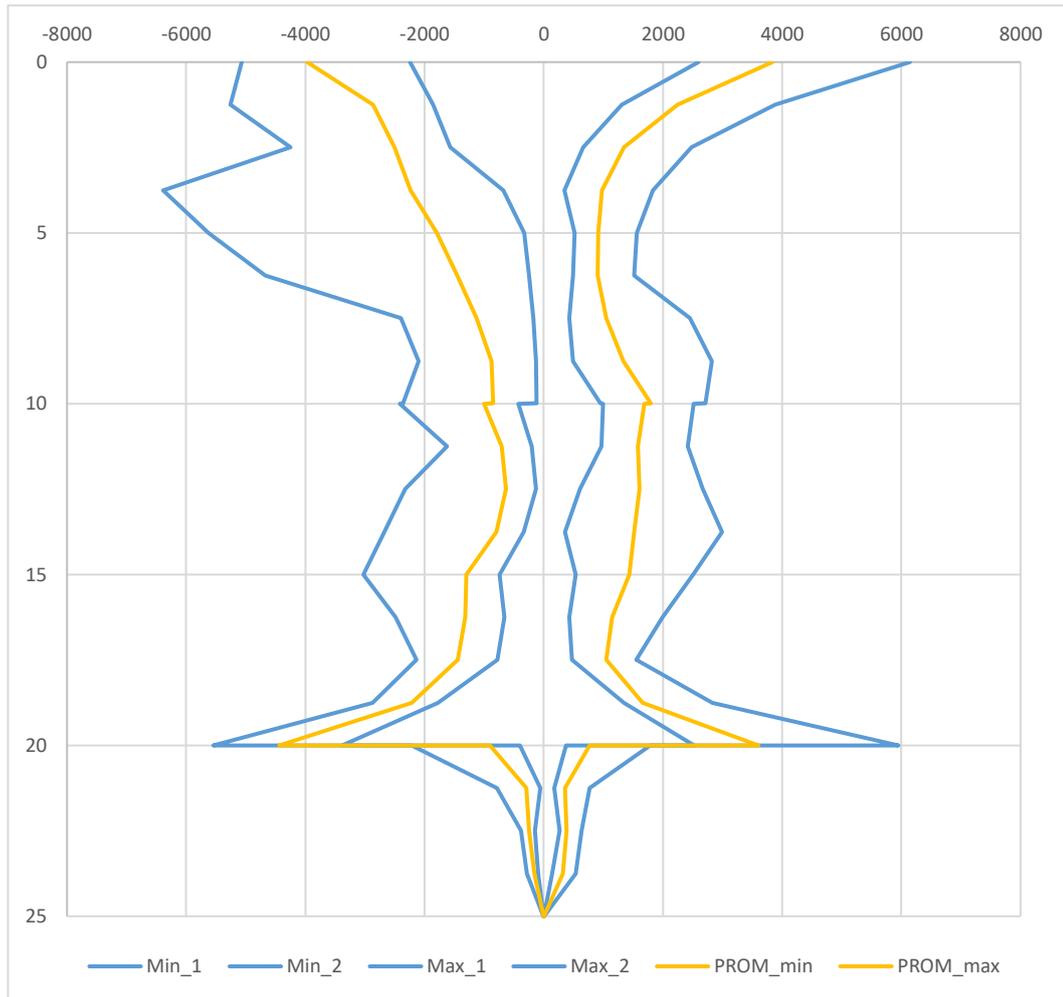
En el caso de la estructura subterránea ubicada en un suelo heterogéneo, que se ha representado como estratificado, se observa un comportamiento significativamente distinto que en el caso de suelo uniforme. Los momentos flectores en la estructura tienen magnitudes mayores, debido a las mayores

deformaciones cortantes que el sismo induce en la zona donde se ubica la estructura (como se vio en la Figura 5-6), y aún la forma de los diagramas de momentos es diferente a lo observado en el casos de suelo uniforme. Se tiene además, que la respuesta sísmica presenta variaciones importantes con cada sismo considerado, como puede verse en las siguientes figuras, en que también se muestra los rangos de variabilidad y los valores promedio.

Las envolventes de momentos flectores en uno de los muros de la estructura para cada sismo considerado se presentan en la Figura 5-89. Puede apreciarse que los máximos momentos alcanzan valores de seis veces lo observado con suelo uniforme y que los momentos en las esquinas superiores llegan a superar a los momentos de las esquinas inferiores. También se observa que los momentos en la zona central tienen magnitudes significativas a diferencia del caso en suelo uniforme, en que los momentos significativos ocurrían en las zonas cercanas a las esquinas. Es notorio que con diferentes sismos se obtienen diferentes envolventes; sin embargo se puede apreciar alguna tendencia entre las envolventes.



(a)



(b)

Figura 5-89. Envolventes de momentos flectores (kN-m/m) en muro para varios sismos en suelo estratificado.

Las envolventes de momentos flectores para la losa de techo para cada sismo considerado se muestran en la Figura 5-90. Puede notarse que los diagramas de momentos son no lineales y que presentan los mayores valores hacia los extremos, pero con mayor dispersión que en el caso del suelo uniforme. Sin embargo, la tendencia de las envolventes se ve mejor definida que para los muros de la estructura.

En la Figura 5-91 y la Figura 5-92, se presentan las envolventes de momentos flectores de la losa intermedia y la losa de fondo, respectivamente. En ambos casos se ve que los momentos son mayores que los que se presentan en el caso del suelo uniforme y que las demandas en la losa de fondo son superiores a las de la losa intermedia. Los mayores momentos ocurren en los extremos y

disminuyen hacia el centro. La dispersión de las envolventes son cada sismo considerado es significativamente menor que la observada en los muros y en la losa de techo.

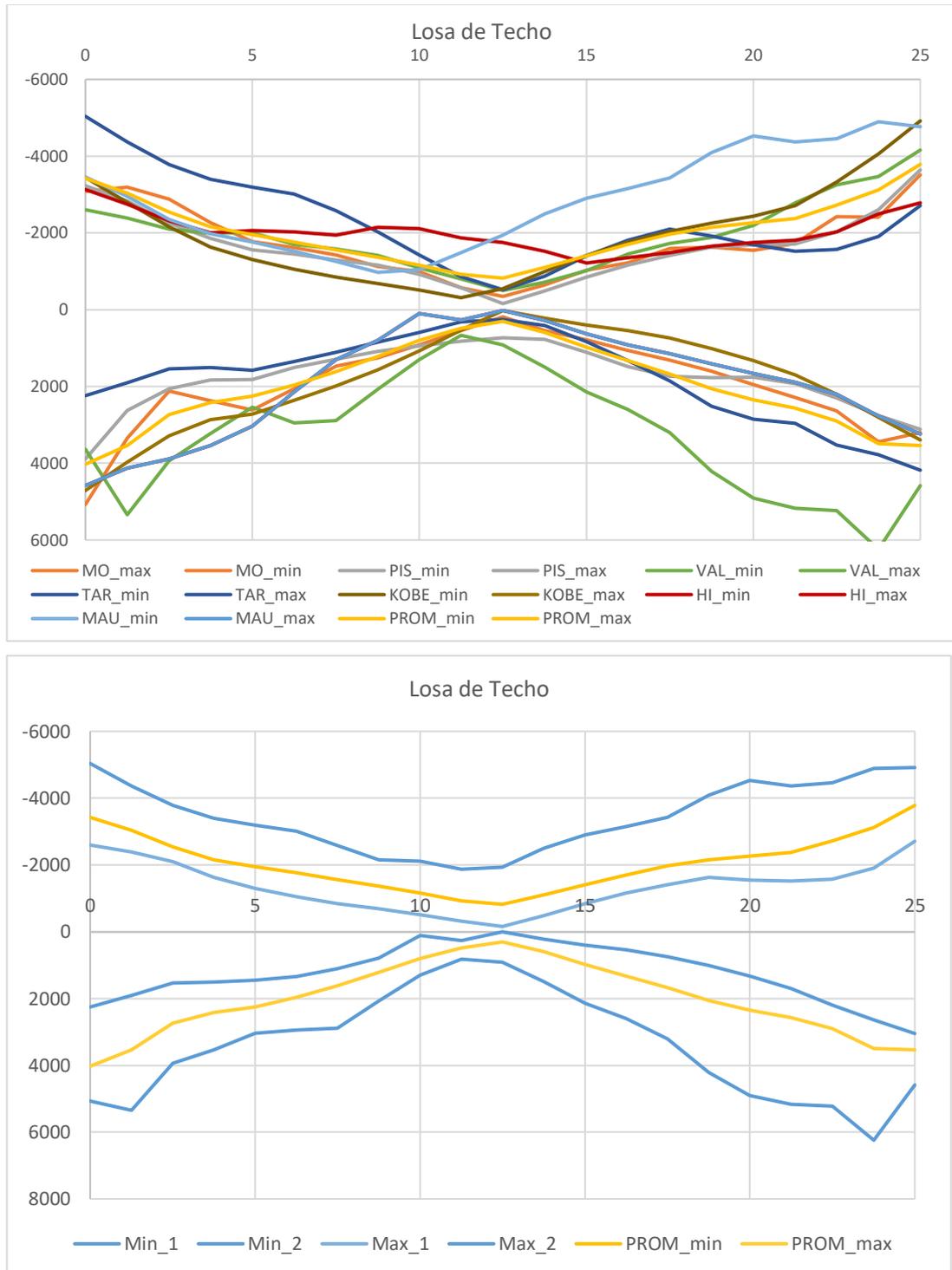


Figura 5-90. Envolventes de momentos flectores (kN-m/m) en losa de techo para varios sismos en suelo estratificado.

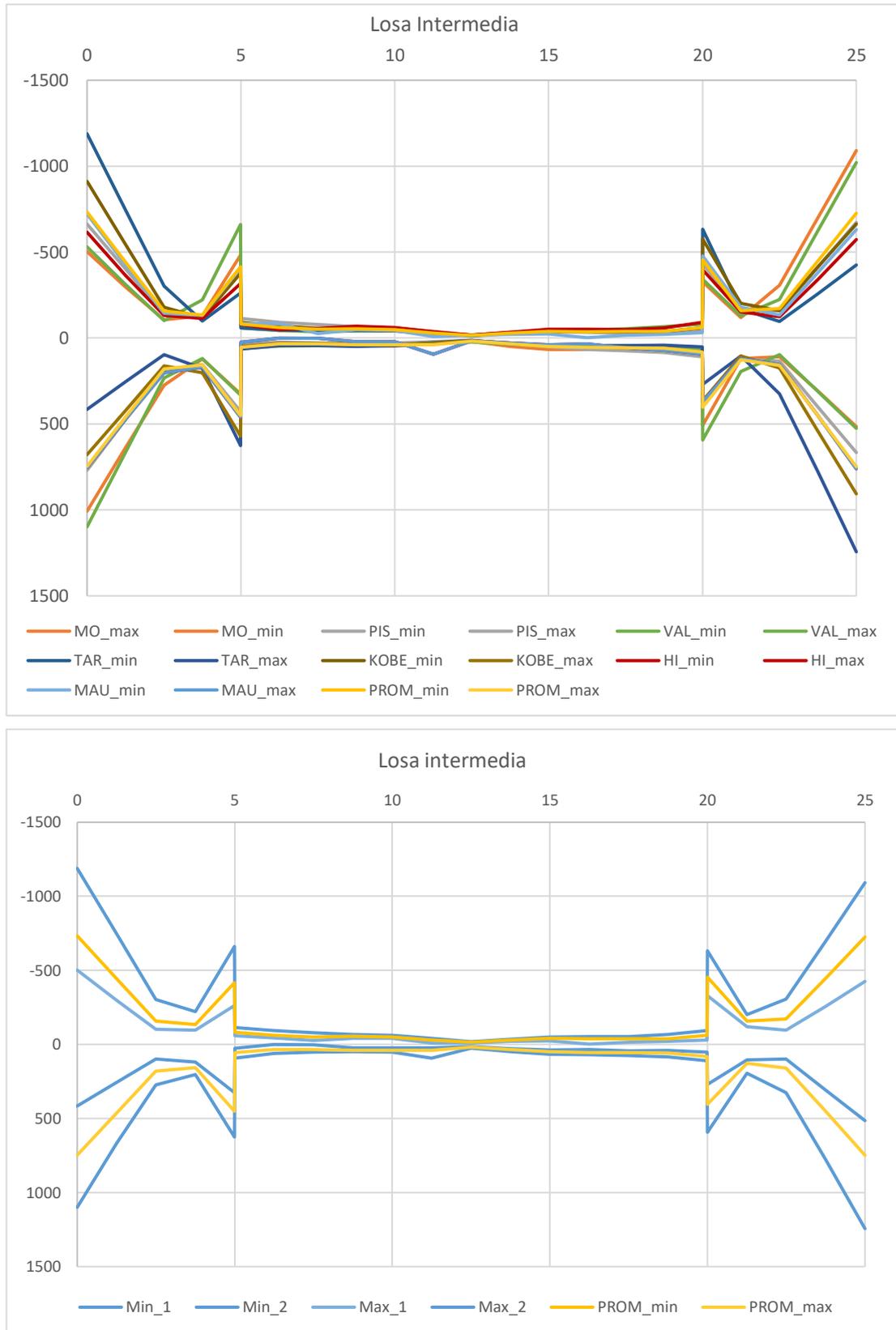


Figura 5-91. Envolturas de momentos flectores (kN-m/m) en losa intermedia para varios sismos en suelo estratificado.

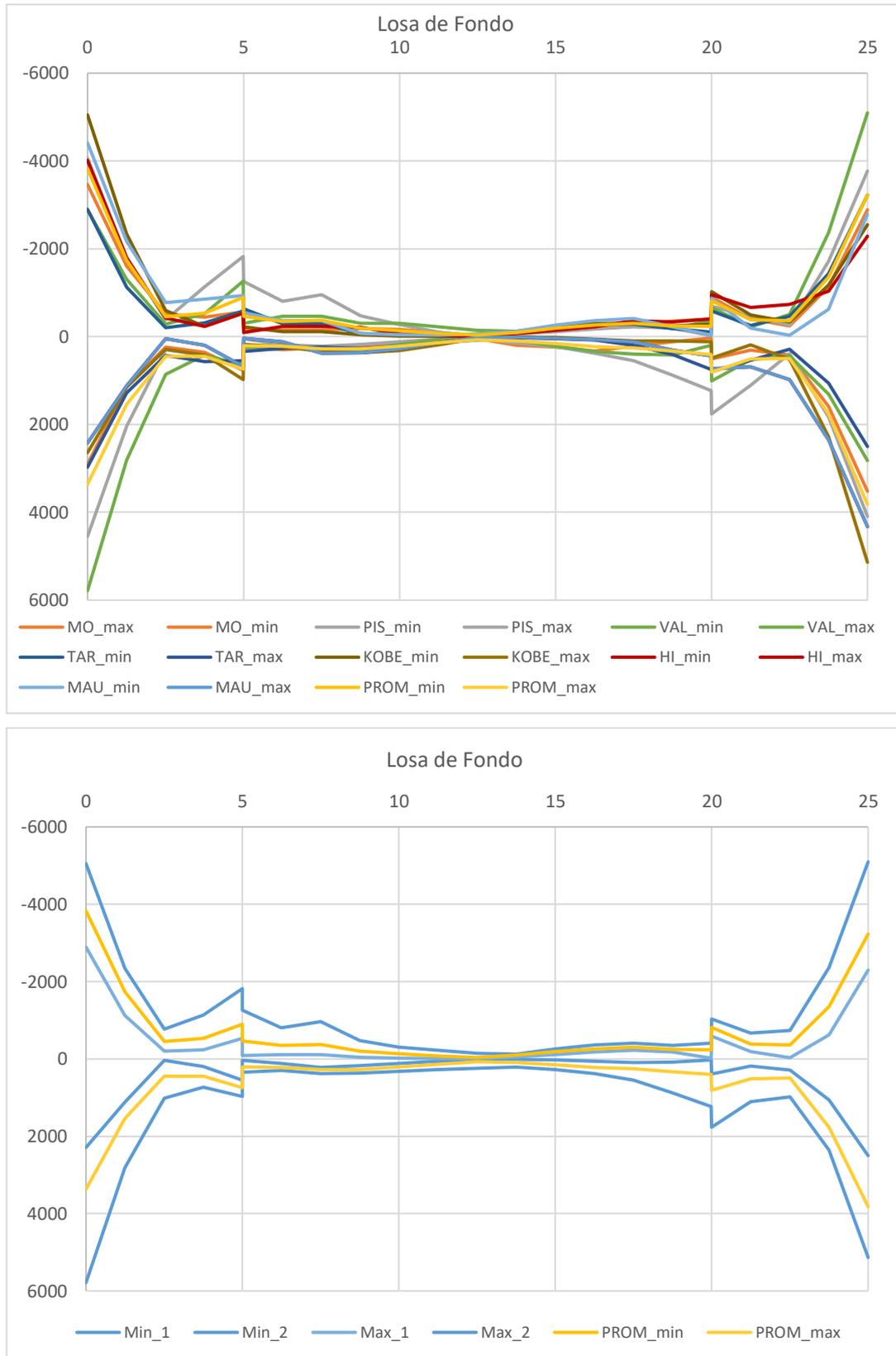


Figura 5-92. Envolventes de momentos flectores (kN-m/m) en losa de fondo para varios sismos en suelo estratificado

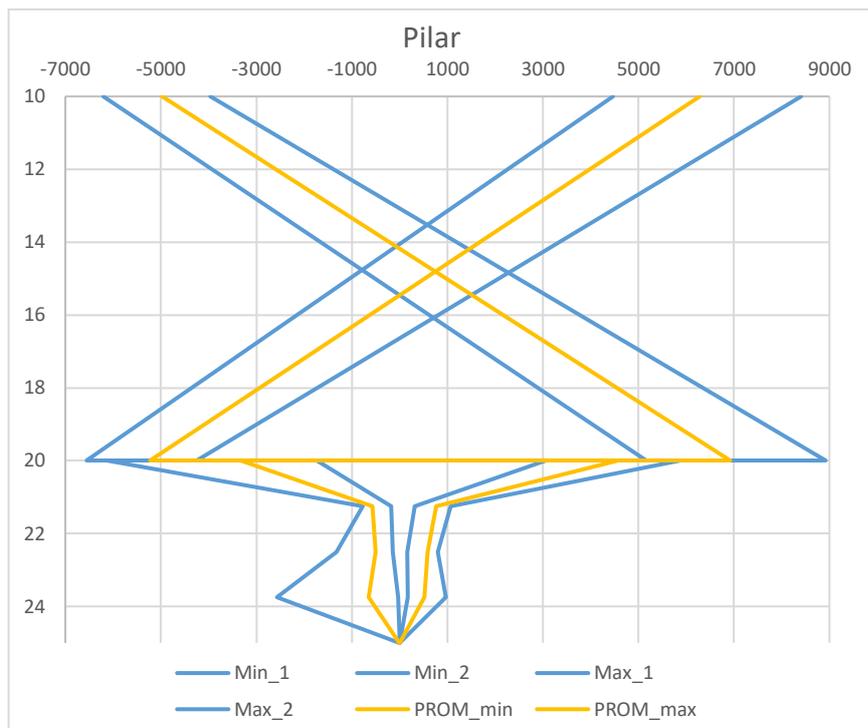


Figura 5-93. Envolventes de momentos flectores (kN-m/m) en pilar para varios sismos en suelo estratificado

La Figura 5-93 muestra las envolventes obtenidas para uno de los pilares de la estructura (sección 0.80x0.80). Los momentos son mayores que en el caso del suelo uniforme y presentan significativa dispersión con los sismos considerados.

5.7. Recopilación de Aspectos Importantes

En este capítulo se ha mostrado el análisis sísmico de estructuras subterráneas de sección transversal rectangular en varios escenarios que consideran variantes del tipo de suelo, propiedades de los materiales, profundidad de la estructura, intensidad del sismo, geometría y rigidez de la estructura. En lo siguiente se resume lo analizado y se destaca lo más importante.

Se realizó el modelamiento numérico del sistema del suelo y la estructura subterránea considerando procedimientos de análisis no lineal; y las deformaciones y momentos flectores obtenidos se usaron para verificar los métodos simplificados basados en hipótesis de campo libre. Se encontró que los métodos simplificados planteados por Wang (1993) y Penzien (2000) tienen limitaciones importantes debidas, principalmente, a que la estructura no se deforma como tales métodos suponen; lo que, en general, subestima los momentos flectores.

Al analizar el análisis sísmico de la estructura con varios sismos ajustados al mismo espectro, se encontró que cuando la estructura se encuentra en suelo uniforme hay poca variabilidad de los resultados. Mientras que en suelo estratificado la respuesta sísmica presenta variaciones importantes con cada sismo, tal que se observan rangos de al menos el 40% de los valores promedio. Esto muestra que el ajuste de varios sismos a un mismo espectro elástico es insuficiente para asegurar la similitud de resultados en sistemas de suelo estratificado con comportamiento no lineal e inelástico.

El movimiento de las estructuras subterráneas ha mostrado ser más ordenado cuando se ubican en un suelo uniforme; y ya que para las dimensiones consideradas la estructura se considera flexible respecto al suelo, el reducir el espesor de los muros tienen un efecto poco significativo. Se ha visto que al reducir el espesor entre 1.2, 1.0 y 0.8 m, las deformaciones se incrementan y los momentos se reducen ligeramente, con variaciones menores al 20%. Sin embargo, para estructuras en suelo estratificado la influencia del espesor de muros es importante, pues algunos espesores pueden resultar insuficientes para controlar las deformaciones y, consecuentemente, el nivel de daño esperado. Los momentos flectores también presentaron diferencias importantes con cada espesor considerado.

Al realizar el análisis dinámico considerando el suelo con comportamiento lineal y 5% de amortiguamiento viscoso se encontró que, en general, un análisis lineal subestima significativamente las deformaciones y sobreestima los momentos flectores (respecto de lo obtenido con procedimientos de análisis no lineal). Las estimaciones mejoran al usar un procedimiento lineal equivalente, lo que permite obtener valores dentro del orden de magnitud ante ciertas condiciones; pero puede fallar en condiciones de estratos de suelo muy blando donde las no linealidades son más importantes.

Al evaluar los tipos de suelo uniforme blando cohesivo y granular con un suelo estratificado, se encontró que un suelo muy blando puede conducir a desplazamientos totales mayores. Pero en un suelo estratificado (con algunos estratos significativamente más flexibles) las deformaciones relativas son significativamente mayores en la estructura y hacen que desarrollen mayores momentos flectores.

Se ha encontrado que, en general, ubicar las estructuras a profundidades mayores resulta en mayores solicitaciones sísmicas. Sin embargo, esto está relacionado con las características del perfil de suelo y pueden existir condiciones que resulten en lo contrario.

La intensidad del sismo aplicado a la estructura tiene un efecto significativo, de manera que, como era de esperarse, las solicitaciones aumentan conforme aumenta la intensidad. Con ello también el comportamiento del suelo resulta altamente no lineal e inelástico.

Se analizó varias geometrías de la estructura, entre continuas y articuladas. Las estructuras articuladas resultan más flexibles que las continuas y por ello, la influencia del espesor de muros es importante. Pues para espesores de muro relativamente pequeños, las deformaciones se intensifican, agravando el tema del nivel de daño esperado. Y en algunos casos, esto conduce a momentos flectores en el mismo orden que los correspondientes para espesores mayores que presentaban menores deformaciones. Al incrementar el espesor de los muros de las estructuras articuladas, se ve que existen espesores de muro que controlan adecuadamente las deformaciones, resultando en deformaciones del mismo orden que las correspondientes en estructuras continuas. Las estructuras articuladas con tales espesores resultarían más adecuadas que estructuras continuas con el mismo espesor de muros, pues las articulaciones hacen que se originen menores momentos flectores en los nudos de la estructura. De las estructuras articuladas evaluadas se consideran más adecuadas aquellas cuyos muros poseen prolongaciones por debajo del nivel de la losa de fondo.

Se ha observado que algunos sismos generan mayores solicitaciones en las estructuras articuladas que en las continuas.

Se ha visto gran influencia de la zona en que se encuentran los estratos menos rígidos en el perfil de suelo, pues es donde las estructuras analizadas han presentado mayores deformaciones y momentos flectores. Además, las pérdidas de rigidez en tales zonas, debidas a las no linealidades del material y que se intensificaban con estructuras más flexibles, ocasiona algunos casos de inestabilidad numérica. Por lo que fue necesario hacer varias verificaciones para identificar tales errores numéricos y corregirlos

CONCLUSIONES

Los métodos analíticos simplificados son insuficientes para representar la respuesta sísmica del sistema del suelo y la estructura cuando el comportamiento no lineal del suelo es importante, tal como ante la ocurrencia de sismos de gran intensidad en suelos heterogéneos.

La respuesta sísmica de una estructura subterránea implantada en un suelo homogéneo es significativamente distinta que en un suelo heterogéneo representado como estratificado. En un suelo homogéneo el movimiento es más ordenado (las deformaciones cortantes no varían bruscamente y son menores a 0.2%); mientras que en un suelo estratificado la diferencia en rigidez de los estratos pueden producir grandes deformaciones cortantes en la zona en que se ubica la estructura (con valores que cubren rangos alrededor de 0.1 y 0.6%). Consecuentemente, en la estructura se producirán deformaciones y momentos flectores significativamente mayores (más del triple de lo resultante en el caso del suelo homogéneo).

Por ejemplo, para la estructura con una geometría típica de estación de metro (continua II) sometida al sismo de Moquegua se obtuvieron desplazamientos relativos máximos (entre puntos espaciados cada 1.5 m) de 1.6 mm en el caso del suelo homogéneo; en contraste, para la misma estructura y sometida al mismo sismo se obtuvo 18 mm en el caso de suelo heterogéneo. Los momentos flectores máximos correspondientes a ambos casos resultaron 1500 y 5000 t-m/m, respectivamente (Figura 5-75 a la 5-78).

La respuesta sísmica de la estructura en los suelos uniformes cohesivo y granular estudiados (mala y buena calidad, respectivamente), mostró que los desplazamientos son mayores en un suelo cohesivo (hasta aproximadamente 30% mayores). Sin embargo, los momentos flectores difieren ligeramente (diferencias menores al 15%). Los desplazamientos en suelo cohesivo también fueron mayores a los resultantes en suelo heterogéneo (80% mayores); sin embargo, los desplazamientos relativos fueron significativamente menores (alrededor del 15%). En ambos casos de suelo homogéneo, las solicitaciones son menores que las que se producen en un suelo heterogéneo (entre el 25 y 30% de los momentos flectores).

Por ejemplo, para la estructura con geometría simple en forma de caja sometida al sismo de Moquegua y evaluada en los casos de suelos homogéneos granular y cohesivo, y en suelo estratificado, se obtuvieron desplazamientos máximos de 25, 34 y 18 cm, respectivamente (Figura 5 43). Los máximos desplazamientos relativos resultaron 1.3, 3 y 17 mm (Figura 5 44), respectivamente; y los correspondientes máximos momentos flectores 1380, 1200 y 4800 t-m/m, respectivamente (Figura 5 45).

El espesor de los muros tiene poca influencia en la estructura subterránea en suelo uniforme. De manera que las deformaciones son ligeramente mayores para espesores menores (incrementos de entre 10 y 20% por cada 20 cm que se reduce el espesor) y los momentos flectores disminuyen (momentos entre 5 y 15% menores por cada 20 cm que se reduce el espesor) conforme la inercia es menor, pero sin ser directamente proporcionales a la inercia de los muros. Sin embargo, en el suelo heterogéneo estudiado el espesor de los muros muestra una influencia significativa; de modo que para muros de 0.80 m de espesor la rigidez del suelo tiene una degradación importante y se observan deformaciones grandes en la estructura (distorsiones en el orden de 2%) que pueden significar la ocurrencia de daños importantes. Las deformaciones se controlan mejor con muros de 1 m de espesor. Muros de espesor mayor reducen las deformaciones e incrementan los momentos debido al incremento de rigidez (las deformaciones se reducen hasta en 30% y los momentos se incrementan hasta en 20%).

Por ejemplo, en la estructura con geometría simple sometida al sismo de Moquegua y evaluada con muros de espesor de 0.80, 1.0 y 1.20 m se obtuvieron máximos desplazamientos relativos de 1.75, 1.60 y 1.30 mm, respectivamente (Figura 5 29) en el caso del suelo uniforme. Los correspondientes momentos flectores máximos resultaron 1154, 1383 y 1466 t-m/m, respectivamente (Figura 5 30). Para la misma estructura sometida a varios sismos en el caso del suelo estratificado y para los mismos espesores de muro se obtuvieron máximos desplazamientos relativos de 33.3, 23.2 y 23.0 mm, respectivamente (Figura 5 32). Los correspondientes momentos flectores máximos resultaron 5600, 5500 y 6600 t-m/m, respectivamente (Figuras 5-36).

Las estructuras que debido al proceso constructivo o por algún otro motivo poseen articulaciones en las intersecciones de muros y losas, resultan más flexibles que las continuas y por ello la influencia del espesor de muros es importante. Pues

para espesores de muro relativamente pequeños las deformaciones se intensifican (se obtuvieron distorsiones 20% mayores para muros articulados de 80 cm respecto al caso análogo continuo), agravando el nivel de daño esperado. Al incrementar el espesor de los muros de las estructuras articuladas, se ve que existen espesores de muro que controlan mejor las deformaciones (las distorsiones se redujeron 50 y 70% con muros de 1.0 y 1.20 m, respectivamente). Tales estructuras resultarían más convenientes que estructuras continuas del mismo espesor.

Por ejemplo, en la estructura con geometría simple y articulaciones en las esquinas (Articulada I) sometida a varios sismos y evaluada con muros de espesor de 0.80, 1.0 y 1.20 m se obtuvieron máximos desplazamientos relativos de 40, 20 y 11 mm, respectivamente (Figura 5 65) en el caso del suelo estratificado. Los correspondientes momentos flectores máximos resultaron 4800, 3800 y 6600 t-m/m, respectivamente (Figura 5 69). Al contrastar estos resultados con los correspondientes a la estructura simple continua se observa que para un espesor de 1.0 la estructura articulada tiene deformaciones similares, pero momentos flectores significativamente menores.

Al realizar el análisis dinámico considerando el suelo con comportamiento lineal y 5% de amortiguamiento viscoso se encontró que, en general, un análisis lineal subestima significativamente las deformaciones (y sobreestima los momentos flectores (resultan desplazamientos del 25% y momentos máximos entre el doble y el triple de los obtenidos con procedimientos de análisis no lineal). Las estimaciones mejoran al usar un procedimiento lineal equivalente, y permitiría obtener valores dentro del orden de magnitud ante ciertas condiciones de suelo cercanamente homogéneo; pero puede ser inapropiado en condiciones de estratos de suelo muy blando donde las no linealidades son más importantes y ante sismos con aceleraciones máximas mayores a 0.4g.

Por ejemplo, para la estructura de geometría simple analizada con el procedimiento lineal equivalente sometida al sismo de Moquegua en el suelo homogéneo se obtuvieron momentos flectores máximos igual a 2.25 veces, y con una distribución similar, a los obtenidos para la misma estructura con procedimientos de análisis no lineal (Figura 5 52). En forma análoga, en el suelo estratificado se obtuvieron momentos máximos de 5010 t-m/m en contraste con

4800 t-m/m obtenido con procedimientos de análisis no lineal; sin embargo, la distribución de los momentos en la estructura resulta muy distinta (Figura 5 53).

Para estructuras en suelos uniformes, a mayores profundidades las deformaciones y momentos flectores son mayores, debido a que las deformaciones cortantes se incrementan con la profundidad (Figura 5 46 y Figura 5 47). En el caso de suelo heterogéneo, la geometría rectangular no es apropiada para grandes profundidades (según el ancho de la sección transversal), ya que la estructura es muy solicitada por el peso del suelo sobre ella (Figura 5 50 y Figura 5 51).

Realizar el análisis con varios sismos ajustados a un mismo espectro objetivo produce poca variabilidad en los resultados cuando se considera la estructura en suelo uniforme. Sin embargo, en suelo estratificado se presentan variaciones significativas debidas a una mayor influencia del comportamiento no lineal del suelo, sobre todo en la zona de estratos menos rígidos (por ejemplo, ver Figura 5 84 y Figura 5 89).

Considerando la variabilidad con cada sismo empleado de las envolventes de momentos flectores en la estructura en suelo heterogéneo, la ocurrencia de sismos asociados a periodos de retorno de 1000 años produce máximos momentos flectores que son similares a los valores promedio de las envolventes que corresponden a sismos con periodos de retorno de 2500 años. Y los máximos momentos flectores que se producen con sismos con periodos de retorno de 2500 años llegan a ser alrededor de 40% superiores a los correspondientes a sismos con periodos de retorno de 1000 años.

Por ejemplo, para la estructura con geometría simple en suelo heterogéneo sometida a los sismos de Moquegua, Valparaíso, Tarapacá, Geiko-Hiroshima y Kobe se obtuvieron los valores máximos y promedio de todas las envolventes de momentos flectores para periodos de retorno de 500, 1000 y 2500 años. Los máximos valores promedio resultaron 2860, 3550 y 4560 t-m/m, respectivamente para dichos periodos de retorno. Mientras que los máximos de los valores máximos resultaron 3300, 3930 y 4800 t-m/m, respectivamente (Figura 5 59).

En suelo estratificado se observaron mayores dificultades para obtener un proceso estable y convergente con el procedimiento de solución adoptado en FLAC 2D. Estos problemas se intensifican a medida que la estructura es más flexible, debido a las mayores deformaciones en los estratos menos rígidos y la consecuente mayor pérdida de rigidez.

RECOMENDACIONES

En zonas altamente sísmicas es más conveniente que las estructuras subterráneas se ubiquen en zonas con suelo cercanamente homogéneo, es decir que tengan rigideces similares. Estructuras ubicadas en zonas con presencia de suelos muy blandos (de espesor significativo) entre estratos relativamente más rígidos resultaría en estructuras más costosas, donde el costo de las partidas de concreto y acero de refuerzo podría duplicarse. También, puede evaluarse el uso de apropiados métodos de estabilización del suelo circundante en los sectores en que se presenten tales condiciones.

Para estructuras ubicadas en suelos heterogéneos debe verificarse que el espesor de muros empleado no resulte en deformaciones excesivas ante un eventual sismo de gran intensidad. Asimismo, el proceso constructivo debe proveer continuidad a la estructura donde el análisis indique como zonas más vulnerables.

Las estructuras subterráneas de sección rectangular no muestran un comportamiento favorable a grandes profundidades. Para ello se debe evaluar otras configuraciones que permitan una mejor distribución de la carga del suelo.

Los métodos analíticos simplificados pueden usarse para estimar la respuesta sísmica de estructuras subterráneas en zonas de poca sismicidad y con suelos relativamente homogéneos con fines preliminares. Para ello se debe evaluar un rango representativo de las propiedades del suelo empleadas.

Las propiedades dinámicas del suelo tienen gran importancia en la respuesta sísmica de las estructuras subterráneas, y deben tratar de estimarse con la mayor precisión posible.

Al usar FLAC para análisis sísmicos de estructuras subterráneas en suelos heterogéneos se debe asegurar tener un proceso estable y convergente, de manera que la respuesta sísmica no varíe significativamente con el tamaño del intervalo de integración. No es recomendable emplear amortiguamiento viscoso

mayor a 3%, adicional al amortiguamiento histerético, para cubrir el rango de las pequeñas deformaciones, pues en los casos que presentan un comportamiento altamente no lineal, esto puede afectar significativamente los resultados.

Se recomienda el uso de modelos constitutivos avanzados que tengan en cuenta el comportamiento elastoplástico frente a acciones cíclicas, y que puedan cubrir rangos de grandes deformaciones.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abdel-Motaal M., El-Nahhas F., y Khiry A. "Mutual seismic interaction between tunnels and the surrounding granular soil". *HBRC Journal*, 2013.
- Bobet A., Fernández G., Hou H., y Ramirez J. "A practical iterative procedure to estimate seismic induced deformations on shallow rectangular structures". *Can. Geotech. J.*, 2008.
- Burns, J.Q., Richard, R.M.. "Attenuation of stresses for buried cylinders". *Proceedings of the Symposium on Soil-Structure Interaction*, University of Arizona at Tempe, Arizona, 1964.
- CISMID. "Generación de acelerogramas sintéticos para la costa del Perú". Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, 2013.
- Gomes, R.C. "Numerical simulation of the seismic response of tunnels in sand with an elastoplastic model". *Acta Geotech*, 2014.
- Hashash Y.M.A., Hook J.J., Schmidt B., y Yao Ji-C. "Seismic design and analysis of underground structures". *Tunneling and Underground Space Technology*, 2001.
- Hatzigeorgiou G., y Beskos D. "Soil-structure interaction effects on seismic inelastic analysis of 3-D tunnels". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2010.
- Hoeg, K. "Stresses against underground structural cylinders". *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE 94 ŽSM4. 833-858, 1968.
- Huo H., Bobet A., Fernández G., y Ramírez J. "Analytical solution for deep rectangular underground structures subjected to far-field shear stresses". *Tunn. Undergr. Space. Technol.*, 2006.
- Ishihara, K. *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*. Oxford University Press Inc. New York, 1996.
- Kramer, S. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall Inc. New Jersey, 1996.
- Kontoe S., Zdravkovic L., Potts D.M., y Menkiti C.O. "Case study on seismic tunnel response." *Canadian Geotechnical Journal*, 2008.
- Kontoe S., Avgerinos V., y Potts D.M. "Numerical validation of analytical solutions and their use for equivalent-linear seismic analysis of circular tunnels". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2014.
- Kokusho, T. "Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range". *Soils and Foundations*, 20, 45-60, 1980.

- Kokusho, T. y Tanaka, Y. "Dynamic Properties of Gravel Layers Investigated by In-situ freezing Sampling". *Ground Failures Under Seismic Conditions, Geotech. Spec. Publ. No. 44*, ASCE, Reston, Va., 121-140, 1994.
- Kouretzis G., Sloan S., y Carter J. "Effect of Interface Friction on Tunnel Liner Internal Forces Due to Seismic S- and P- wave Propagation". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2012.
- Kuesel, T.R. "Earthquake desing criteria for subways". *J. Struct. Div., ASCE ST6*, 1969.
- Lysmer J., y Kuhlemeyer R.L. "Finite dynamic model for infinite media". *Eng. Mech., ASCE 95*, 1969.
- Masing, G. "Eigenspannungen und Verfertigung beim Messing". *Proceedings, 2nd International Congress on Applied Mechanics*. Zurich, Switzerland, 1926.
- Menq, F. "Dynamic Properties of Sandy and Gravelly Soils". Department of Civil, Architectural and Environmental Engineering, The University of Texas, Austin, Texas, 2003.
- Nakamura S., Yoshida N., y Iwatate T. "Damage to Daikai subway station during the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake and its investigation". *Japan Society of Civil Engineers, Committee of Earthquake Engineering*, 1996.
- Newmark, N.M. "Problems in wave propagations in soil and rock". *Proceedings of the First International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties*, 1968.
- Owen G.N., y Scholl R.E.. *Earthquake engineering of large underground structures*. Report no. FHWA/RD-80-195. Federal Highway Administration and Nacional Science Foundation, 1981.
- Peck, R.B., Hendrom, A.J., Mohraz, B. "State of the art in soft ground tunneling". *Proceedings of the Rapid Excavation and Tunneling Conference*. American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers, New York, 1972.
- Penzien, J. "Seismically induced racking of tunnel linings". *Int. J. Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 2000.
- Penzien J., y Wu C. "Stresses in linings of bored tunnels", *Int. J. Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 1998.
- Pyke, R. "Evolution of Soil Models Since the 1970s", *prepared for Pacific Earthquake Engineering (PEER) Center Workshop, 2004*.

- Quispe S., Chimoto K., Yamanaka H., Tavera H., Lazares F., y Aguilar Z. "Estimation of S-wave velocity profiles at Lima City, Peru using microtremor arrays". *Journal of Disaster Research*, 2014.
- Rollins K.M., Evans M.D., Diehl N.B. y Daily W.D. "Shear Modulus and Damping Relationships for Gravels". *J. Geotech and Geoenv. Eng, ASCE*, 1998.
- Schanabel, P. B., Lysmer, J. y Seed, H. B. *SHAKE, a computer program for earthquake analysis of horizontally layered sites*. Report N°. 72-12, University of California, Berkeley, 1972.
- Seed, H.B. e Idriss, I.M. "Soil moduli and damping factors for dynamic analysis". Report No. EERC 70-10, University of California, Berkeley, 1970.
- Seed, H.B. Wong R.T., Idriss I.M. y Tokimatsu K. "Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils". Report No. EERC 84-14, University of California, Berkeley, 1984.
- Shahrour I., Khoshnoudian F., Sadek M. y Mroueh H. "Elastoplastic analysis of the Seismic Response of Tunnels in Soft Soils". *Tunneling and Underground Space Technology*, 2010.
- St. John, C.M., y Zahrah T.F. "Aseismic desing of underground structures". *Tunneling and Underground Space Technology*, 1987.
- Tsinidis G., Rovithis E., Pitilakis K., y Chazelas J. "Seismic response of rectangular tunnel by centrifuge testing and numerical analysis". *Earthquake Risk and Engineering towars a Resilient World*, 2015.
- Vucetic, M, y Dobry, R. " Effect os Soil Plasticity on Cyclic Response". *Geotech. Eng. Div. ASCE*, Vol, 111, No. 1, pp. 89-107, 1991.
- Wang, J.N. *Seismic desing of tunnels: A state of the art approach, Monograph 7*. Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas Inc. New York, 1993.
- Wilkins, M. L. "Fundamental Methods in Hydrodynamics". *Journal of Computational Physics*, Vol. 3, pp. 211-263. Academic Press, New York, 1964.