



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE INCLUSIONES RÍGIDAS

T E S I S
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
MIGUEL ÁNGEL MÁNICA MALCOM

TUTOR PRINCIPAL:
DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY, INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

MÉXICO, D. F. JUNIO DEL 2013

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD

Secretario: DR. JOSÉ LUIS RANGEL NUÑEZ

Vocal: DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY

1er. Suplente: DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO

2do. Suplente: DR. JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY

FIRMA

RESUMEN

El objetivo principal del presente trabajo es evaluar las modificaciones de los movimientos en campo libre debido a la presencia de un grupo de inclusiones rígidas embebidas en los depósitos blandos de la Ciudad de México, particularmente en el sitio SCT. A fin de proporcionar al lector los antecedentes necesarios para comprender mejor todos los aspectos involucrados en los análisis numéricos ejecutados, se discute en los primeros capítulos el comportamiento dinámico de los suelos arcillosos de la Ciudad de México, las principales características del sistema de cimentación a base de inclusiones rígidas, y las peculiaridades de los análisis numéricos de interacción suelo-estructura.

La investigación numérica se llevó a cabo mediante el uso del código tridimensional explícito de diferencias finitas FLAC^{3D}, y las acciones dinámicas se derivaron de los sismos de Michoacán en 1985 y Tehuacán en 1999. En todos los análisis se empleó un modelo constitutivo elástico lineal, aunque la no linealidad en la respuesta del suelo se tomó en cuenta en forma aproximada con el uso de parámetros equivalentes.

De las conclusiones derivadas de la presente investigación, destaca el hecho de que las inclusiones por sí mismas no son capaces de modificar en forma importante los movimientos en campo libre, aunque su presencia sí influye en la respuesta sísmica cuando se consideran en combinación con alguna estructura en la superficie. La incidencia que tiene la longitud, espaciamiento y condiciones de apoyo de las inclusiones es relativamente pequeña, y el aspecto más importante a tomar en cuenta en el análisis dinámico del sistema son las características de la estructura considerada.

ABSTRACT

The main objective of the present work is to evaluate the changes in the free field response do to the presence of a group of rigid inclusions embedded in the soft soil deposits of Mexico City, particularly at the SCT site. In order to provide the readers with the necessary background to understand all aspects involved in the executed numerical analysis, in the early chapters it is discussed the dynamic behavior of the Mexico City clayed soils, the main features of the foundation system based on rigid inclusions, and the peculiarities of numerical analysis of soil-structure interaction.

Numerical research was conducted using the tridimensional explicit finite difference code $FLAC^{3D}$, and the dynamic inputs were derived from the Michoacán earthquake in 1985 and the Tehuacán earthquake in 1999. All analysis were conducted using a linear elastic constitutive model, while the soil nonlinearity was taken into account in a approximated manner by using equivalent parameters.

From the conclusions derived of this research, stands out the fact that inclusions themselves are not capable of modifying significantly the free field response, although their presence does affect the seismic performance when considered in combination with any surface structure. The influence of the length, spacing and support conditions of inclusions is relatively small, and the most important aspect to take into account in the dynamic analysis of the system is the considered structure.

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, que su apoyo incondicional ha sido siempre la base de todos mis logros.

A Valerie, por estar siempre a mi lado brindándome su comprensión, paciencia y amor.

A mi asesor de tesis el Dr. Efraín Ovando, por la orientación y ayuda brindada en la realización de este trabajo, así como por la confianza y amistad ofrecida desde el primer día.

Al Dr. Eduardo Botero, por la invaluable asesoría brindada.

Al Dr. Gabriel Auvinet, al Dr. José Luis Rangel, al Dr. Juan Félix Rodríguez, y al Ing. Jorge Bricio; cuyos comentarios y correcciones ayudaron a enriquecer este trabajo.

Al Ing. Juan Francisco Capallera, cuya confianza brindada me permitió acercarme por primera vez a la geotecnia.

A todos mis compañeros de la Maestría y del Instituto de Ingeniería, quienes fueron una parte importante de mi vida durante estos dos años, y que de cada uno me llevo un grato recuerdo.

A todas aquellas personas que de una u otra forma contribuyeron en la culminación de este logro.

Gracias a todos.

CONTENIDO

RESUMEN

ABSTRACT

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. ANTECEDENTES	1
1.2. OBJETIVOS Y ALCANCES	2
1.3. CONTENIDO Y ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	2
CAPÍTULO 2. CARACTERÍSTICAS Y COMPORTAMIENTO CÍCLICO DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MÉXICO	5
2.1. INTRODUCCIÓN.....	5
2.2. SISMICIDAD	9
2.3. PROPIEDADES CÍCLICAS	13
2.3.1. Módulo de Rigidez al Corte	14
2.3.2. Amortiguamiento Histerético.....	19
2.3.3. Respuesta Esfuerzo - Deformación	20
2.3.4. Generación de Presión de Poro	22
2.4. RESPUESTA SÍSMICA.....	22
2.4.1. Efectos de Sitio	22
2.4.2. Modificación de la Respuesta Sísmica con el Tiempo.....	25
CAPÍTULO 3. INCLUSIONES RÍGIDAS	29
3.1. INTRODUCCIÓN.....	29
3.2. RESEÑA HISTÓRICA.....	30
3.3. TIPOS DE INCLUSIONES RÍGIDAS	33
3.3.1. Inclusiones Prefabricadas.....	34
3.3.2. Inclusiones Construidas <i>in situ</i>	35
3.3.2.1. <i>De Concreto o Mortero</i>	35
3.3.2.2. <i>Mezclas de Suelo y Aglutinante</i>	38
3.4. PRINCIPIO DE FUNCIONAMIENTO DE LAS INCLUSIONES RÍGIDAS	40
3.4.1. Arqueo.....	40
3.4.2. Fricción Negativa.....	43
3.5. USO DE INCLUSIONES RÍGIDAS EN EL VALLE DE MÉXICO.....	43
CAPÍTULO 4. MODELADO NUMÉRICO DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA	47
4.1. INTRODUCCIÓN.....	47
4.2. INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA	47
4.2.1. Métodos de Subestructura	48
4.2.2. Método Directo	49
4.3. MÉTODO DE DIFERENCIAS FINITAS – FLAC ^{3D}	51

4.4.	PRINCIPALES ASPECTOS EN EL MODELADO NUMÉRICO DE SISTEMAS DINÁMICOS	51
4.4.1.	Condiciones de Frontera Dinámicas	51
4.4.1.1.	<i>Fronteras Absorbentes</i>	52
4.4.1.2.	<i>Fronteras de Campo Libre</i>	52
4.4.2.	Acciones Dinámicas	53
4.4.2.1.	<i>Duración</i>	54
4.4.2.2.	<i>Deconvolución del Movimiento de Diseño</i>	55
4.4.2.3.	<i>Aplicación de la Historia de Tiempo</i>	56
4.4.3.	Amortiguamiento Material	58
4.4.3.1.	<i>Amortiguamiento Local</i>	59
4.4.3.2.	<i>Amortiguamiento Histerético</i>	59
4.4.3.3.	<i>Amortiguamiento Rayleigh</i>	61
4.4.3.4.	<i>Amortiguamiento Natural de los Modelos Constitutivos</i>	62
	CAPÍTULO 5. ANÁLISIS NUMÉRICO	65
5.1.	INTRODUCCIÓN	65
5.2.	CONDICIONES GENERALES DE ANÁLISIS	65
5.2.1.	Caracterización del Sitio en Estudio	65
5.2.1.1.	<i>Estratigrafía de Análisis</i>	68
5.2.1.2.	<i>Propiedades Dinámicas</i>	69
5.2.2.	Movimientos de Entrada	74
5.2.2.1.	<i>Duración</i>	75
5.2.2.2.	<i>Deconvolución</i>	76
5.3.	CALIBRACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS EN CAMPO LIBRE	79
5.3.1.	Sin Amortiguamiento Material	79
5.3.2.	Con Amortiguamiento Local	83
5.3.3.	Con Amortiguamiento Histerético	86
5.3.4.	Con Amortiguamiento Rayleigh	88
5.4.	MODELADO DE LAS INCLUSIONES RÍGIDAS	93
5.5.	COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE GRUPOS DE INCLUSIONES	97
5.5.1.	Casos Analizados	97
5.5.2.	Propiedades de las Inclusiones	100
5.5.3.	Propiedades de la Estructura en Superficie	101
5.5.4.	Implementación Numérica	101
5.5.5.	Resultados	104
	CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES	123
	BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS	127
	ANEXO 1. FORMULACIÓN NUMÉRICA DEL PROGRAMA FLAC^{3D}.	
	ANEXO 2. RESPUESTA DE PILOTES FLEXIBLES ANTE CARGA LATERAL (RANDOLPH, 1981).	

LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1** Cuenca de México.
- Figura 2.2** Zonificación geotécnica de la Ciudad (modificado de Marsal y Mazari, 1959).
- Figura 2.3** Zonificación geotécnica actual (NTC-RCDF, 2004).
- Figura 2.4** Corte estratigráfico en el Centro Histórico (Santoyo y Gutiérrez, 1990).
- Figura 2.5** Placas tectónicas y tipos de fallas (Kostoglodov y Pacheco, 1999).
- Figura 2.6** Grupos de sismos que afectan al Valle de México y sus posibles regiones de ocurrencia (Rosenblueth *et al.*, 1989).
- Figura 2.7** Sistemas de fallas de la Cuenca de México (Rosenblueth *et al.*, 1989).
- Figura 2.8** Localización de los sismos más importantes en México (Kostoglodov y Pacheco, 1999).
- Figura 2.9** Efecto de σ'_c y (I_p-I_r) en el módulo de rigidez al corte máximo (Romo, 1995).
- Figura 2.10** Resistencia a la penetración y velocidad de ondas de corte como función de la profundidad en un sitio de la zona lacustre de la ciudad (Ovando y Romo, 1991).
- Figura 2.11** Efecto del esfuerzo de confinamiento en las curvas de degradación del módulo de rigidez al corte (Romo, 1995).
- Figura 2.12** Curvas de degradación del módulo normalizadas (Romo, 1995).
- Figura 2.13** Parámetros γ_r , A y B (Romo, 1995).
- Figura 2.14** Degradación del módulo por fatiga (Romo, 1995).
- Figura 2.15** Definición del amortiguamiento histerético.
- Figura 2.16** Curvas de la relación de amortiguamiento crítico (Romo, 1995).
- Figura 2.17** Componentes de deformación dinámica (Romo, 1995).
- Figura 2.18** Efecto de la deformación cíclica en la deformación permanente (Romo, 1995).
- Figura 2.19** Relación esfuerzo dinámico–deformación plástica (Romo, 1995).
- Figura 2.20** Registros acelerográficos del sismo de 1985 respecto a la zonificación geotécnica actual.
- Figura 2.21** Espectros de respuesta del sismo de 1985 en diferentes sitios del Valle de México.
- Figura 2.22** Ordenadas del espectro de Fourier para sitios de terreno duro como función de la distancia epicentral para una frecuencia de 0.5 Hz (Singh y Ordaz, 1990).
- Figura 2.23** Asentamiento regional de la referencia TICA de la Catedral (Santoyo *et al.*, 2005).
- Figura 2.24** Cambio en las velocidades de propagación de ondas de corte en el sitio SCT (modificado de Jaime *et al.*, 1987; Franco, 2002).
- Figura 2.25** Predicción del cambio en las propiedades dinámicas con el tiempo para las arcillas de los sitios SCT y CAO (modificado de Ovando *et al.*, 2007).
- Figura 2.26** Evolución del espectro de respuesta en los sitios SCT y CAO para el sismo de 1985 (modificado de Ovando *et al.*, 2007).
- Figura 3.1** Elementos del sistema a base de inclusiones rígidas (Briançon *et al.*, 2004).
- Figura 3.2** Representación esquemática de la cimentación del acueducto Chapultepec-Tenochtitlán (Auvinet y Rodríguez, 2006).
- Figura 3.3** Catedral Metropolitana de la Ciudad de México y su cimentación original (modificado de Auvinet y Rodríguez, 2006).
- Figura 3.4** Palacio de minería y su cimentación (Auvinet y Rodríguez, 2006).
- Figura 3.5** Pilotes de fricción negativa.
- Figura 3.6** Pilotes de control.
- Figura 3.7** Pilotes entrelazados.
- Figura 3.8** Puente Rion-Antirion (Pecker, 2004).
- Figura 3.9** Inclusiones prefabricadas: a) de madera, b) metálicas y c) de concreto.
- Figura 3.10** Columnas de concreto vibrado, VCC (Balfour Beatty, 2013).

- Figura 3.11** Micropilotes inyectados (Rodríguez, 2001).
- Figura 3.12** Columnas de módulo controlado, CMC (Menard, 2013).
- Figura 3.13** Inclusiones de mortero envueltas en geotextil (Koerner, 1985).
- Figura 3.14** “Jet grouting” (Rodríguez, 2001).
- Figura 3.15** “Cutter soil mixing” (Malcolm Drilling Co., 2013).
- Figura 3.16** “Deep soil mixing” (Malcolm Drilling Co., 2013).
- Figura 3.17** Columnas de cal-cemento mezcladas in situ (Rodríguez, 2001)
- Figura 3.18** Fenómeno del arqueo en el sistema a base de inclusiones rígidas.
- Figura 3.19** Tomografías computarizadas de rayos X de un modelo a escala de inclusiones rígidas con una plataforma de distribución constituida por a) arena Toyoura, b) Arena sílica no. 7, c) arena sílica no. 8, d) Arcilla (Eskişara *et al.*, 2012).
- Figura 3.20** Mecanismo de falla desarrollado en la plataforma de distribución constituida de arcilla endurecida (Rodríguez, 2010).
- Figura 3.21** Esfuerzos principales en la plataforma de distribución (modificado de ASIRI, 2012).
- Figura 3.22** Sistema de inclusiones adoptado (Rodríguez y Auvinet, 2006).
- Figura 3.23** Asentamientos diferenciales registrados (Rodríguez y Auvinet, 2006).
- Figura 3.24** Inclusiones rígidas empleadas en la Catedral (Santoyo y Ovando, 2006).
- Figura 3.25** Velocidades de deformación antes y después de la construcción de las inclusiones rígidas (Santoyo y Ovando, 2006).
- Figura 4.1** Interacción cinemática suelo-estructura (Kramer, 1996).
- Figura 4.2** Interacción suelo-estructura con el método de subestructura (Wolf, 1985).
- Figura 4.3** Esquema del método directo de interacción suelo-estructura.
- Figura 4.4** Condiciones de frontera adecuadas para análisis dinámicos de interacción suelo-estructura (Itasca, 2003).
- Figura 4.5** Definición de la duración entre corchetes (Kramer, 1996).
- Figura 4.6** Movimiento de entrada para los modelos numéricos (modificado de Mejia y Dawson, 2006).
- Figura 4.7** Sistema estratificado analizado por el programa SHAKE.
- Figura 4.8** Generación del movimiento de entrada para el modelo numérico.
- Figura 4.9** Historias de aceleraciones calculadas en la superficie (modificado de Mejia y Dawson, 2006).
- Figura 4.10** Espectros de respuesta en superficie (modificado de Mejia y Dawson, 2006).
- Figura 4.11** Clasificación de los diferentes modelos de amortiguamiento.
- Figura 4.12** Variación de la relación de amortiguamiento crítico normalizada respecto a la frecuencia circular (Itasca, 2003).
- Figura 4.13** Ciclo de histéresis producido por el modelo Mohr-Coulomb.
- Figura 4.14** Módulo de rigidez y relación de amortiguamiento críticos normalizados para el modelo Mohr-Coulomb (Itasca, 2003).
- Figura 5.1** Ubicación del sitio SCT (Google Earth, 2013).
- Figura 5.2** Zonificación geotécnica de la Ciudad de México (modificado de NTC-RCDF, 2004).
- Figura 5.3** Croquis de localización de los sondeos de campo realizados en el sitio SCT en los años 1986 y 2000 (Franco, 2002).
- Figura 5.4** Perfiles de contenido de agua, resistencia de punta del cono eléctrico y velocidad de propagación de ondas de corte, en el año de 1986 (modificado de Jaime *et al.*, 1987).
- Figura 5.5** Perfiles de contenido de agua, resistencia de punta del cono eléctrico y velocidad de propagación de ondas de corte, en el año 2000 (modificado de Franco, 2002).
- Figura 5.6** Módulos de rigidez al corte para pequeñas deformaciones.
- Figura 5.7** Variación del intervalo de tiempo crítico con la relación de Poisson.
- Figura 5.8** Curvas de degradación del módulo de rigidez al corte normalizadas.
- Figura 5.9** Curvas de la relación de amortiguamiento crítico.
- Figura 5.10** Periodo dominante del suelo, T_s (modificado de NTC-RCDF, 2004).

- Figura 5.11** Registros acelerográficos de los sismos seleccionados.
- Figura 5.12** Espectros de respuesta de los sismos seleccionados.
- Figura 5.13** Espectros de amplitud de Fourier de los sismos seleccionados.
- Figura 5.14** Intensidad de Arias normalizada de los dos registros seleccionados.
- Figura 5.15** Deconvolución para la generación del movimiento de entrada.
- Figura 5.16** Movimientos de entrada en términos de esfuerzos cortantes.
- Figura 5.17** Respuesta en campo libre en términos de aceleraciones, deformaciones angulares y esfuerzos cortantes máximos con la profundidad para el sismo de Michoacán.
- Figura 5.18** Respuesta en campo libre en términos de aceleraciones, deformaciones angulares y esfuerzos cortantes máximos con la profundidad para el sismo de Tehuacán.
- Figura 5.19** Malla de diferencias finitas para la calibración de los movimientos en campo libre.
- Figura 5.20** Espectro de respuesta en superficie del modelo numérico sin amortiguamiento material para el sismo de Michoacán.
- Figura 5.21** Respuesta en campo libre del modelo numérico sin amortiguamiento material para el sismo de Michoacán.
- Figura 5.22** Espectro de respuesta en superficie del modelo numérico sin amortiguamiento material para el sismo de Tehuacán.
- Figura 5.23** Respuesta en campo libre del modelo numérico sin amortiguamiento material para el sismo de Tehuacán.
- Figura 5.24** Espectro de respuesta en superficie del modelo numérico con amortiguamiento local para el sismo de Michoacán.
- Figura 5.25** Respuesta en campo libre del modelo numérico con amortiguamiento local para el sismo de Michoacán.
- Figura 5.26** Espectro de respuesta en superficie del modelo numérico con amortiguamiento local para diferentes relaciones de amortiguamiento crítico (sismo de Michoacán).
- Figura 5.27** Espectro de respuesta en superficie del modelo numérico con amortiguamiento local para el sismo de Tehuacán.
- Figura 5.28** Respuesta en campo libre del modelo numérico con amortiguamiento local para el sismo de Tehuacán.
- Figura 5.29** Ajuste de las curvas de degradación del módulo de rigidez al corte normalizadas.
- Figura 5.30** Espectro de respuesta en superficie del modelo numérico con amortiguamiento histerético para el sismo de Michoacán.
- Figura 5.31** Respuesta en campo libre del modelo numérico con amortiguamiento histerético para el sismo de Michoacán.
- Figura 5.32** Espectro de respuesta en superficie del modelo numérico con amortiguamiento histerético para el sismo de Tehuacán.
- Figura 5.33** Espectro de respuesta en superficie del modelo numérico con amortiguamiento Rayleigh para diferentes valores de f_{min} (sismo de Michoacán).
- Figura 5.34** Determinación de la frecuencia central (sismo de Michoacán).
- Figura 5.35** Espectro de respuesta en superficie del modelo numérico con amortiguamiento Rayleigh y $f_{min} = 0.65$ Hz (sismo de Michoacán).
- Figura 5.36** Respuesta en campo libre del modelo numérico con amortiguamiento Rayleigh y $f_{min} = 0.65$ Hz (sismo de Michoacán).
- Figura 5.37** Determinación de la frecuencia central (sismo de Tehuacán).
- Figura 5.38** Espectro de respuesta en superficie del modelo numérico con amortiguamiento Rayleigh y $f_{min} = 1.10$ Hz (sismo de Tehuacán).
- Figura 5.39** Respuesta en campo libre del modelo numérico con amortiguamiento Rayleigh y $f_{min} = 1.10$ Hz (sismo de Tehuacán).
- Figura 5.40** Modelos numéricos para evaluar los elementos sólidos y los elementos viga.
- Figura 5.41** Desplazamientos horizontales de las columnas empotradas utilizando elementos sólidos y elementos viga.

- Figura 5.42** Desplazamientos horizontales de las columnas empotradas variando el número de elementos sólidos empleados.
- Figura 5.43** Modelo numérico para la evaluación de los elementos viga tomando en cuenta el suelo circundante.
- Figura 5.44** Desplazamiento horizontal de las inclusiones tomando en cuenta el suelo circundante.
- Figura 5.45** Idealización de los sistemas analizados.
- Figura 5.46** Análisis pertenecientes al grupo A.
- Figura 5.47** Análisis pertenecientes al grupo B.
- Figura 5.48** Malla de uno de los modelos numéricos implementados.
- Figura 5.49** a) Estructura en superficie y b) Inclusiones rígidas.
- Figura 5.50** Ubicaciones monitoreadas en los modelos numéricos.
- Figura 5.51** Espectros de respuesta normalizados del grupo A para el sismo de Michoacán.
- Figura 5.52** Espectros de respuesta normalizados del grupo A para el sismo de Tehuacán.
- Figura 5.53** Espectro de respuesta en campo libre para el sismo de Tehuacán, tomando en cuenta las condiciones estratigráficas de 1986.
- Figura 5.54** Espectros de respuesta normalizados del grupo A para el sismo de Tehuacán, tomando en cuenta las condiciones estratigráficas de 1986.
- Figura 5.55** Aceleraciones máximas normalizadas en el corte AA' del grupo A.
- Figura 5.56** Esfuerzos verticales máximos normalizados en el corte AA' del grupo A.
- Figura 5.57** Esfuerzos horizontales máximos normalizados en el corte AA' del grupo A.
- Figura 5.58** Distribución de fuerzas axiales estáticas.
- Figura 5.59** Distribución de fuerzas axiales máximas normalizadas para el sismo de Michoacán.
- Figura 5.60** Distribución de fuerzas axiales máximas normalizadas para el sismo de Tehuacán.
- Figura 5.61** Distribución de fuerzas cortantes máximas para el sismo de Michoacán.
- Figura 5.62** Distribución de fuerzas cortantes máximas para el sismo de Tehuacán.
- Figura 5.63** Distribución de momentos flexionantes máximos para el sismo de Michoacán.
- Figura 5.64** Distribución de momentos flexionantes máximos para el sismo de Tehuacán.
- Figura 5.65** Espectros de respuesta normalizados del grupo B para el sismo de Michoacán.
- Figura 5.66** Espectros de respuesta normalizados del grupo B para el sismo de Tehuacán.
- Figura 5.67** Espectros de respuesta normalizados del grupo C para el sismo de Michoacán.
- Figura 5.68** Espectros de respuesta normalizados del grupo C para el sismo de Tehuacán.
- Figura 5.69** Espectros de respuesta normalizados del grupo D para el sismo de Michoacán.
- Figura 5.70** Espectros de respuesta normalizados del grupo D para el sismo de Tehuacán.
- Figura 5.71** Espectros de respuesta normalizados del grupo E para el sismo de Michoacán.
- Figura 5.72** Espectros de respuesta normalizados del grupo E para el sismo de Tehuacán.
- Figura A1.1** Ciclo básico de cálculo (Itasca, 2003).
- Figura A1.2** a) Elemento tetraédrico en FLAC^{3D}, b) Discretización de una zona hexaédrica en elementos tetraédricos (modificado de Itasca, 2003).
- Figura A2.1** Definición de ρ_c y G_c .
- Figura A2.2** Curvas generalizadas para a) el perfil de deformaciones horizontales y b) el perfil de momentos flexionantes, para una carga lateral puntual en la cabeza del pilote.
- Figura A2.3** Curvas generalizadas para a) el perfil de deformaciones horizontales y b) el perfil de momentos flexionantes, para momento en la cabeza del pilote.

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1	Valores típicos de los parámetros N_k y η (Ovando y Romo, 1991).
Tabla 4.1	Funciones implementadas en FLAC ^{3D} para ajustar las curvas de degradación del módulo de rigidez al corte (Itasca, 2003).
Tabla 5.1	Estratigrafía de análisis para el año 1986.
Tabla 5.2	Estratigrafía de análisis para el año 2000.
Tabla 5.3	Relaciones entre parámetros elásticos.
Tabla 5.4	Parámetros equivalentes obtenidos del análisis de deconvolución.
Tabla 5.5	Propiedades de la columna modelada.
Tabla 5.6	Resumen de los análisis ejecutados.

SIMBOLOGÍA

$[B]$	=	Matriz de fuerzas de cuerpo.
$[f]^n$	=	Matriz de fuerzas nodales.
$[K]$	=	Matriz de rigidez del sistema.
$[M]$	=	Matriz de masas del sistema.
A	=	Parámetro del suelo para modelar las curvas de degradación.
a	=	Aceleración.
A^f	=	Área de una de las caras de los elementos tetraédricos.
A_{max}^f	=	Área de la cara más grande de un elemento tetraédrico.
a_s	=	Parámetro de ajuste de las funciones Sig3 y Sig4.
B	=	Parámetro del suelo para modelar las curvas de degradación.
b_s	=	Parámetro de ajuste de las funciones Sig3 y Sig4.
C	=	Matriz de amortiguamiento Rayleigh.
C_c	=	Índice de compresibilidad.
d	=	Diámetro.
E	=	Módulo de elasticidad.
e	=	Relación de vacíos.
E_p	=	Módulo de elasticidad del pilote.
E_u	=	Módulo de elasticidad no drenado.
f'_c	=	Resistencia en compresión simple del concreto.
f_m^*	=	Resistencia en compresión referida al área bruta de los tabiques.
F_i	=	Fuerza fuera de balance del sistema.
\mathcal{F}_i	=	Fuerza amortiguadora para el esquema de solución estática.
f_{min}	=	Frecuencia central para el rango en que el amortiguamiento Rayleigh es independiente de la frecuencia.
G	=	Módulo de rigidez al corte del suelo.
g	=	Aceleración de la gravedad.
G_c	=	Módulo de rigidez al corte característico.
G_{max}	=	Módulo de rigidez al corte máximo.
G_n	=	Módulo de rigidez al corte del n-ésimo estrato.
G_{sec}	=	Módulo de rigidez al corte secante.
G_{tan}	=	Módulo de rigidez al corte tangente.
H	=	Espesor del depósito de suelo.
H_{ij}^*	=	Función que representa la ecuación constitutiva en su forma incremental.
h_n	=	Espesor del n-ésimo estrato.
I	=	Momento de inercia.
I_a	=	Intensidad de Arias.
I_p	=	Índice de plasticidad.
I_r	=	Consistencia relativa.
K	=	Módulo volumétrico.
k	=	Permeabilidad.
L	=	Logaritmo de la deformación angular.
l	=	Longitud.
L_1	=	Parámetro de ajuste de la función “default”.
L_2	=	Parámetro de ajuste de la función “default”.
l_c	=	Longitud crítica.
M	=	Masa nodal.

m^*	=	Relación del incremento de G^* con la profundidad.
M_0	=	Momento flexionante.
M_b	=	Magnitud de ondas de cuerpo.
M_f	=	Momento de empotramiento.
M_L	=	Magnitud local o de Richter.
N	=	Número de ciclos de carga.
N_e	=	Número de estratos.
n_i	=	Vector unitario normal a la superficie.
N_k	=	Parámetro del suelo para la determinación de V_s a partir de q_c .
n_n	=	Número total de nodos en el medio.
n_t	=	Número de tetraedros dentro de una misma zona.
P	=	Carga puntual.
p_a	=	Presión atmosférica.
q_c	=	Resistencia de punta del cono eléctrico.
S	=	Área de la superficie.
s_{ij}	=	Tensor de velocidad de deformación desviadora.
S_u	=	Resistencia al corte no drenada del suelo.
t	=	Tiempo.
T_s	=	Periodo dominante de vibración del depósito de suelo.
u	=	Desplazamiento lateral.
u_i	=	Componentes del vector de desplazamientos nodales.
V	=	Volumen del elemento.
V_i	=	Velocidad de propagación de ondas de corte del i-ésimo estrato.
v_i	=	Componentes del vector de velocidades nodales.
v_n	=	Velocidad de partícula en dirección normal a la superficie.
V_p	=	Velocidad de propagación de ondas de compresión.
V_s	=	Velocidad de propagación de ondas de corte.
v_s	=	Velocidad de partícula en dirección tangencial a la superficie.
W	=	Energía almacenada.
w	=	Contenido de agua.
x_0	=	Parámetro de ajuste de las funciones Sig3 y Sig4.
y	=	Distancia entre la sección bajo análisis y el extremo libre.
y_0	=	Parámetro de ajuste de la función Sig4.
z	=	Profundidad.
α	=	Constante de amortiguamiento proporcional a la masa.
α_D	=	Constante que contrala la magnitud de la fuerza de amortiguamiento.
α_L	=	Coefficiente de amortiguamiento local.
β	=	Constante de amortiguamiento proporcional a la rigidez.
γ	=	Deformación angular.
γ_c	=	Máxima deformación angular cíclica aplicada.
γ_m	=	Deformación angular cíclica a la que ocurre la fluencia
γ_n	=	Peso volumétrico del n-ésimo estrato.
γ_r	=	Deformación angular de referencia.
γ_{ref}	=	Deformación angular cíclica para el 50% de la degradación.
γ_s	=	Peso volumétrico del suelo.
δ_{ij}	=	Delta de Kroenecker.
Δt	=	Intervalo de tiempo de la solución explícita.
Δt_{crit}	=	Intervalo de tiempo crítico de la solución explícita.
Δt_d	=	Intervalo de tiempo de la solución explícita para análisis dinámicos.
Δt_β	=	Intervalo de tiempo de la solución explicita para el uso de amortiguamiento proporcional a la rigidez del sistema.

ΔW	=	Energía disipada.
$\Delta \varepsilon_{ij}$	=	Incremento de la deformación para un intervalo de tiempo.
$\Delta \sigma_{ij}$	=	Incremento en las componentes del tensor esfuerzo.
ε	=	Deformación unitaria axial.
ζ_{ij}	=	Componentes del tensor velocidad de deformación.
η	=	Parámetro del suelo para la determinación de V_s a partir de q_c .
θ	=	Giro.
κ	=	Parámetro que toma en cuenta la historia de carga.
ν	=	Relación de Poisson.
ζ	=	Relación de amortiguamiento crítico.
ζ_i	=	Relación de amortiguamiento crítico del modo i .
ζ_{max}	=	Relación de amortiguamiento crítico máxima.
ζ_{min}	=	Relación de amortiguamiento crítico mínima.
ρ	=	Densidad.
ρ_c	=	Parámetro que toma en cuenta el grado de homogeneidad en la rigidez de la masa de suelo.
σ	=	Esfuerzo normal medio.
σ'_c	=	Esfuerzo efectivo de confinamiento.
σ_{dy}	=	Esfuerzo axial dinámico.
σ_{ij}	=	Componentes del tensor esfuerzo.
σ^z	=	Primer invariante de la zona hexaédrica.
τ	=	Esfuerzo cortante.
τ_m	=	Esfuerzo cortante de fluencia.
τ_n	=	Tracción en dirección normal a la superficie.
τ_s	=	Tracción en dirección tangencial a la superficie.
φ	=	Ángulo de fricción interna.
ω	=	Frecuencia circular.
ω_i	=	Frecuencia circular del modo i .
ω_{max}	=	Frecuencia circular característica más grande del sistema.
ω_{min}	=	Frecuencia circular para el rango en que el amortiguamiento Rayleigh es independiente de la frecuencia.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

Las particulares características del subsuelo de la Ciudad de México, entre las que destacan la baja resistencia al corte en condiciones no drenadas, y la extremadamente alta compresibilidad; han sido responsables de la constante innovación en los sistemas de cimentación por parte de los ingenieros mexicanos (González, 1948; Correa, 1961; Girault, 1964; Romo, 2002). Dicha innovación no ha estado gobernada únicamente por aspectos técnicos, y generalmente los aspectos económicos tienen también gran injerencia, debido al ambiente altamente competitivo de la ingeniería mundial.

En estructuras y edificaciones medianas, cuyas descargas no son elevadas (presiones medias de contacto inferiores a 60 kPa), generalmente soluciones convencionales como las losas de cimentación superficiales son capaces de cumplir con los estados límite de falla estipulados por el código de construcción local (NTC-RCDF, 2004). Sin embargo, en la mayoría de los casos, este sistema de cimentación no es capaz de satisfacer los estados límite de servicio, es decir, presenta asentamientos totales y diferenciales superiores a los límites máximos permisibles. Lo anterior conlleva al uso de otras soluciones convencionales tales como las cimentaciones compensadas, pilotes de fricción o punta, o combinaciones entre éstas. Desafortunadamente, en el caso de estructuras medianas, estos sistemas presentan una baja relación costo-beneficio. Esta situación ha ocasionado que los ingenieros mexicanos vuelquen su atención a un sistema de cimentación cuyos orígenes se remontan a la Época Precolombina, las inclusiones rígidas (Auvinet y Rodríguez, 2006). Este sistema se basa en el uso de elementos rígidos, encargados de transmitir las cargas superficiales a estratos más resistentes. Involucra también el uso de una plataforma de distribución, generalmente constituida de materiales granulares, que es considerablemente más rígida que el suelo subyacente, y permite la transferencia de las cargas superficiales a la cabeza de las inclusiones (Briançon *et al.*, 2004). Este sistema ha sido satisfactoriamente utilizado en la Ciudad de México para el control de hundimientos (Rodríguez y Auvinet, 2006; Menache y Jaramillo, 2006; Ibarra *et al.*, 2006; Trelles *et al.*, 2008; Holguín *et al.*, 2010; Gutiérrez, 2012), ganando una gran aceptación por parte de los ingenieros mexicanos.

Debido al reciente auge del sistema, no se cuenta con mediciones de su comportamiento durante sismos de gran magnitud. Entre las primeras investigaciones llevadas a cabo a fin de evaluar su comportamiento dinámico, destacan los trabajos de Mayoral y Romo (2006), y de Rangel *et al.* (2006). El primero consiste en un análisis tridimensional de elemento finito en el que se evalúa el comportamiento dinámico de una inclusión aislada. El segundo consiste también en un análisis de elemento finito, pero bidimensional (deformación plana), en el cual se evalúa en forma aproximada un grupo de inclusiones.

1.2. OBJETIVOS Y ALCANCES

El principal objetivo es evaluar las modificaciones de los movimientos en campo libre debido a la presencia de un grupo de inclusiones rígidas embebidas en los depósitos blandos de la Ciudad de México, particularmente en el sitio SCT, en el cual se registraron las máximas ordenadas espectrales durante el sismo de Michoacán en 1985. Además de las inclusiones, se consideró también la presencia de una estructura en la superficie, a fin de tomar en cuenta los efectos inerciales de interacción suelo-estructura en el comportamiento del sistema. El análisis se llevó a cabo mediante el uso del código explícito tridimensional de diferencias finitas FLAC^{3D}, y las acciones sísmicas se derivaron de los sismos de Michoacán en 1985 y Tehuacán en 1999. En todos los análisis se empleó un modelo constitutivo elástico lineal, aunque la no linealidad en la respuesta del suelo se tomó en cuenta de forma aproximada con el uso de parámetros equivalentes. De los resultados obtenidos, se derivan conclusiones generales respecto al comportamiento dinámico del sistema, a fin de señalar al menos en forma cualitativa, los principales aspectos a tomar en cuenta en el diseño sísmico de las inclusiones rígidas.

1.3. CONTENIDO Y ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

En el capítulo 2 se exponen en forma general las principales características de los suelos blandos del Valle de México. Se señalan las principales fuentes sismogénicas que afectan al valle, y los diferentes tipos de sismos relacionados a éstas. También se describe el comportamiento de los suelos blandos ante carga cíclica, a partir de los resultados obtenidos por investigadores mexicanos, en los que se justifica el uso de modelos elásticos para representar la respuesta dinámica de los depósitos arcillosos del Valle de México. Finalmente, se discute en forma general el fenómeno de amplificación que ocurre en estos depósitos, así como la modificación de éste debido a los efectos del hundimiento regional.

En el capítulo 3 se describen las principales características del sistema de cimentación a base de inclusiones rígidas, así como una breve reseña de su origen. Se señalan los diferentes tipos de inclusiones respecto a la clasificación presentada por Briançon *et al.* (2004), la cual a criterio del autor, es la más adecuada para clasificar este tipo de elementos. Se discuten también los principales mecanismos en los que se basa el funcionamiento del sistema, y se mencionan algunas aplicaciones destacadas del mismo en el Valle de México.

En el capítulo 4 se catalogan a las simulaciones numéricas dentro del universo de métodos disponibles para estudiar la interacción suelo-estructura. Con este fin, se mencionan y describen los principales efectos de interacción, y se presenta una clasificación de los métodos más comunes disponibles para su evaluación. También, en forma general, se presentan las bases del programa FLAC^{3D} utilizado en las simulaciones contenidas en la presente investigación, así como la descripción de los principales aspectos que deben tomarse en cuenta en el análisis numérico de sistemas dinámicos, tales como las condiciones de frontera, las acciones dinámicas y el amortiguamiento material.

En el capítulo 5 se discuten cada uno de los aspectos involucrados en la implementación de los modelos numéricos utilizados para evaluar el comportamiento dinámico de las inclusiones rígidas. Se concede gran importancia a la calibración de la respuesta en campo libre, y se aprovecha la oportunidad para evaluar los diferentes esquemas de amortiguamiento implementados en el programa. Asimismo, se describe la forma en que las inclusiones rígidas y la estructura en superficie fueron implementadas en la simulación, a fin de mantener los tiempos de cálculo dentro de límites tolerables. Finalmente, se presentan y comentan los resultados obtenidos para todas las condiciones analizadas.

En el capítulo 6 se presentan las conclusiones derivadas de los análisis ejecutados.

CAPÍTULO 2

CARACTERÍSTICAS Y COMPORTAMIENTO CÍCLICO DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MÉXICO

2.1. INTRODUCCIÓN

La Ciudad de México se encuentra ubicada dentro de la Cuenca de México (Figura 2.1), la cual comprende los valles de México, Cuautitlán, Apan y Tizayuca; en la parte central del territorio nacional. La Cuenca de México es una cuenca cerrada que terminó de formarse hace unos 600,000 años en el Pleistoceno, con las erupciones basálticas de la sierra del Chichinautzin (Mooser, 1956). A partir de su formación, comenzó un proceso de deposición y alteración fisicoquímica de los materiales aluviales y cenizas volcánicas. El peculiar ambiente lacustre de sedimentación originado por el cierre de la cuenca, afectado por diversos periodos de actividad volcánica y glaciaciones, propiciaron la formación de depósitos de suelo con características singulares tanto en sus propiedades índice, como en su comportamiento mecánico, llamando la atención de investigadores alrededor del mundo.

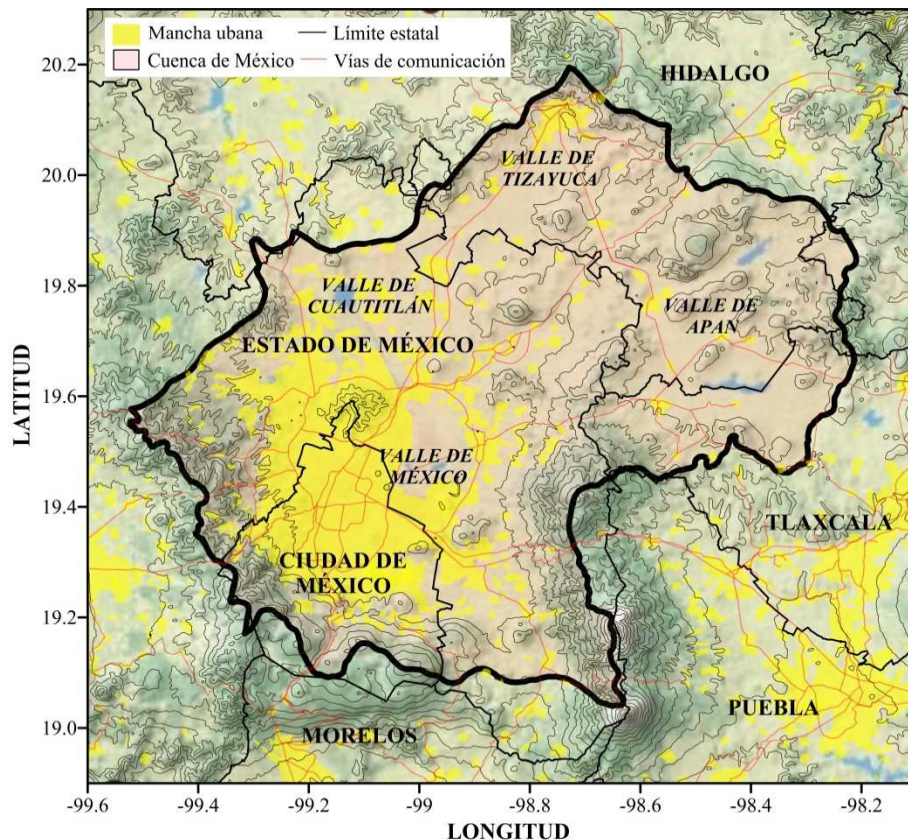


Figura 2.1 Cuenca de México

Entre las propiedades notables destacan (Auvinet, 2012):

- Relación de vacíos, e : 5 – 10
- Contenido de agua, w : 220 – 420%
- Límite líquido, LL : 110 – 458%
- Límite plástico, LP : 37 – 116%
- Índice de plasticidad, I_p : 73 – 342%
- Permeabilidad, k : 1×10^{-7} cm/s
- Índice de compresibilidad, C_c : 3 -8,
- Módulo de elasticidad no drenado, E_u : 4,000 – 7,000 kPa
- Resistencia al corte no drenada, S_u : 15 – 35 kPa
- Sensibilidad : 8
- Ángulo de fricción interna, φ : 34 – 41°

Además de las peculiares propiedades ingenieriles, existen muchos otros problemas geotécnicos en los depósitos arcillosos de la Ciudad de México entre los que destacan el hundimiento regional, fenómenos de amplificación sísmica, variaciones espaciales y temporales en las propiedades, restos de cimentaciones y estructuras prehispánicas, presencia de grietas, etc.; los cuales han plantado un complejo panorama a la ingeniería geotécnica mexicana, y motivado el minucioso, sistemático y continuo estudio del subsuelo de la ciudad.

El antecedente más completo sobre la caracterización del subsuelo, y punto de partida de muchos otros estudios se debe a Marsal y Mazari (1959). Entre los aportes derivados de sus investigaciones, destaca el plano de zonificación geotécnica de la ciudad (Figura 2.2), producto de la interpretación y análisis de una enorme cantidad de sondeos y pruebas de laboratorio, y que fue la base de zonificaciones posteriores implementadas en los códigos de construcción. El plano divide al área urbana en tres zonas con características geotécnicas diferentes. La *Zona de Lomas* comprende la parte poniente de la ciudad asentada en las faldas de la Sierra de las Cruces, formada por terrenos compactos arenolimosos y tobas pumíticas; y la parte sur, asentada sobre los derrames basálticos del Pedregal. La *Zona de Transición* forma una franja entre los suelos lacustres y las serranías que rodean al valle, o los aparatos volcánicos dentro del mismo, y está constituida por intercalaciones de arcilla y limos arenosos en donde los suelos compresibles rara vez exceden los 20 m de profundidad. La *Zona de Lago* se caracteriza por la presencia de depósitos de arcilla blanda de gran espesor, los cuales exhiben las notables características mencionadas previamente.

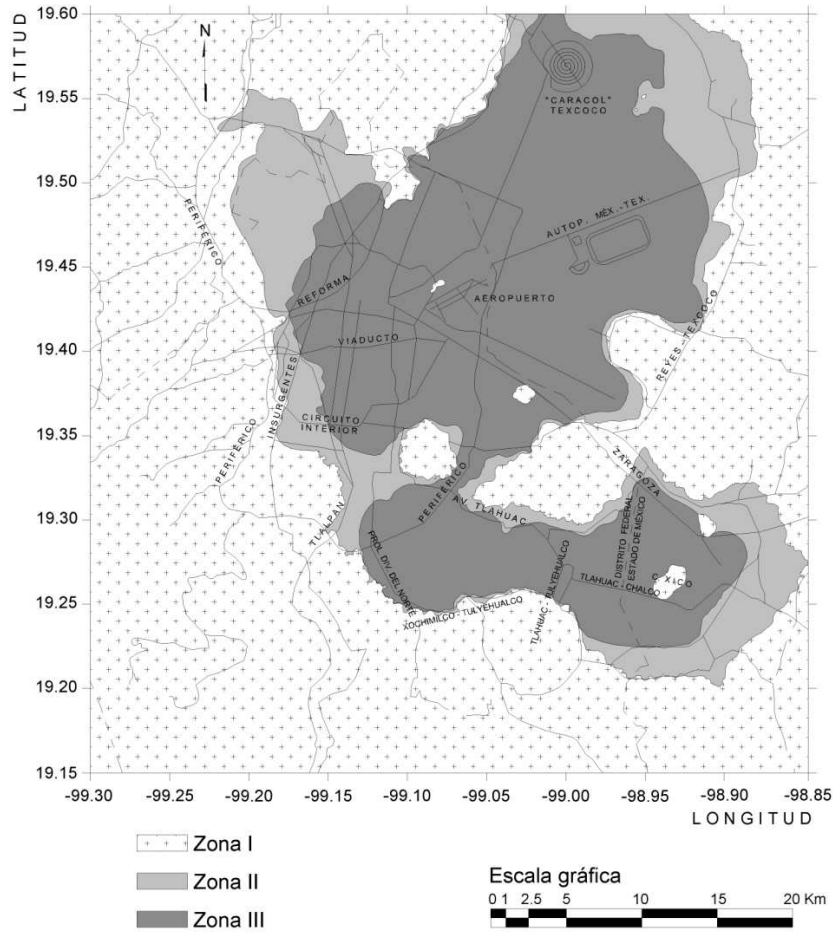


Figura 2.3 Zonificación geotécnica actual (NTC-RCDF, 2004)

En la Figura 2.4 se presenta un corte estratigráfico típico de la Zona del Lago, en el cual se identifican las siguientes unidades:

- *Costra superficial (CS)*. Constituida por restos de construcciones y rellenos, sobreyaciendo en algunos casos un depósito aluvial blando de pequeño espesor y una costra seca de arcilla endurecida.
- *Formación arcillosa superior (FAS)*. Formada por suelos arcillosos muy blandos, que presentan grados de consolidación variables de acuerdo con su origen geológico y con los efectos de sobrecargas superficiales y bombeo profundo. Los estratos de arcilla están interrumpidos por lentes duros de pequeño espesor que pueden ser costras de secado solar, arena basáltica o vidrio pómez.
- *Capa dura (CD)*. Depósito heterogéneo en donde predominan limos arenosos con algo de arcilla y ocasionales gravas, de cementación errática y espesor variable.
- *Formación arcillosa inferior (FAI)*. Constituida por una secuencia de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior.
- *Depósitos profundos (DP)*. Constituidos por una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio.

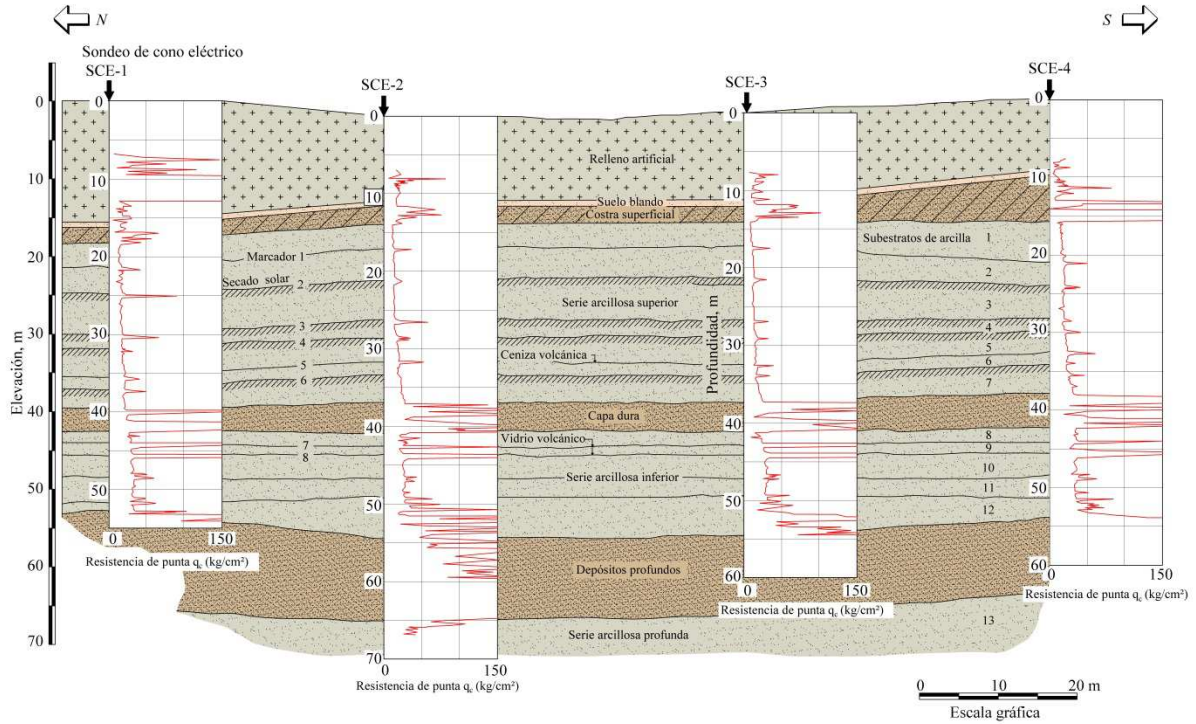


Figura 2.4 Corte estratigráfico en el Centro Histórico (Santoyo y Gutiérrez, 1990)

2.2. SISMICIDAD

La corteza terrestre se compone de una serie de bloques rígidos llamados placas tectónicas que se mueven en diferentes direcciones. Algunas se deslizan rozando una contra otra (movimiento transcurrente). Otras, al chocar frontalmente, generan lo que se denomina una zona de subducción. En estas regiones una placa cabalga sobre la otra (movimiento de compresión); la placa más densa (generalmente las placas oceánicas) penetra bajo la de menor densidad (generalmente las placas continentales). En las regiones donde se presenta el movimiento de extensión se produce un distanciamiento entre las placas.

A medida que tiene lugar el movimiento relativo entre placas, se almacena energía de deformación elástica en los materiales cercanos a las fronteras, y se produce un incremento de los esfuerzos cortantes en los planos de falla que separan a las placas. Cuando los esfuerzos cortantes alcanzan la resistencia de la roca, se produce el fracturamiento en el contacto y la energía almacenada es liberada en forma de calor, deformación y energía sísmica que se propaga por el interior de la tierra. La energía sísmica se propaga a través de ondas mecánicas, que al alcanzar la superficie producen los sismos o terremotos que percibimos.

El territorio mexicano está contenido en cinco placas tectónicas (Figura 2.5). La mayor parte del país se encuentra sobre la placa Norteamericana. Esta gran placa tectónica contiene a todo Norteamérica,

parte del océano Atlántico y parte de Asia. La península de Baja California se localiza sobre la placa del Pacífico. Sobre esta placa también se encuentra gran parte del estado de California en Estados Unidos y del océano Pacífico. El sur de Chiapas se ubica dentro de la placa del Caribe, la cual contiene a gran parte de las islas caribeñas y los países de Centro América. Otras dos pequeñas placas oceánicas conforman el rompecabezas tectónico de México; Cocos y Rivera. Estas dos placas oceánicas están situadas bajo el océano Pacífico.

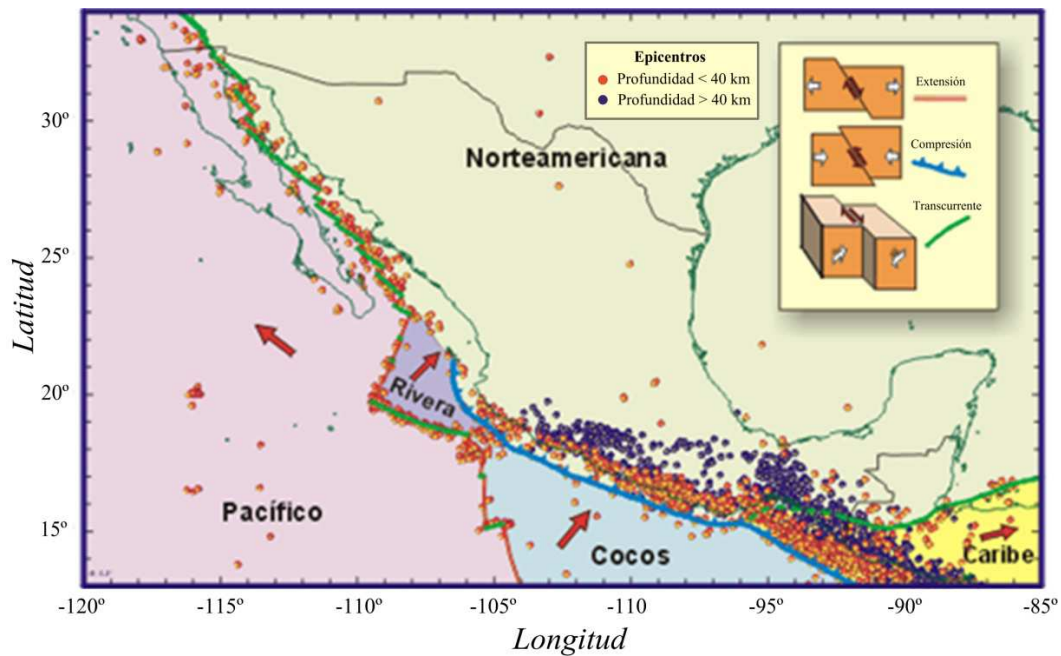


Figura 2.5 Placas tectónicas y tipos de fallas (Kostoglodov y Pacheco, 1999)

La placa del Caribe se mueve hacia el Este respecto a la de Norteamérica, a lo largo del sistema de fallas Polochic-Motagua. El movimiento entre estas dos placas es transcurrente, al igual que el movimiento entre la placa del Pacífico y la de Norteamérica, en el Norte de Baja California. La placa del Pacífico se mueve hacia el noroeste respecto a Norteamérica. Este movimiento también genera zonas de extensión entre las placas del Pacífico y Norteamérica bajo el Mar de Cortés. Entre las placas del Pacífico y Rivera, y entre las de Pacífico y Cocos, también se dan movimientos de extensión y transversos. Las placas de Rivera y Cocos chocan contra la placa Norteamericana a lo largo de la Fosa Mesoamericana produciendo compresión.

Los sismos que afectan al Valle de México están asociados a estos movimientos entre placas y pueden clasificarse según su origen en cuatro diferentes grupos (Rosenblueth *et al.*, 1989) (Figura 2.6):

1. Sismos locales (L),
2. Sismos originados en la placa Norteamericana (A),
3. Sismos de profundidad intermedia (N), y
4. Sismos de subducción (G).

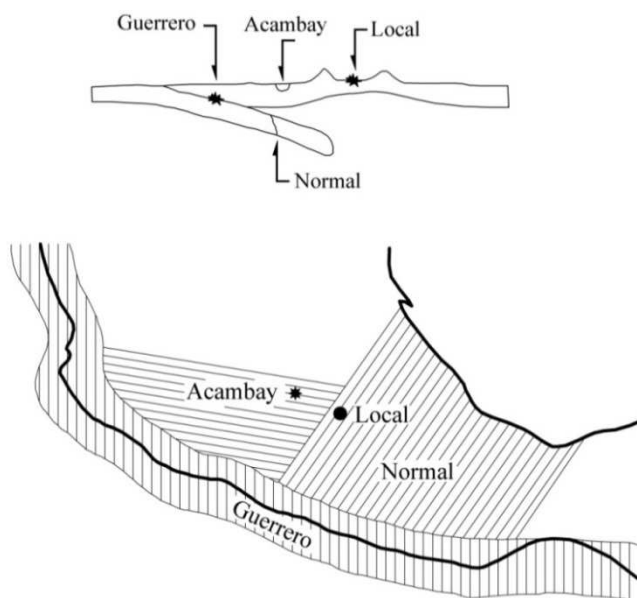


Figura 2.6 Grupos de sismos que afectan al Valle de México y sus posibles regiones de ocurrencia (Rosenblueth *et al.*, 1989).

Sismos Locales

Tienen su epicentro dentro del valle o sus inmediaciones, generalmente producto de los sistemas de fallas geológicas localizadas debajo de la Cuenca de México (Figura 2.7). La magnitud máxima registrada en el siglo pasado fue de $M_b = 5.5$ (magnitud de ondas de cuerpo). Este acotamiento superior de la magnitud, apreciablemente menor que en otros sitios del Eje Neovolcánico, se relaciona con el corto espesor de la corteza bajo el valle, y con lo somero de la isoterma local de 300°C , ya que a mayores temperaturas las placas continentales no generan sismos (Mooser y Ramírez, 1987).

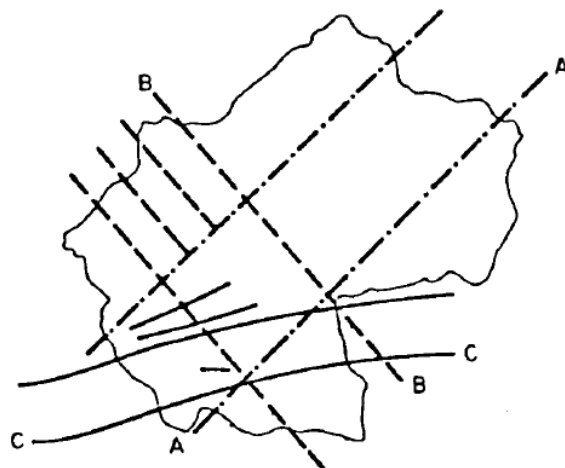


Figura 2.7 Sistemas de fallas de la Cuenca de México (Rosenblueth *et al.*, 1989).

Sismos Originados en la Placa Norteamericana

Conocidos también como corticales, estos eventos tienen lugar dentro de la placa Norteamericana. Ocurren esencialmente debido a dos fenómenos: el desplazamiento de la placa Norteamericana respecto a las placas oceánicas, debido al arrastre y empuje de las corrientes convectivas de magma; y a la flexión inducida por la fricción de las placas oceánicas. Son sismos muy superficiales que no llegan a sobrepasar los 35 km de profundidad, y sus magnitudes son considerablemente menores a los sismos de subducción; sin embargo, debido a su cercanía con la superficie y su ocurrencia a lo largo del Eje Neovolcánico, donde se concentra la mayoría de la población del país, pueden provocar graves daños. El sismo de Acambay en 1912 tuvo una magnitud $M_L = 7.0$ (magnitud local) y ocasionó grandes daños a los pueblos de Acambay y Tixmadejé en el Estado de México. Este sismo es el más característico del grupo y algunos autores se refieren a los movimientos de este tipo como de Acambay. Otro ejemplo es el sismo de Jalapa en 1920 ($M_L = 6.4$), el cual provocó graves daños a la capital veracruzana.

Sismos de Profundidad Intermedia

Se originan a profundidades intermedias de entre 50 y 100 km con magnitudes que disminuyen conforme se alejan del litoral. Han alcanzado magnitudes $M_L = 8.0$ cerca de la costa y alrededor de 6.5 bajo la Cuenca de México. Estos temblores ocurren por el fallamiento normal de la litósfera oceánica subducida bajo la placa continental. Los temblores del Golfo de México, así como los de Jáltipan de 1959 ($M_L = 6.8$), de Orizaba de 1973 ($M_L = 7.2$), y más recientemente el de Tehuacán de 1999 ($M_L = 6.5$), tienen este origen.

Sismos de Subducción

La magnitud de un sismo es función del tamaño de la región que sufre el fracturamiento. Entre mayor sea el área que se rompe por la acción de las fuerzas tectónicas, mayor será la energía liberada. Como la mayor área de contacto entre placas se encuentra en las zonas de subducción, es aquí donde ocurren los sismos más grandes.

En México, la zona de subducción comprende toda la costa del Pacífico, desde Puerto Vallarta hasta Tapachula. A lo largo de esta extensión se han producido los sismos más grandes que se han registrado en el país. La longitud de ruptura de los grandes sismos de subducción, que han ocurrido durante el siglo pasado, varía de unos 50 hasta 200 km de largo. Estos temblores interplaca ocurren por la subducción de las placas oceánicas de Cocos y Rivera bajo la placa Norteamericana. La placa Rivera, que es relativamente pequeña, se desplaza bajo el estado de Jalisco con una velocidad relativa de unos 2.5 cm/año. Por otra parte, la velocidad relativa de la placa de Cocos respecto al continente varía desde unos 5 cm/año cerca de Manzanillo, hasta 8 cm/año en Tehuantepec.

El sismo más grande del que se tenga registro en México, ocurrió el 3 de Junio de 1932 en las costas de Jalisco. Este terremoto tuvo una magnitud $M_L = 8.2$ y una longitud de ruptura de 280 km. Otro sismo importante, tanto por su magnitud ($M_L = 8.1$) como por los daños producidos, fue el sismo de Michoacán del 19 de Septiembre de 1985. A pesar de que su epicentro se encontraba a más de 200 km de la Ciudad de México, fue aquí donde se produjo el mayor daño. Estos sismos de subducción son sismos someros, concentrados entre los 5 y 35 km de profundidad.

En la Figura 2.8 se presenta la localización de algunos de los sismos más importantes registrados en México producidos por las diferentes fuentes sísmicas mencionadas. En el caso de los sismos de subducción, se indica también la zona de ruptura que ocasionó el movimiento. Se observa que existen dos zonas donde no se tiene evidencia reciente de la ocurrencia de grandes sismos. Estas zonas se encuentran en la región de Costa Grande, en Guerrero y en Tehuantepec, en el Estado de Oaxaca. Las regiones donde existe una ausencia actual en la actividad sísmica, pero en las que se tienen registros de sismos importantes ocurridos en el pasado, se denominan *brechas sísmicas*. A estas zonas se asocia la máxima probabilidad de ocurrencia de un gran temblor en un lapso de tiempo relativamente breve. De las mencionadas destaca la de Guerrero, en cuya zona noroeste se han producido grandes temblores en los últimos 100 años y cuya porción sureste no ha dado lugar a eventos de importancia después de los terremotos de 1957 y 1962 (Sing y Ordaz, 1990).

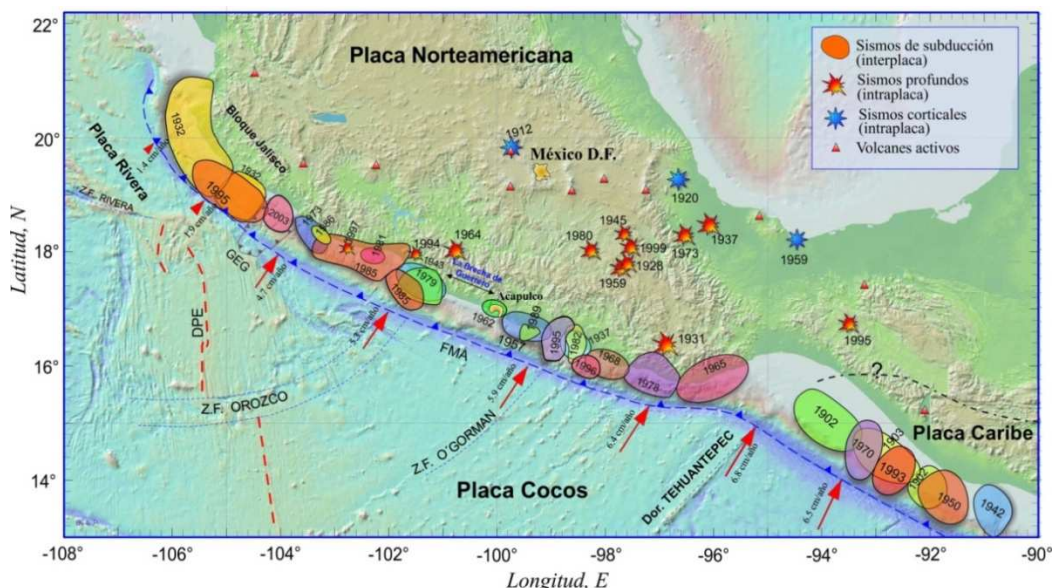


Figura 2.8 Localización de los sismos más importantes en México (Kostoglodov y Pacheco, 1999)

2.3. PROPIEDADES CÍCLICAS

El comportamiento cíclico de las arcillas se puede caracterizar completamente con las cuatro propiedades siguientes: la variación del módulo de rigidez al corte con la deformación angular, el cambio en el amortiguamiento histerético con la deformación angular, la relación esfuerzo-

deformación-presión de poro, y la falla dinámica. Al respecto, un considerable esfuerzo se ha hecho en la determinación de estas propiedades para los suelos arcillosos de la Ciudad de México, motivado principalmente por los catastróficos daños provocados por el sismo del 19 de Septiembre de 1985, y la necesidad de explicar el comportamiento observado. Exhaustivas investigaciones de campo y laboratorio fueron realizadas, y los resultados reportados por Romo y Jaime (1986); Jaime (1987); Jaime y Romo (1988) entre otros.

2.3.1. Módulo de Rigidez al Corte

El módulo de rigidez al corte del suelo depende de la magnitud de la deformación angular cíclica inducida. Existe un rango de deformaciones en el que el módulo de rigidez es independiente de la deformación angular y el suelo presenta un comportamiento de tipo elástico lineal. El valor del módulo en dicho intervalo representa la rigidez que tiene el suelo antes de cualquier perturbación, para las condiciones de confinamiento que se encuentra *in situ*. Para los suelos de la Ciudad de México, este rango es particularmente grande y alcanza valores de deformación de entre 0.2 y 0.5%, dependiendo del índice de plasticidad y de la consistencia relativa del material (Romo, 1995). El valor de este módulo para pequeñas deformaciones puede determinarse en el laboratorio a partir de ensayos de columna resonante, y en campo mediante métodos sísmicos, que permitan la determinación de la velocidad de propagación de ondas de corte, la cual se relaciona con el módulo de rigidez mediante la siguiente expresión:

$$G_{max} = V_s^2 \rho \quad (2.1)$$

donde G_{max} , es el módulo de rigidez al corte para pequeñas deformaciones; V_s , es la velocidad de propagación de ondas de corte; y ρ , es la densidad del material.

El módulo obtenido a partir de ensayos de columna resonante, y el evaluado en pruebas de campo pueden derivar en resultados diferentes, debido principalmente a efectos de envejecimiento y remodelo inducidos por la extracción y manejo de las muestras de suelo.

Los resultados de una serie de ensayos de columna resonante en muestras de suelo extraídas en diferentes sitios y profundidades de la Ciudad de México, se presentan en la Figura 2.9 (Romo, 1995). En ellos se hace evidente la dependencia del módulo de rigidez al corte máximo con el esfuerzo efectivo de confinamiento, con el índice de plasticidad y con la consistencia relativa del material. De un estudio de regresión por mínimos cuadrados, Romo y Ovando (1994) obtuvieron la siguiente expresión analítica para determinar el módulo de rigidez al corte máximo:

$$G_{max} = 122 p_a \left(\frac{1}{I_p - I_r} \right)^{(I_p - I_r)} \left(\frac{\sigma'_c}{p_a} \right)^{0.82} \quad (2.2)$$

donde p_a , es la presión atmosférica; I_p , es el índice de plasticidad; I_r , es la consistencia relativa; y σ'_c , es el esfuerzo efectivo de confinamiento.

La Ecuación (2.2) es válida para valores de $(I_p - I_r)$ positivos, donde I_p se expresa en decimal. En la Figura 2.9 también aparecen graficados los resultados obtenidos con la Ecuación (2.2), mostrando una excelente aproximación con los datos de laboratorio.

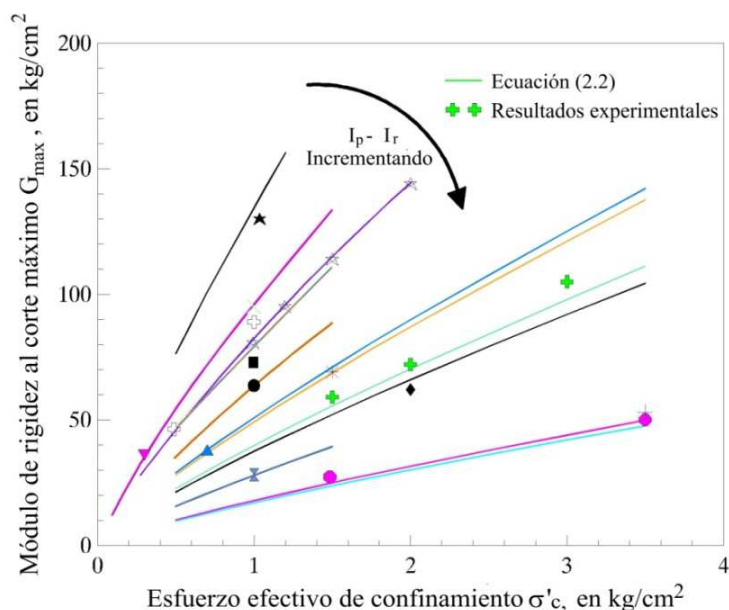


Figura 2.9 Efecto de σ'_c y $(I_p - I_r)$ en el módulo de rigidez al corte máximo (Romo, 1995)

Otra alternativa en la determinación del módulo de rigidez al corte máximo se presenta a partir de los resultados de ensayos de cono eléctrico. En la Figura 2.10 se muestran los perfiles de velocidad de onda de corte obtenidos con las técnicas de sonda suspendida y down hole, y el perfil de resistencia de punta del cono eléctrico de un sitio en la zona lacustre de la Ciudad de México. En dicha figura se manifiesta la similitud que guardan ambos parámetros. Usando la teoría de expansión de cavidades, acoplada con un modelo hiperbólico de esfuerzo-deformación para las arcillas, Ovando y Romo (1991) desarrollaron expresiones analíticas que permiten la evaluación de la velocidad de ondas de corte a partir de los registros de resistencia de punta del cono eléctrico. Para los materiales arcillosos y limosos encontrados en la Ciudad de México proponen la siguiente ecuación:

$$V_s = \eta \sqrt{\frac{q_c}{N_k \gamma_s}} \quad (2.3)$$

donde η y N_k son parámetros que dependen del tipo de suelo; q_c , es la resistencia de punta del cono eléctrico; y γ_s , es el peso volumétrico del suelo.

Valores típicos de los parámetros η y N_k para los suelos de la Ciudad de México se presentan en la Tabla 2.1. En la Ecuación (2.3); V_s está expresada en m/s, q_c en t/m², y γ_s en t/m³. Obtenido el valor de V_s , el módulo de rigidez al corte puede determinarse como se señaló en la Ecuación (2.1).

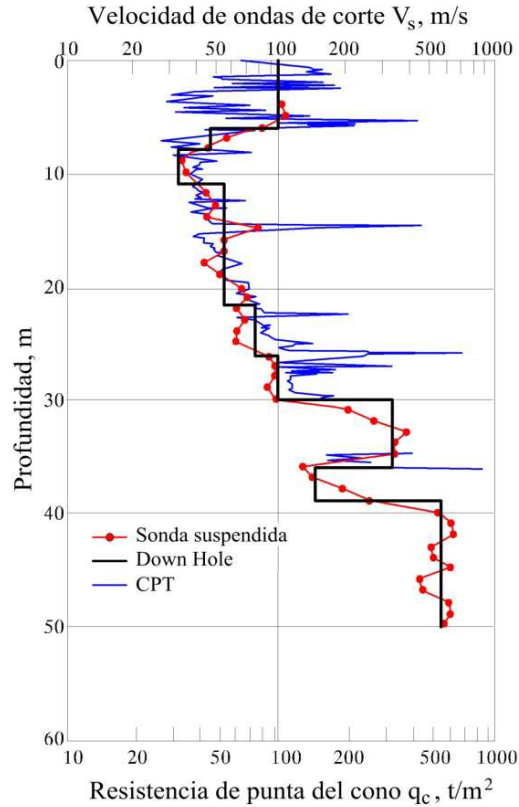


Figura 2.10 Resistencia a la penetración y velocidad de ondas de corte como función de la profundidad en un sitio de la zona lacustre de la ciudad (Ovando y Romo, 1991).

Tabla 2.1 Valores típicos de los parámetros N_k y η (Ovando y Romo, 1991)

Tipo de suelo	Valores de N_k			Valores de η
	Máximo	Medio	Mínimo	
Arcillas del lago de Texcoco	14.0	9.5	6.7	23.33
Arcillas del lago Xochimilco-Chalco	14.0	9.9	7.0	26.40
Suelos areno-limosos de las capas duras en todo el valle	16.0	11.1	8.0	40.00

El efecto de la deformación angular cíclica y del esfuerzo efectivo de confinamiento sobre el módulo de rigidez al corte de las arcillas de la Ciudad de México, se muestran en la Figura 2.11. Al normalizar los valores de la Figura 2.11, respecto a los máximos se obtienen las curvas de la Figura 2.12. En dichas figuras se confirma lo expuesto sobre el intervalo en el que el módulo es independiente de la deformación angular inducida, y que una vez superado un determinado umbral de deformación, la magnitud del módulo decrece rápidamente al aumentar la deformación angular.

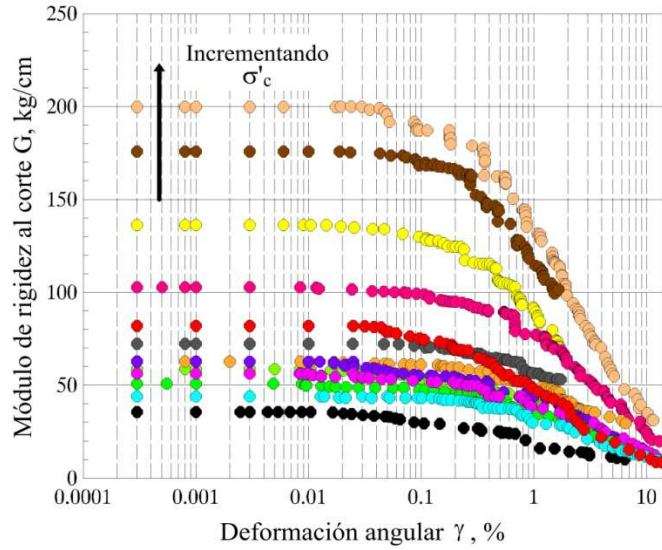


Figura 2.11 Efecto del esfuerzo de confinamiento en las curvas de degradación del módulo de rigidez al corte (Romo, 1995).

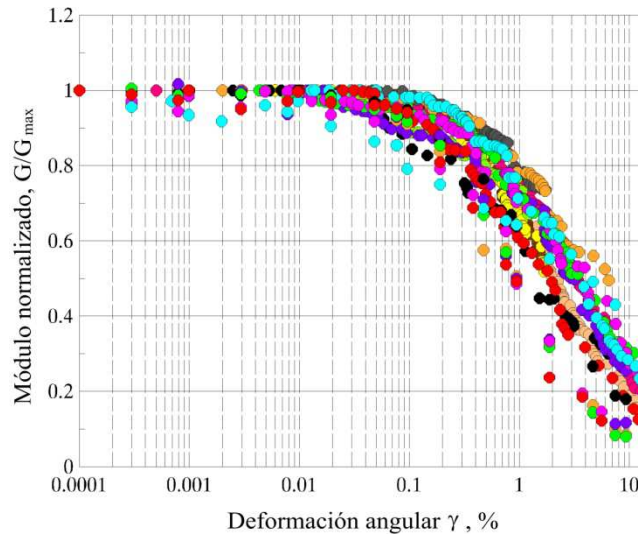


Figura 2.12 Curvas de degradación del módulo de rigidez al corte normalizadas (Romo, 1995)

Las curvas de degradación del módulo de rigidez de las arcillas de la Ciudad de México pueden modelarse utilizando un modelo hiperbólico de tipo Masing tal como lo describe Romo (1990) con la forma de las siguientes expresiones:

$$G = G_{max} (1 - H(\gamma)) \quad (2.4)$$

$$H(\gamma) = \left[\frac{(\gamma/\gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma/\gamma_r)^{2B}} \right]^{A'} \quad (2.5)$$

$$A' = A + I_p \tag{2.6}$$

donde γ , es la deformación angular; y γ_r , A y B son parámetros del suelo que dependen del índice de plasticidad de los materiales. Valores típicos de dichos parámetros para las arcillas de la Ciudad de México se presentan en la Figura 2.13.

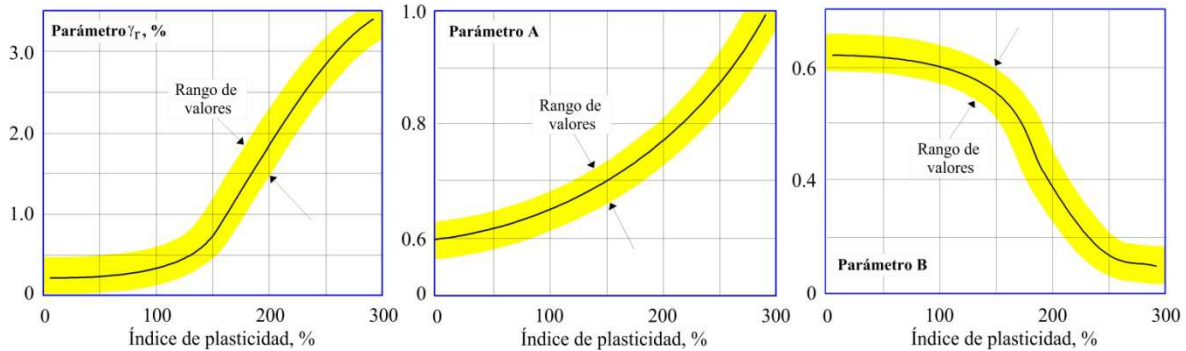


Figura 2.13 Parámetros γ_r , A y B (Romo, 1995)

Las arcillas también pueden presentar fatiga debido a las distorsiones cíclicas causadas por la carga sísmica a nivel microestructural. La importancia de este fenómeno depende de factores como el tipo de suelo, el esfuerzo efectivo de confinamiento, la magnitud del esfuerzo cortante cíclico y el número de veces que el esfuerzo cíclico es aplicado. La velocidad de la degradación se incrementa cuando se desarrolla presión de poro durante la carga cíclica. Para los suelos donde la generación de presión de poro por carga cíclica es despreciable, el fenómeno de la fatiga tiene poca importancia, a menos que la magnitud del esfuerzo cortante cíclico, más los esfuerzos estáticos, sean similares a la resistencia no drenada del suelo. Romo (1995) presenta algunos ejemplos de la variación del módulo de rigidez al corte como función del número de ciclos de carga (Figura 2.14). Puede observarse que la degradación es pequeña incluso para esfuerzos cortantes cercanos a la resistencia del suelo.

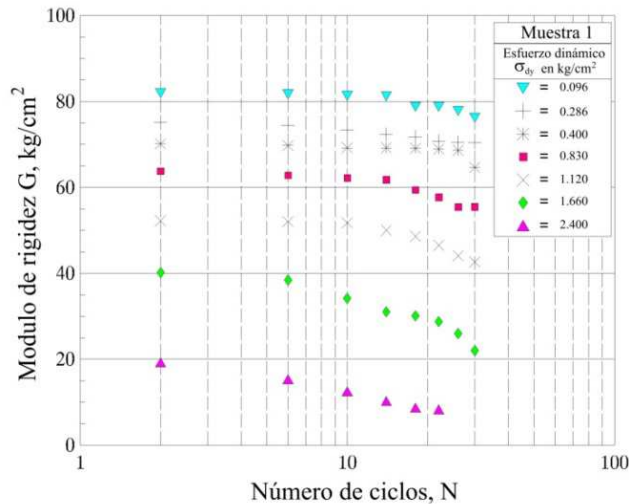


Figura 2.14 Degradación del módulo por fatiga (Romo, 1995)

2.3.2. Amortiguamiento Histerético

Cuando un suelo es sometido a la acción de cargas cíclicas, su respuesta esfuerzo-deformación se caracteriza por la aparición de ciclos de histéresis, que son la manifestación de la capacidad que tiene para disipar energía. Por otra parte, debido a la rigidez del suelo, éste almacena energía potencial en cada ciclo de carga. La relación entre la energía disipada y la energía almacenada se denomina amortiguamiento histerético (Figura 2.15).

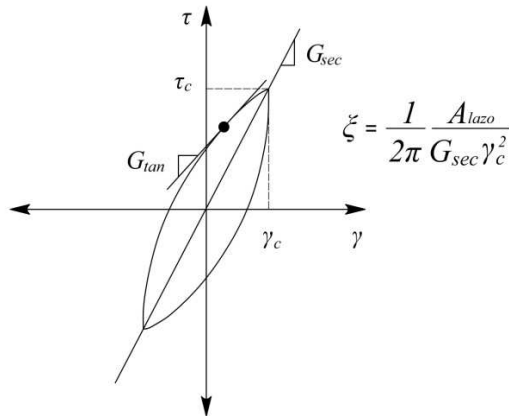


Figura 2.15 Definición del amortiguamiento histerético

El amortiguamiento del suelo se determina usualmente en el laboratorio a partir de los resultados de ensayos como la columna resonante y la prueba triaxial cíclica, dependiendo del rango de deformaciones que se desee estudiar. La capacidad de los suelos para disipar energía depende primordialmente de la magnitud de la deformación inducida. Al incrementar ésta, el amortiguamiento aumenta, tal como se muestra en la Figura 2.16, donde se presentan resultados de ensayos ejecutados sobre muestras de arcilla de la Ciudad de México.

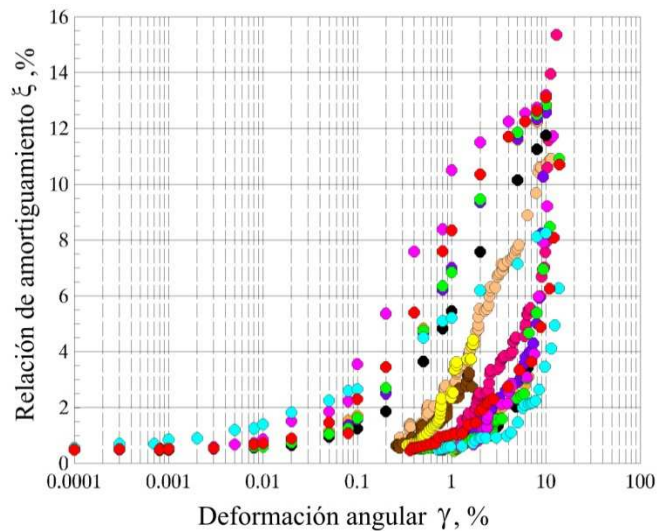


Figura 2.16 Curvas de la relación de amortiguamiento crítico (Romo, 1995)

El comportamiento de la relación de amortiguamiento con la deformación angular puede modelarse asumiendo también un modelo hiperbólico con la forma de la siguiente expresión:

$$\xi = (\xi_{max} - \xi_{min}) [H(\gamma)] + \xi_{min} \quad (2.7)$$

donde ξ , es la relación de amortiguamiento (Figura 2.15); ξ_{max} , es el máximo valor de ξ que puede adquirir el suelo antes de alcanzar la falla bajo carga cíclica; y ξ_{min} , es el valor de ξ para pequeñas deformaciones.

Para fines prácticos, el valor de ξ_{max} y ξ_{min} de las arcillas de la Ciudad de México es igual a 13 y 0.5% respectivamente (Romo, 1995), los cuales son significativamente menores que los reportados para otras arcillas de menor índice de plasticidad, indicando la dependencia de ξ con dicho parámetro.

2.3.3. Respuesta Esfuerzo - Deformación

Como se muestra en la Figura 2.17, un espécimen de suelo sujeto a carga cíclica se deforma de manera transitoria (deformación cíclica), y además, después de varias aplicaciones de carga acumula deformación (deformación permanente). Para un material dado, la primera depende de la magnitud del esfuerzo cíclico, y la segunda es función de éste y del número de veces de aplicación del esfuerzo.

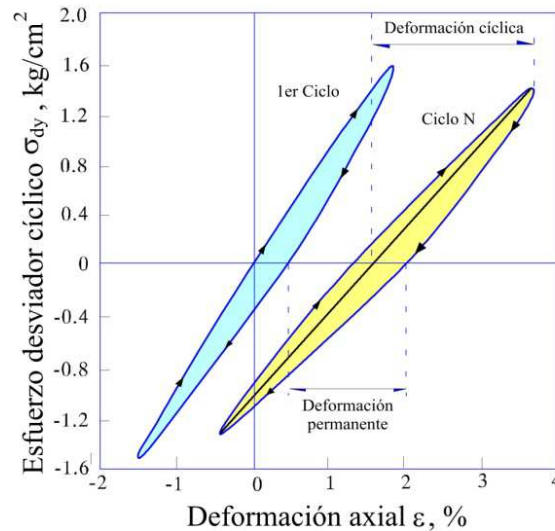


Figura 2.17 Componentes de deformación (Romo, 1995)

La relación entre la deformación cíclica y la permanente para una muestra típica de arcilla de la Ciudad de México se muestra en la Figura 2.18. Se aprecia la existencia de un umbral de deformación cíclica a partir del cual las deformaciones permanentes se acumulan rápidamente. De la Figura 2.18 puede notarse que la deformación axial crítica es aproximadamente de 3%, es decir, una deformación angular de alrededor de 2.25%. Este valor de deformación es bastante más grande que el mencionado previamente, el cual divide el comportamiento lineal y no lineal de la arcilla bajo carga cíclica. Lo

anterior indica que a pesar de que el suelo pueda alcanzar un comportamiento no lineal durante la carga, las deformaciones plásticas permanentes serán despreciables hasta no presentar niveles de deformación angular del orden de 2.25%. Esto implica que en el caso de las arcillas de la Ciudad de México, las deformaciones permanentes se acumularán en forma importante sólo cuando el suelo se encuentre cerca de la falla bajo carga cíclica. Tal comportamiento se manifiesta en la Figura 2.19, donde se grafican los esfuerzos totales (cíclico más estático) normalizados respecto a la resistencia en compresión simple, contra las deformaciones axiales permanentes. Los resultados muestran que las deformaciones permanentes se acumulan solamente cuando los esfuerzos cortantes totales exceden la resistencia de la arcilla.

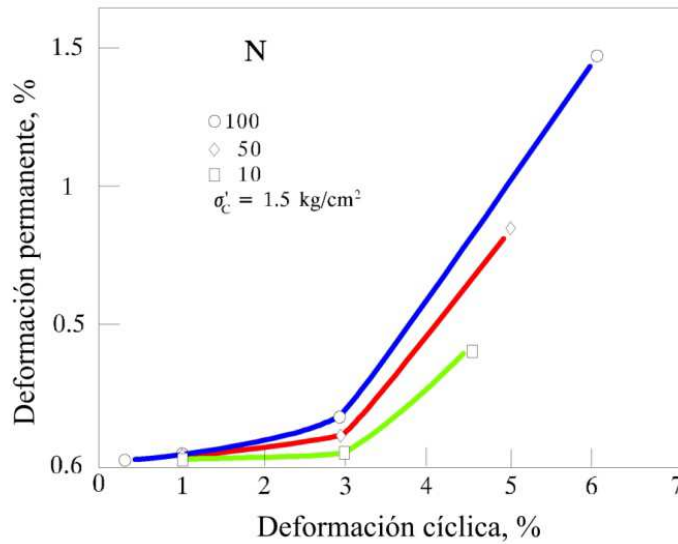


Figura 2.18 Efecto de la deformación cíclica en la deformación permanente (Romo, 1995)

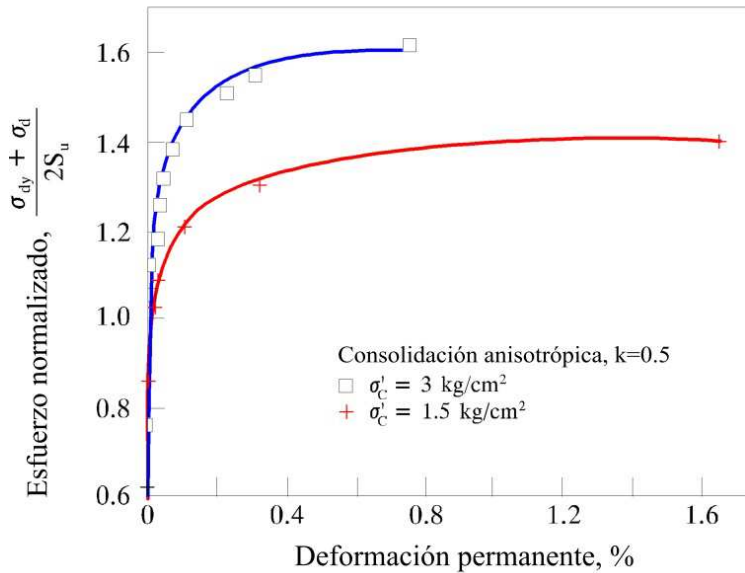


Figura 2.19 Relación esfuerzo-deformación plástica (Romo, 1995)

Este fenómeno fue verificado incluso durante el sismo del 19 de Septiembre de 1985. De un minucioso análisis de las edificaciones dañadas, Mendoza y Auvinet (1988) demostraron que en la mayoría de los casos donde se presentaron asentamientos de importancia o el colapso, las edificaciones habían presentado un comportamiento insatisfactorio antes del evento sísmico, bajo carga estática.

2.3.4. Generación de Presión de Poro

Resultados obtenidos de ensayos triaxiales cíclicos muestran que la generación de presión de poro en muestras de arcilla de la Ciudad de México es muy pequeña incluso cerca de la falla (Romo, 1995). Estos resultados son razonables considerando el hecho de que las deformaciones plásticas no se desarrollan en forma importante hasta alcanzar grandes distorsiones angulares. Ya que las deformaciones plásticas son la causa principal de la generación de presión de poro, lo anterior explica por qué las arcillas de la Ciudad de México desarrollan una presión de poro despreciable bajo carga cíclica.

2.4. RESPUESTA SÍSMICA

Bajo condiciones ideales, el análisis de la respuesta sísmica de un determinado sitio debería considerar el mecanismo de ruptura en la fuente, la propagación de las ondas sísmicas a través de la corteza hasta el basamento del depósito de suelo, y determinar cómo es influenciado el movimiento en superficie por las características de dicho depósito. En la realidad, el mecanismo de ruptura es bastante complicado y la naturaleza de la transmisión de energía entre la fuente y el sitio es tan incierta, que esta metodología no es adecuada desde un punto de vista ingenieril. En la práctica, métodos empíricos basados en las características de sismos registrados, se utilizan para desarrollar relaciones predictivas. Éstas se emplean usualmente junto con análisis de riesgo sísmico a fin de predecir las características del movimiento en el basamento del depósito. Por lo tanto, el problema se reduce a determinar la respuesta del depósito de suelo, excitado por el movimiento en su basamento. A pesar de que las ondas sísmicas pueden viajar cientos de kilómetros en roca y usualmente menos de 100 m a través del suelo, éste último juega un importante rol en la determinación de las características del movimiento en superficie.

2.4.1. Efectos de Sitio

La importancia de los efectos de sitio en las características de los sismos fue dramáticamente evidenciada en la Ciudad de México durante el sismo de 1985. Grandes diferencias se registraron en la intensidad del movimiento y en los daños asociados en diferentes partes de la ciudad (Seed *et al.*, 1988). Lo anterior queda evidenciado en la Figura 2.20, en donde se presentan algunos registros de aceleraciones de la componente N90E del sismo de 1985, medidos en distintas estaciones acelerográficas dentro del Valle de México. La amplitud de las aceleraciones registradas en estaciones correspondientes a la Zona III, es decir, donde encontramos depósitos de arcilla muy blanda de gran espesor, es bastante mayor respecto a la estación CUIP ubicada en terreno firme (Zona I),

particularmente sobre los derrames basálticos del Pedregal de San Ángel, alcanzado factores de amplificación cercanos a 5 respecto a la aceleración máxima del terreno, y manifestando la capacidad de la arcilla de la Ciudad de México para amplificar las ondas sísmicas. Incluso entre las estaciones correspondientes a la Zona III, se observan variaciones muy importantes en la amplitud de las aceleraciones y la duración de los registros.

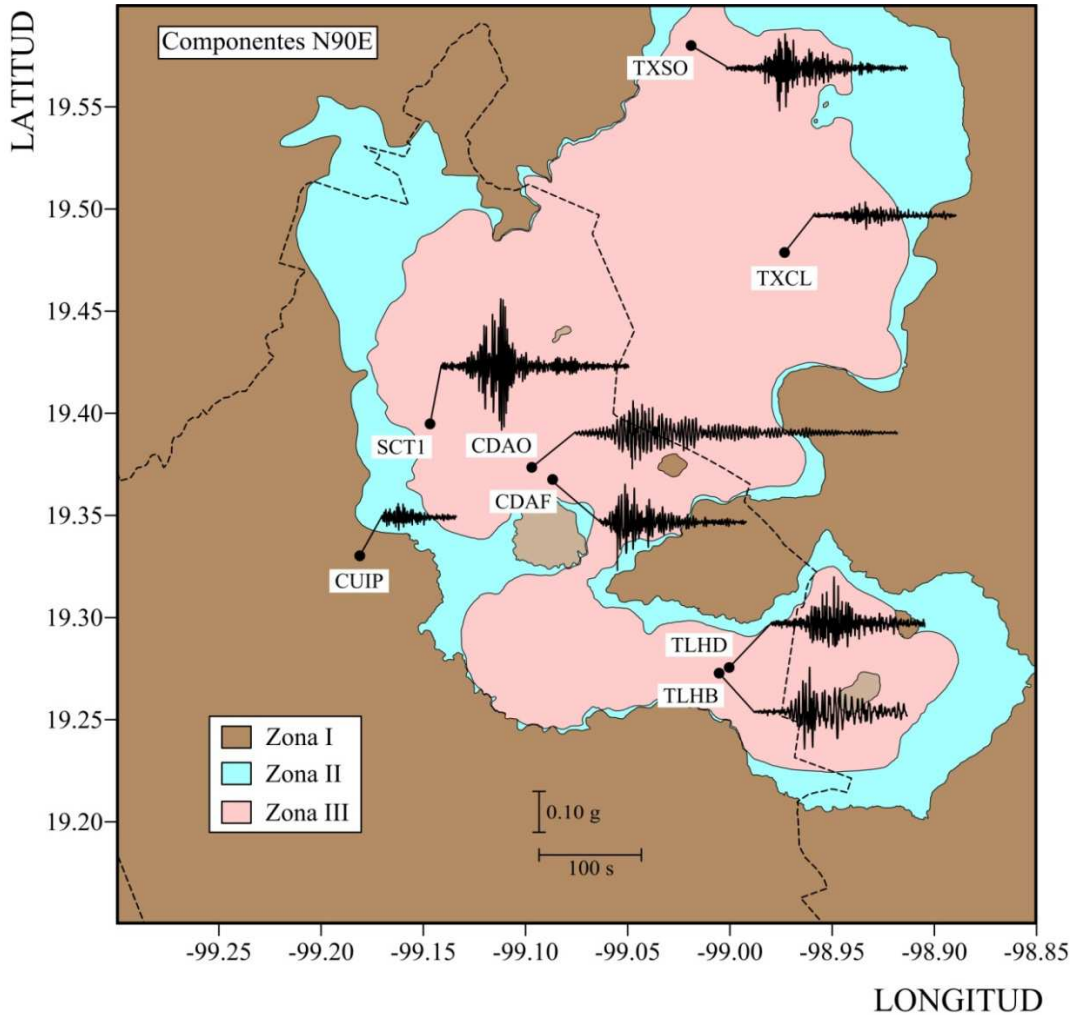


Figura 2.20 Registros del sismo de 1985 respecto a la zonificación geotécnica actual

Las historias de aceleraciones presentadas en la Figura 2.20 generan los espectros de respuesta graficados en la Figura 2.21. En dicha figura también queda en evidencia la gran variabilidad de la respuesta en superficie asociada a pequeñas variaciones en el espesor y características de los depósitos de suelo. Particularmente en el sitio SCT1, se registró una amplificación máxima en las ordenadas espectrales cercana a 13, respecto al movimiento en terreno firme (CUIP), para periodos en el rango de 2.0 segundos. Este fenómeno de amplificación es resultado de las propiedades de la arcilla de la Ciudad de México, la cual exhibe una reducción insignificante del módulo de rigidez al corte, y relaciones de amortiguamiento extremadamente bajas, para valores de deformación muy grandes (Romo, 1995).

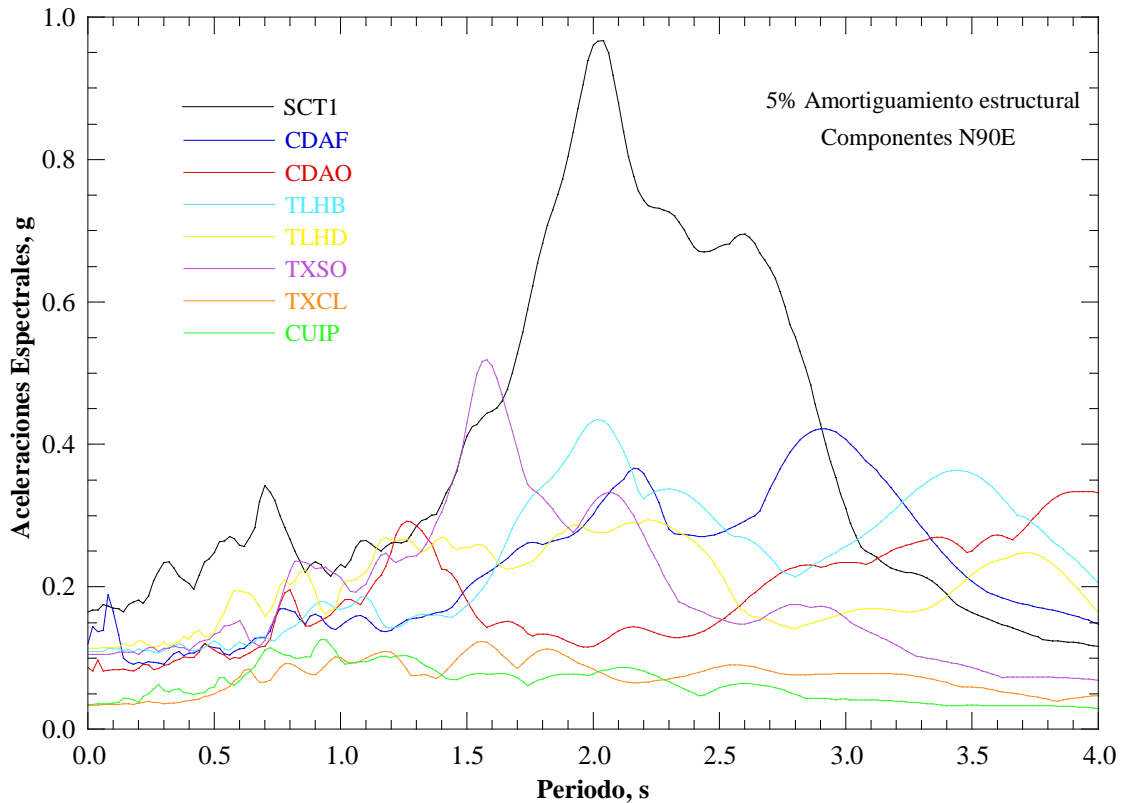


Figura 2.21 Espectros de respuesta del sismo de 1985 en diferentes sitios del Valle de México

Además, los movimientos registrados en terreno firme, tal como los acelerogramas obtenidos en Ciudad Universitaria, pudieran no representar el basamento de los depósitos arcillosos, y presentar también una amplificación sísmica de importancia debido a condiciones locales. En la Figura 2.22 se muestra una gráfica de amplitudes del espectro de Fourier para una frecuencia de 0.5 Hz, contra la distancia epicentral, obtenidas con datos del temblor del 25 de Abril de 1989. Los círculos llenos corresponden a estaciones fuera del Valle de México mientras que los círculos abiertos representan datos de estaciones en terreno firme dentro del valle. La línea continua muestra el ajuste obtenido por regresión sin incluir las estaciones del valle, y las líneas discontinuas señalan el valor medio más y menos una desviación estándar. Es importante notar la discrepancia entre lo esperado y lo registrado para los sitios dentro del Valle de México, indicando que las ondas sísmicas están amplificadas aún en las zonas de terreno firme. Se han obtenido gráficas semejantes para otros sismos de subducción y para el intervalo de frecuencias de 0.3 a 5 Hz, y el único sitio dentro del valle donde parece coincidir adecuadamente con las tendencias es la estación ubicada en la presa Madín.

Las discrepancias pueden explicarse por el contraste entre las propiedades de los depósitos de vulcanitas, las de paleolagos y las de la roca cretácica y las calizas que los subyacen. En efecto, mediante un análisis bidimensional muy simplificado que tiene en cuenta este contraste, Campillo *et al.* (1988) han explicado la mayor parte de las discrepancias.

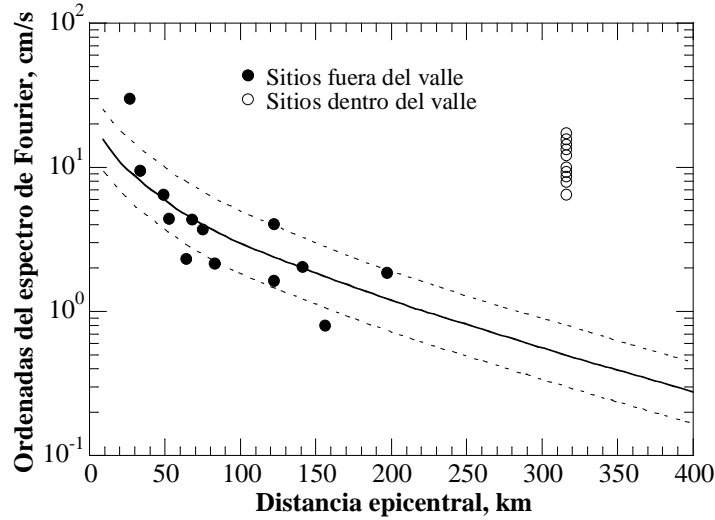


Figura 2.22 Ordenadas del espectro de Fourier para sitios de terreno duro como función de la distancia epicentral para una frecuencia de 0.5 Hz (Singh y Ordaz, 1990).

2.4.2. Modificación de la Respuesta Sísmica con el Tiempo

A mediados del siglo XIX, debido a las demandas de agua potable por la creciente población de la Ciudad de México, comenzó la extracción de agua de los acuíferos que subyacen los depósitos arcillosos. En respuesta a la extracción de agua, las presiones piezométricas comenzaron a disminuir, provocando cambios en los estados de esfuerzos efectivos de la masa de suelo, e induciendo un proceso de consolidación. La manifestación de este fenómeno que continúa hoy en día es el hundimiento regional de la ciudad. La reconstrucción del hundimiento de la Ciudad de México con base en datos históricos, nivelaciones efectuadas para diseñar la red de agua potable y de alcantarillado, y las mediciones durante el lapso 1937-2000, revelan la magnitud y evolución del fenómeno desde 1900 (Figura 2.23).

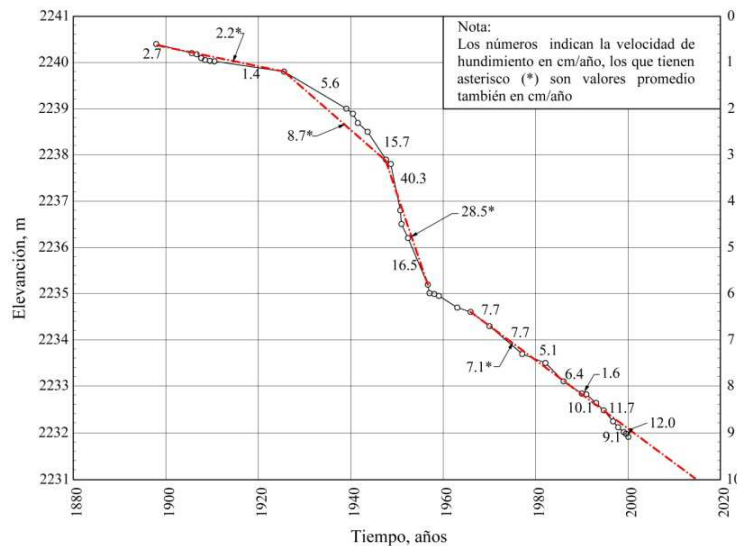


Figura 2.23 Asentamiento regional de la referencia TICA de la Catedral (Santoyo *et al.*, 2005)

Durante la consolidación de los depósitos arcillosos, ocurre la expulsión de agua contenida en los poros y, por consiguiente, la densificación de su estructura. Lo anterior ocasiona modificaciones en las propiedades del suelo. En la Figura 2.24 se aprecian las diferencias en las velocidades de propagación de ondas de corte medidas en los años 1986 y 2000, en el sitio SCT mediante la técnica de sonda suspendida. Puede observarse una disminución en el espesor de los estratos, así como un incremento en las velocidades de propagación, traducido en un incremento de la rigidez del suelo (Ecuación 2.1). Si tomamos en cuenta la Expresión 2.8 para calcular el periodo fundamental de vibración de un depósito de suelo, podemos notar de inmediato como el hundimiento regional ocasiona una reducción del mismo, tanto con la disminución de espesor de los estratos, como con el incremento en su rigidez.

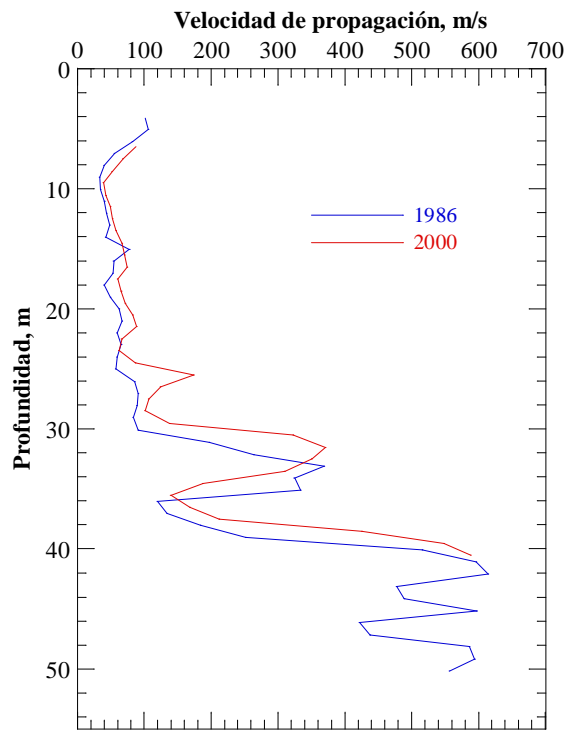


Figura 2.24 Cambio en las velocidades de propagación de ondas de corte en el sitio SCT (modificado de Jaime *et al.*, 1987; Franco, 2002).

$$T_s = \frac{4H}{V_s} \quad (2.8)$$

donde T_s , es el periodo dominante de vibración del suelo; y H , es el espesor del depósito.

La expresión (2.2) presentada previamente, nos permite determinar el módulo de rigidez al corte del suelo en función del esfuerzo efectivo de confinamiento. De esta forma, tenemos la capacidad de evaluar la rigidez del suelo en cualquier instante si conocemos el estado de esfuerzos efectivos, el cual desde luego, dependerá de la evolución en las presiones piezométricas.

El incremento en los esfuerzos efectivos puede estimarse con el uso de un modelo de consolidación unidimensional como el descrito por Yin y Graham (1996) en el cual, el suelo sometido al proceso de consolidación se considera un material elasto-viscoplástico. Determinado el incremento en los esfuerzos efectivos, es posible predecir el módulo de rigidez al corte máximo del suelo, y en conjunto con el modelo hiperbólico presentado en las Ecuaciones (2.4 - 2.6), puede determinarse la evolución de la rigidez respecto a la deformación angular y al tiempo.

Utilizando esta metodología, Ovando *et al.* (2007) evaluaron la evolución en la respuesta sísmica de dos sitios característicos en la Ciudad de México (SCT y CAO). Los cambios en los esfuerzos efectivos fueron determinados a partir de la integración del modelo de consolidación mencionado (Yin y Graham, 1996) mediante un programa de diferencias finitas (Ossa y Ovando, 2004). Dichos cambios en el estado de esfuerzos efectivos se utilizaron para modificar las propiedades (Figura 2.25) y espesores de los estratos en diferentes tiempos.

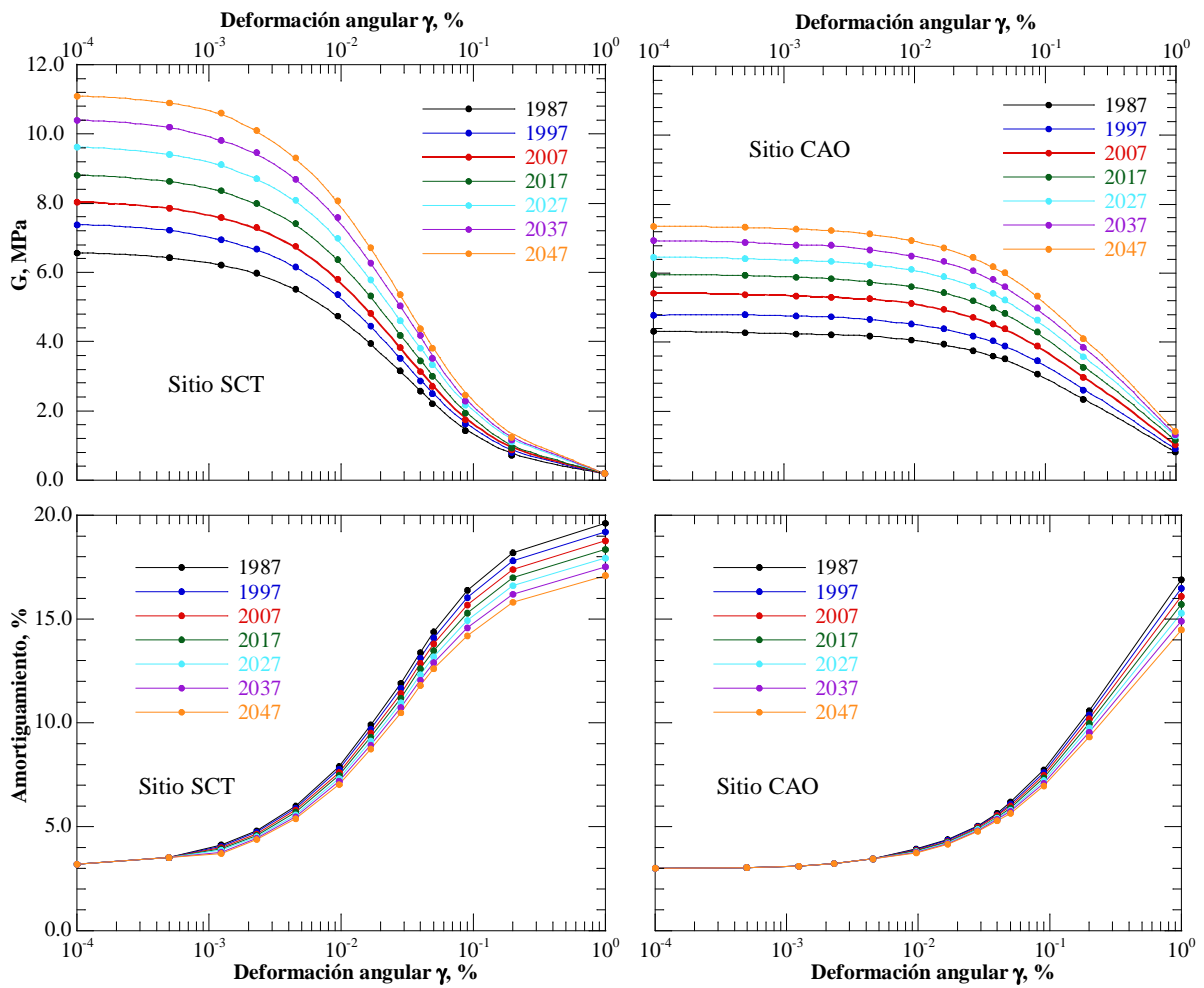


Figura 2.25 Predicción del cambio en las propiedades dinámicas con el tiempo para las arcillas de los sitios SCT y CAO (modificado de Ovando *et al.*, 2007).

Los espectros de respuesta obtenidos para el sismo del 19 de Septiembre de 1985 se muestran en la Figura 2.26. Es evidente la reducción del periodo fundamental de vibración del depósito en ambos sitios, asociado a la máxima respuesta espectral. La modificación de la respuesta sísmica no guarda una tendencia definida y el movimiento puede atenuarse o amplificarse para diferentes tiempos, dependiendo de cómo las nuevas propiedades y espesores del depósito de suelo propaguen las diferentes frecuencias del movimiento.

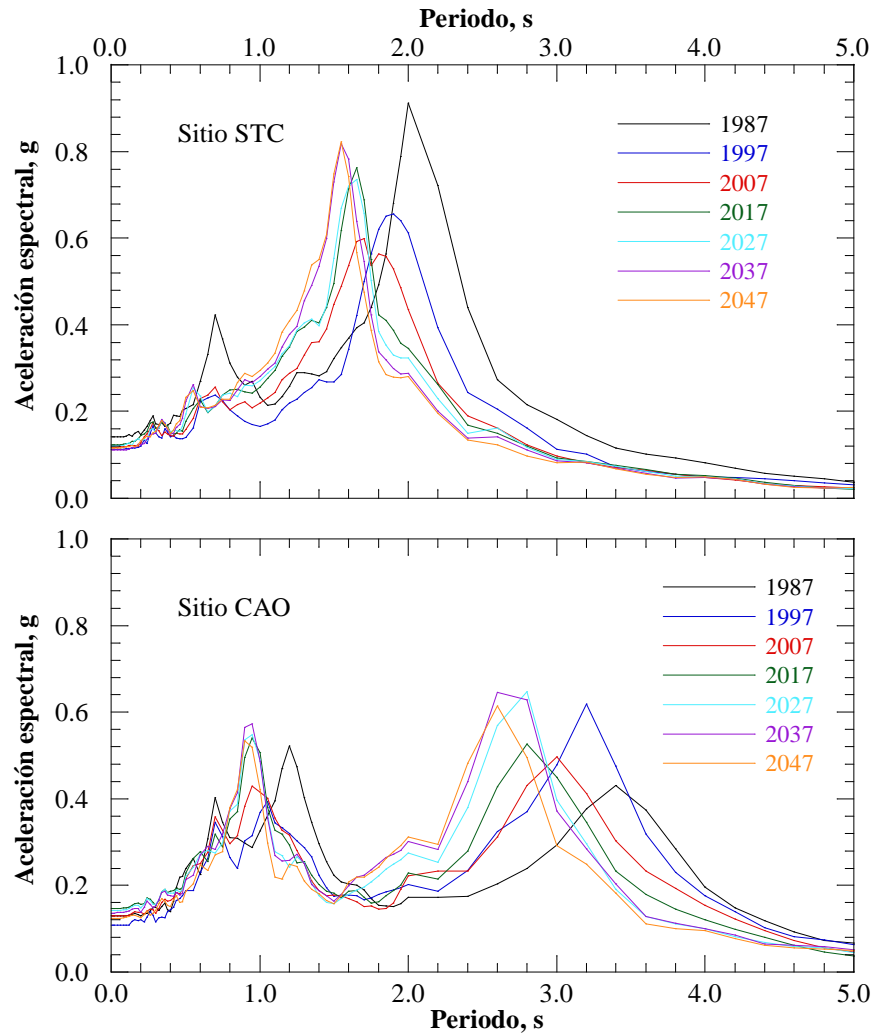


Figura 2.26 Evolución del espectro de respuesta en los sitios SCT y CAO para el sismo de 1985 (modificado de Ovando *et al.*, 2007).

CAPÍTULO 3

INCLUSIONES RÍGIDAS

3.1. INTRODUCCIÓN

La técnica de inclusiones rígidas se utiliza principalmente en sitios donde existen depósitos de suelo blando de alta compresibilidad y baja resistencia. La finalidad principal del sistema es el reducir los asentamientos totales y diferenciales, sin incurrir en la necesidad de reforzar la super-estructura, o adoptar soluciones tradicionales más costosas (e.g. pilotes de fricción, pilotes de punta, pilas), o que requieran periodos de construcción muy largos (e.g. precarga).

Un sistema de inclusiones rígidas típico está formado por dos elementos principales (Briançon *et al.*, 2004): un conjunto de inclusiones rígidas verticales, cuya función es transmitir las cargas a materiales más profundos y menos compresibles; y una plataforma de material granular que asegura la transferencia de parte de las cargas estructurales a las inclusiones (Figura 3.1).

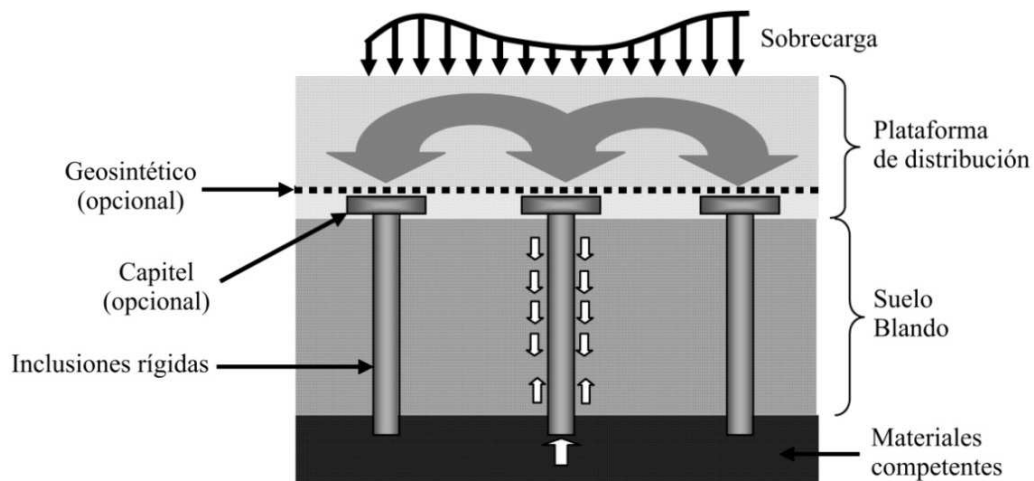


Figura 3.1 Elementos del sistema a base de inclusiones rígidas (Briançon *et al.*, 2004)

Debido a que las inclusiones son mucho más rígidas que el suelo circundante, actúan “atrayendo” una porción de las cargas aplicadas a la superficie del terreno. De esta forma, los esfuerzos tomados por la masa de suelo pueden ser reducidos a niveles aceptables en términos de asentamiento o capacidad de carga. La principal diferencia con los sistemas convencionales a base de pilotes o pilas, es que las inclusiones no están ligadas a la estructura. Para aumentar la eficiencia del sistema también es posible incluir capiteles en la cabeza de las inclusiones, aumentando así el área de contacto entre éstas y la plataforma de distribución; así como un geosintético para hacer más eficiente el mecanismo de transferencia de la carga.

3.2. RESEÑA HISTÓRICA

A pesar del reciente auge de este sistema de cimentación, esta técnica no es para nada novedosa, y su uso en México se remonta a la Época Precolombina. En la Figura 3.2 se muestra un esquema de la cimentación del acueducto que transportaba el agua potable desde las Lomas de Chapultepec hacia Tenochtitlán, en la época de los Aztecas. Las inclusiones eran estacas cortas de madera, y la plataforma de distribución estaba constituida por una mezcla de tezontle y roca volcánica estabilizada con limo.

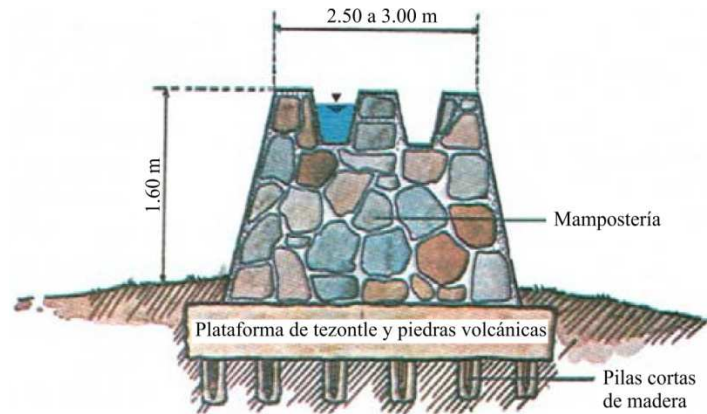


Figura 3.2 Representación esquemática de la cimentación del acueducto Chapultepec-Tenochtitlán (Auvinet y Rodríguez, 2006).

Soluciones similares fueron empleadas por los españoles después de la Conquista. Una de las construcciones más representativas es la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México, donde se utilizó una plataforma de transferencia constituida de un relleno de roca, y estacones de madera (Figura 3.3). A pesar de que era evidente la intención de los arquitectos españoles de mitigar los asentamientos excesivos con el uso del sistema, la longitud de los estacones no fue suficiente, y la estructura ha sufrido de grandes asentamientos a lo largo del tiempo, generando la necesidad de numerosas intervenciones para su conservación (Santoyo y Ovando, 2006).

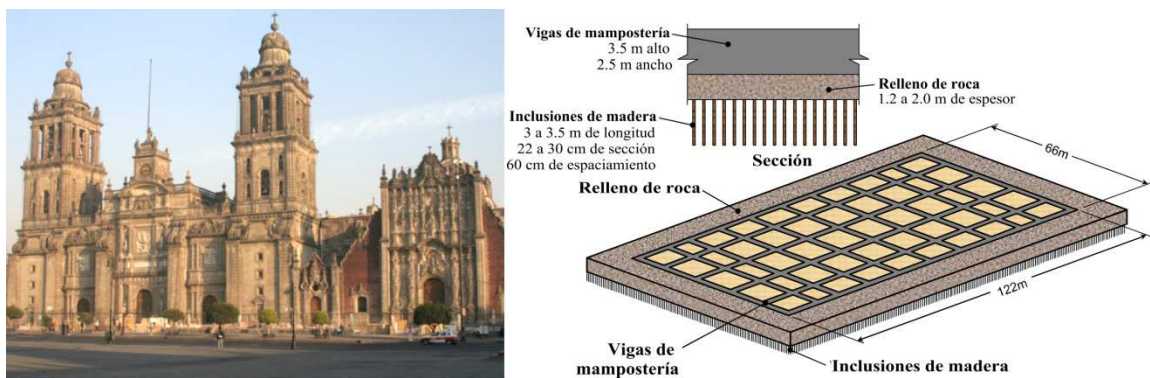


Figura 3.3 Catedral Metropolitana de la Ciudad de México y su cimentación original (modificado de Auvinet y Rodríguez, 2006).

Otra sobresaliente estructura de la Ciudad de México cimentada sobre inclusiones rígidas es el Palacio de Minería, obra del Arquitecto Manuel Tolsa. En este caso, la transferencia de cargas de la estructura de mampostería hacia las inclusiones se hace por medio de una viga de madera (Figura 3.4).



Figura 3.4 Palacio de minería y su cimentación (Auvinet y Rodríguez, 2006)

Respecto al uso contemporáneo de las inclusiones rígidas, diversos autores atribuyen el inicio en el desarrollo de este sistema a los países Escandinavos de la década de los setentas, donde era principalmente utilizado en la construcción de terraplenes para carreteras sobre suelos blandos (Briançon *et al.*, 2004; Simon y Schlosser, 2006; Simon, 2012). Sin embargo, Rathmayer (1975) y Broms y Wong (1985), señalan el uso extensivo de terraplenes soportados por inclusiones en estos países desde principios de los años cuarentas. A mediados de los setentas, la Junta de Carreteras de Suecia ya proponía algunos lineamientos para su diseño (Swedish Road Board, 1974).

La idea de utilizar elementos rígidos desligados de la estructura en aplicaciones distintas a los terraplenes, había sido propuesta en la Ciudad de México desde principios de los años sesentas. Correa (1961) sugirió el uso de elementos prefabricados no conectados a la estructura y desplantados en la primera capa dura, para reforzar los depósitos de suelo blando, y controlar la magnitud de los asentamientos totales y diferenciales. El sistema era utilizado en conjunto con un cajón de cimentación y se le dio el nombre de *pilotes de fricción negativa* (Figura 3.5).

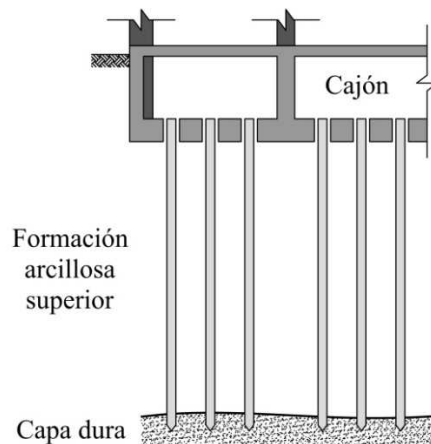


Figura 3.5 Pilotes de fricción negativa

Otras técnicas similares se desarrollaron en la Ciudad de México, aunque se alejan un poco de la definición rigurosa de las inclusiones rígidas (Briançon *et al.*, 2004). Entre éstas destacan los *pilotes de control* (González, 1948) y los *pilotes entrelazados* (Girault, 1964).

Los pilotes de control son similares a los pilotes de fricción negativa con la diferencia que éstos si se encuentran ligados a la estructura por medio de un mecanismo de control (Figura 3.6). La carga que recibe cada pilote es controlada mediante un colchón de madera, del cual se conocen sus propiedades esfuerzo-deformación. Cada pilote puede ser descargado y el mecanismo de control desacoplado, a fin de corregir los asentamientos diferenciales e inclinaciones de los edificios.



Figura 3.6 Pilotes de control

Los pilotes entrelazados son una combinación de las inclusiones rígidas con los sistemas de pilotes de fricción convencionales. El sistema se basa en el uso de dos tipos de pilotes (Figura 3.7). Los pilotes tipo “A”, están ligados estructuralmente a la losa de cimentación y funcionan como pilotes convencionales de fricción positiva. Los pilotes tipo “B”, se apoyan en un estrato duro y toman carga a través de los esfuerzos cortantes desarrollados a lo largo del fuste.

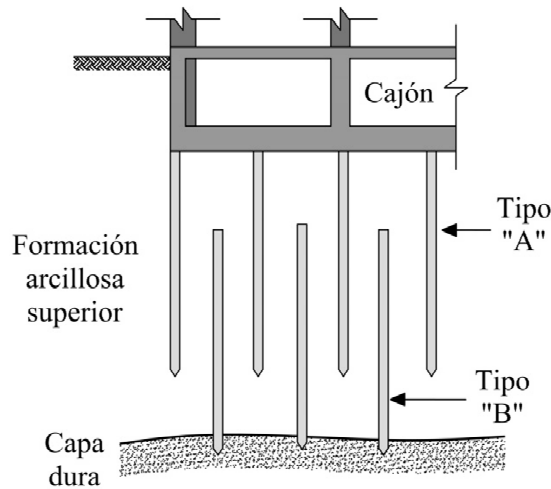


Figura 3.7 Pilotes entrelazados

Desde sus primeras aplicaciones en terraplenes, el uso del sistema de inclusiones rígidas se ha extendido a diferentes tipos de construcciones tales como tanques de almacenamiento, plantas de tratamiento, losas superficiales para instalaciones comerciales e industriales, entre otras (Simon y Schlosser, 2006).

Una de las aplicaciones más espectaculares lo constituye el puente Rion-Antirion (Pecker, 2004). Éste consta de cuatro pilares cimentados bajo el agua, a profundidades entre 40 y 65 m, en un sitio considerado una de las áreas de mayor riesgo sísmico en Europa. Su cimentación consiste en una zapata circular de 90 m de diámetro sobre el fondo marino, descansando en el terreno natural reforzado con las inclusiones rígidas (Figura 3.8). Las inclusiones, ubicadas debajo y fuera de la cimentación, son tubos de acero de 2.0 m de diámetro y de 25 a 30 m de longitud. En cada pilar se emplearon entre 110 y 200 inclusiones separadas en forma equidistante a 7.0 m. La plataforma de distribución está constituida por un estrato de grava de 2.8 m de espesor que separa la punta de las inclusiones y la base de la zapata.



Figura 3.8 Puente Rion-Antirion (Pecker, 2004)

3.3. TIPOS DE INCLUSIONES RÍGIDAS

Los elementos para el mejoramiento de suelo merecen el adjetivo de “rígidos” siempre y cuando el material que los constituye presente una fuerte cohesión permanente, así como una rigidez significativamente mayor que el suelo circundante. El concepto de inclusión rígida asume que la estabilidad de la columna se logra sin ningún confinamiento lateral del suelo, lo cual la distingue de técnicas como las columnas balastadas, en donde el confinamiento lateral del suelo es necesario para su

estabilidad. Sin embargo, la rigidez de una inclusión a otra puede variar en forma importante dependiendo del material constituyente. En forma general podemos clasificar a los diferentes tipos de inclusiones rígidas en dos grandes grupos: las inclusiones prefabricadas y las construidas *in situ* (Briançon *et al.*, 2004).

3.3.1. Inclusiones Prefabricadas

Tal como lo indica su nombre, en este grupo están contenidas todas las inclusiones construidas antes de su instalación. Su principal ventaja radica en que existe certidumbre en las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos, así como mucha facilidad para implementar controles de calidad. Su instalación generalmente consiste en el hincado por impacto o por vibración (con o sin perforación previa). Tienen el inconveniente que el desplazamiento lateral del suelo que ocurre durante su instalación, puede llegar a afectar a inclusiones adyacentes ya instaladas, o generar presiones de poro indeseables. Entre las inclusiones prefabricadas podemos distinguir a las siguientes:

De madera. Es uno de los métodos más antiguos de mejoramiento de suelo, y continúa en uso en varios países. Su principal desventaja radica en su susceptibilidad al ataque biológico de hongos e insectos, principalmente en sitios con variaciones estacionales en el nivel freático.

Metálicas. A menudo consisten en tubos cilíndricos o perfiles laminados, y su selección depende del ambiente corrosivo del sitio. Tienen una alta resistencia y en general presentan un desplazamiento lateral del suelo pequeño durante su instalación.

De concreto. Básicamente son pilotes de concreto prefabricados con la única diferencia que no serán ligados a la estructura después de su instalación. Éstas pueden o no contener acero de refuerzo. También presentan una elevada resistencia, pero tienen la ventaja de poder utilizarse en ambientes corrosivos. Generalmente son de sección cuadrada o rectangular, debido a que la forma circular presenta complicaciones en la fabricación de los elementos.

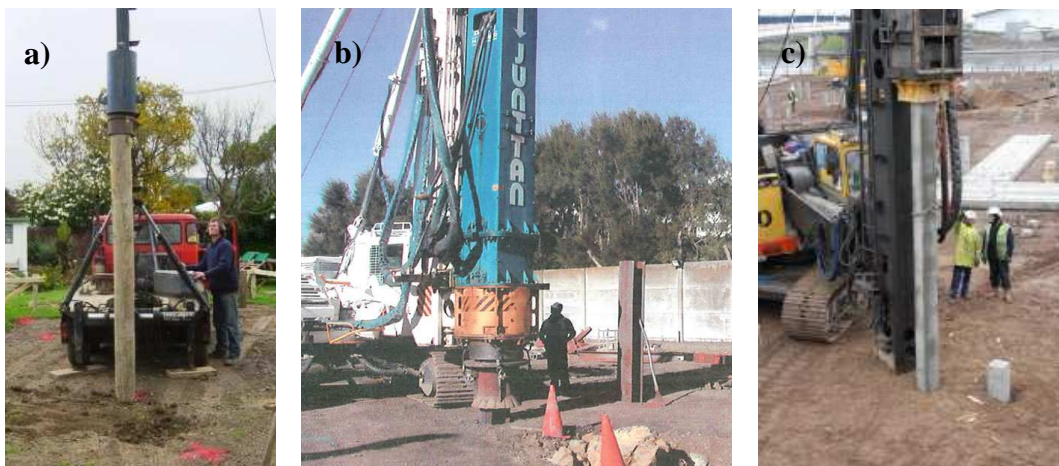


Figura 3.9 Inclusiones prefabricadas: a) de madera, b) metálicas y c) de concreto

3.3.2. Inclusiones Construidas *in situ*

Estas inclusiones se construyen directamente en el depósito de suelo que van a reforzar. Dentro de este tipo podemos distinguir dos subgrupos: las inclusiones de concreto o mortero, y las constituidas por mezclas de suelo y algún aglutinante.

3.3.2.1. De Concreto o Mortero

Inclusiones perforadas. Consiste básicamente en la ejecución de una perforación, que posteriormente será rellenada con concreto o mortero para formar la inclusión. La perforación puede realizarse en seco, además o estabilizada con lodo bentonítico, según las características del suelo perforado. En caso de tratarse de inclusiones con refuerzo, éste se hace descender en la perforación antes del colado, el cual se realiza generalmente con tubo tremie. La técnica empleada es la misma que en el caso de las pilas coladas *in situ*, con la diferencia que el diámetro de las inclusiones es generalmente más pequeño (de 20 a 30 cm), y éstas no serán ligadas posteriormente a la estructura.

Columnas de concreto vibrado (VCC). La construcción de estos elementos involucra el uso de una sonda vibratoria suspendida de una grúa. A medida que la sonda es descendida, ésta penetra el suelo blando hasta alcanzar la profundidad máxima de la inclusión (Figura 3.10). El concreto es bombeado a la punta de la sonda vibratoria, la cual es levantada y descendida varias veces a la profundidad de desplante a fin de formar una base expandida. La sonda vibratoria es levantada hacia la superficie al mismo tiempo que el concreto llena los vacíos creados por el vibrador durante su extracción. Usualmente el vibrador repenetra la parte superior de la columna a fin de construir una cabeza expandida sobre la cual puede construirse la plataforma de distribución.

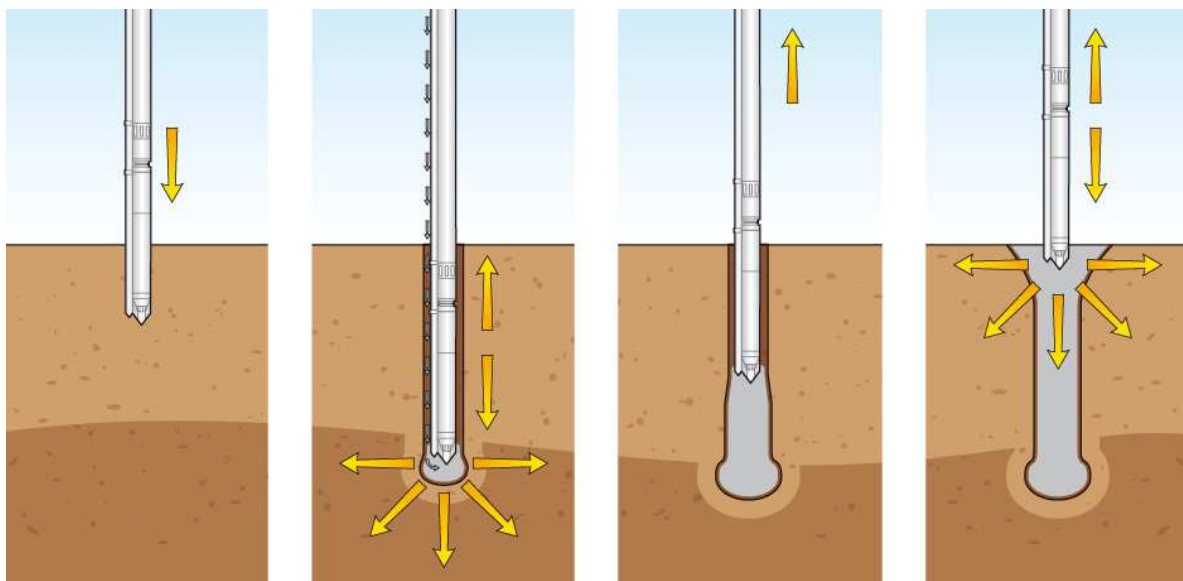


Figura 3.10 Columnas de concreto vibrado, VCC (Balfour Beatty, 2013)

Micropilotes. Las inclusiones inyectadas de pequeño diámetro reciben generalmente el nombre de micropilotes. Éstos suelen ser muy útiles en el caso de recimentaciones, donde existen condiciones de acceso restringido, y pueden aplicarse en cualquier tipo de suelo con una mínima perturbación de la estructura recimentada. La característica principal de los micropilotes es su pequeño diámetro de perforación que permite su colocación en prácticamente cualquier condición con un equipo pequeño, en comparación con el utilizado para la colocación de pilotes tradicionales. Los pasos básicos para la construcción de un micropilote inyectado se presentan en forma esquemática en la Figura 3.11. Se utilizan comúnmente inyecciones compuestas de una lechada de agua y cemento con una relación de 0.40 y 0.55. En ciertos países se agrega en ocasiones arena para disminuir el costo de la mezcla.

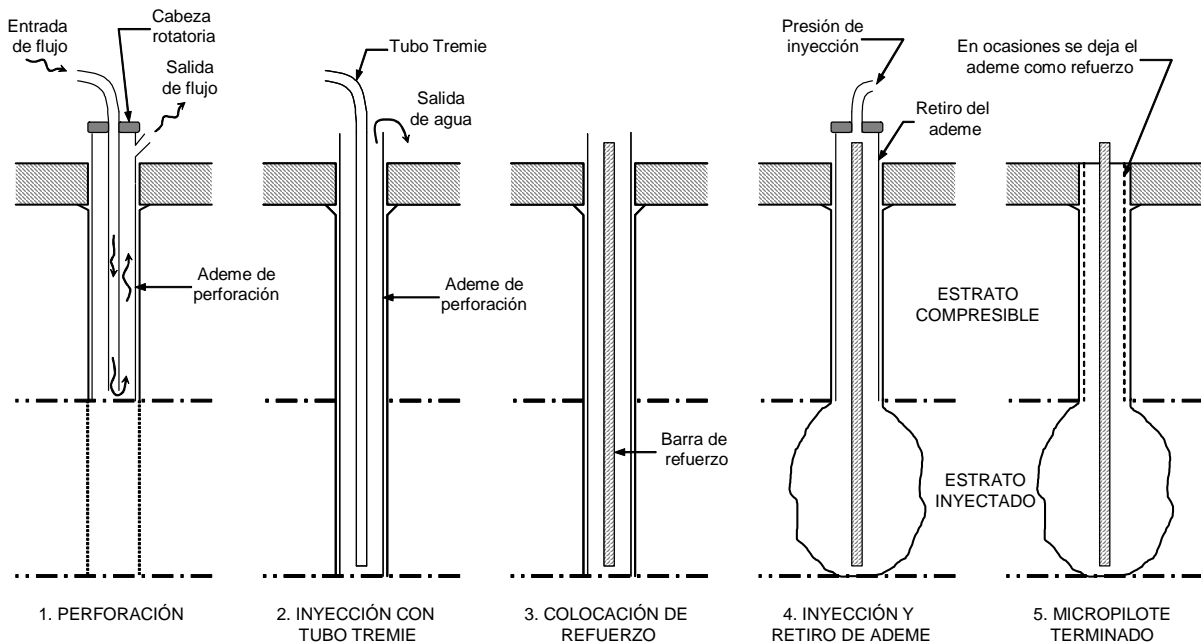


Figura 3.11 Micropilotes inyectados (Rodríguez, 2001)

Columnas de módulo controlado (CMC). Este sistema patentado se basa en el uso de un barreno especialmente diseñado, potenciado por un equipo con una gran capacidad de torque y empuje estático, el cual desplaza al suelo lateralmente. El barreno de desplazamiento es empujado en el suelo a la profundidad requerida resultando en un incremento de la densidad del suelo circundante (Figura 3.12). Durante el proceso de extracción del barreno, se construye una columna por inyección de una lechada de cemento bajo una presión límite controlada (menos de 5 bar), a través del barreno de desplazamiento, a fin de lograr un radio de rigidez predeterminado respecto al suelo circundante.

Inclusiones de mortero envueltas en geotextil. Para la estabilización de minas y cavernas se han utilizado inclusiones de mortero inyectado envueltas en geotextiles. Los tramos correspondientes a zonas huecas o deformables dentro del medio adoptan un diámetro mayor que en zonas más rígidas, quedando una configuración como la mostrada en la Figura 3.13.

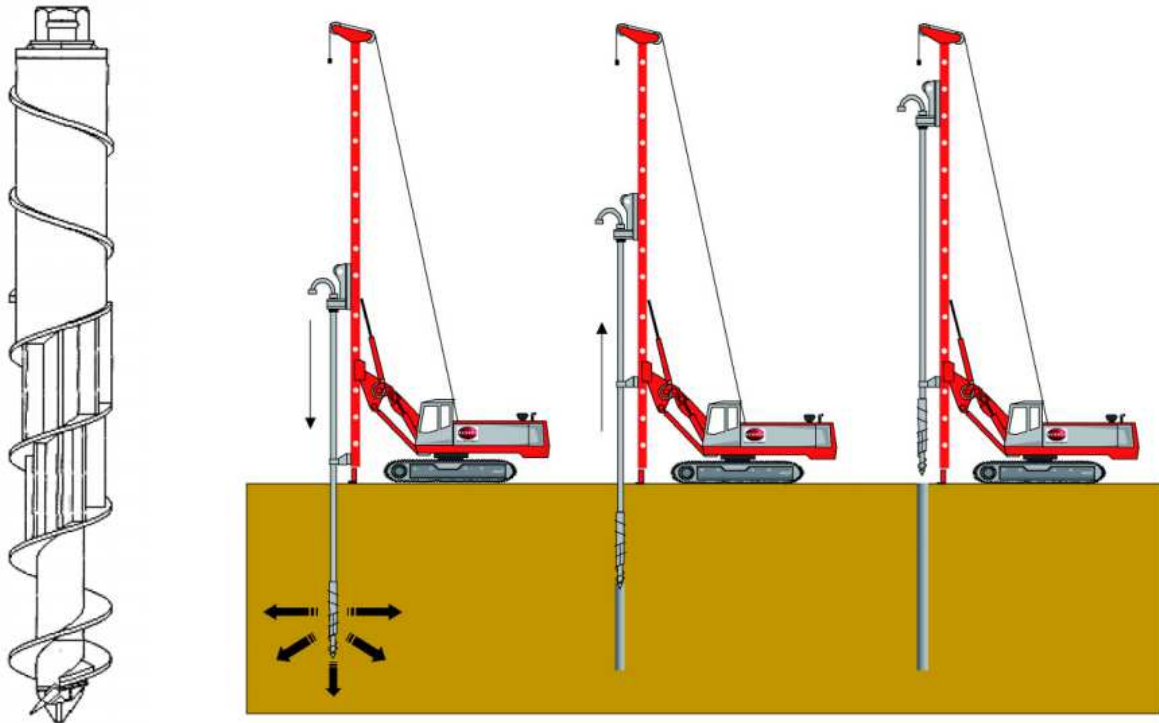


Figura 3.12 Columnas de módulo controlado, CMC (Menard, 2013)

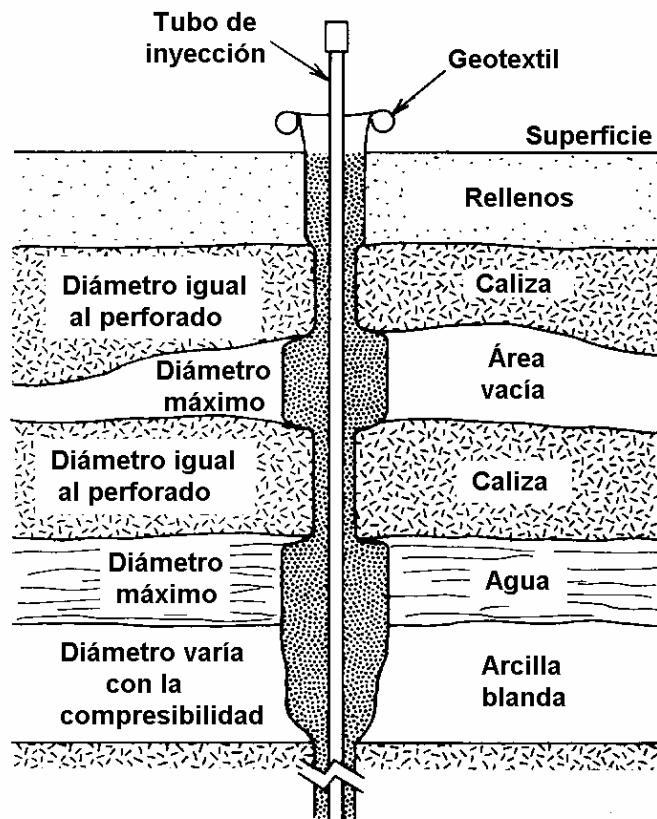


Figura 3.13 Inclusiones de mortero envueltas en geotextil (Koerner, 1985)

3.3.2.2. Mezclas de Suelo y Aglutinante

Diversas técnicas han sido desarrolladas para formar columnas a partir de la mezcla del suelo existente con algún aglutinante, formando así inclusiones que son considerablemente más rígidas que el suelo sin tratamiento. Entre las técnicas más utilizadas destacan las siguientes.

“*Jet grouting*”. Consiste en inyecciones de mortero mediante chorros a alta presión dirigidos lateralmente a las paredes de un pozo. El chorro excava y mezcla simultáneamente el suelo (Figura 3.14). La técnica permite mejorar las características geotécnicas, teniendo como resultado una inclusión de suelo-mortero con una mayor resistencia que el suelo original. El radio final logrado de la inclusión se denomina radio de acción y depende de varios factores tales como la presión de trabajo, el tiempo de inyección, la resistencia al corte del suelo, el tamaño de los orificios de perforación, el peso específico del mortero de inyección, entre otros.

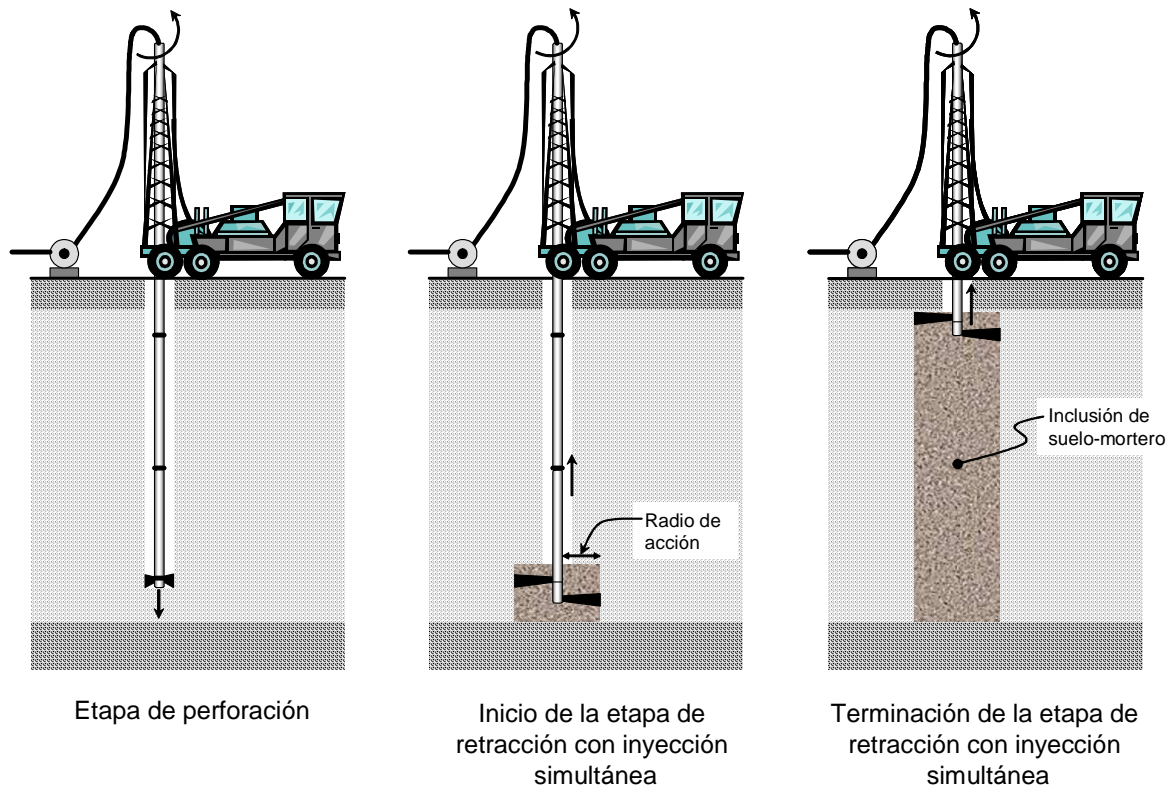


Figura 3.14 “Jet grouting” (Rodríguez, 2001)

“*Cutter soil mixing*”. Se basa en el uso de dos ruedas de corte montadas verticalmente que giran en direcciones opuestas (Figura 3.15). Las ruedas cortan el suelo circundante al mismo tiempo que lo mezclan con el mortero inyectado para formar paneles de suelo-cemento entre 0.50 y 1.20 m de ancho (Figura 3.15).

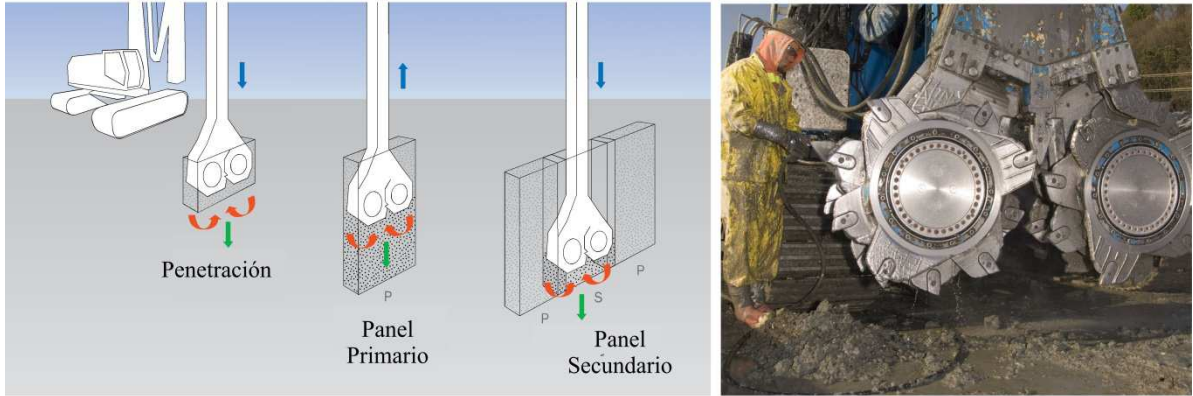


Figura 3.15 “Cutter soil mixing” (Malcolm Drilling Co., 2013)

“*Deep soil mixing*”. Este sistema utiliza herramientas mecánicas para cortar el suelo en el sitio y mezclarlo con un mortero bombeado a baja presión. Este método tiene la habilidad de crear largas columnas de suelo mezclado, típicamente entre 1.5 y 2.4 m de diámetro, a profundidades de hasta 25 m (Figura 3.16). Este sistema proporciona una económica alternativa en proyectos de mejoramiento masivo de suelos.

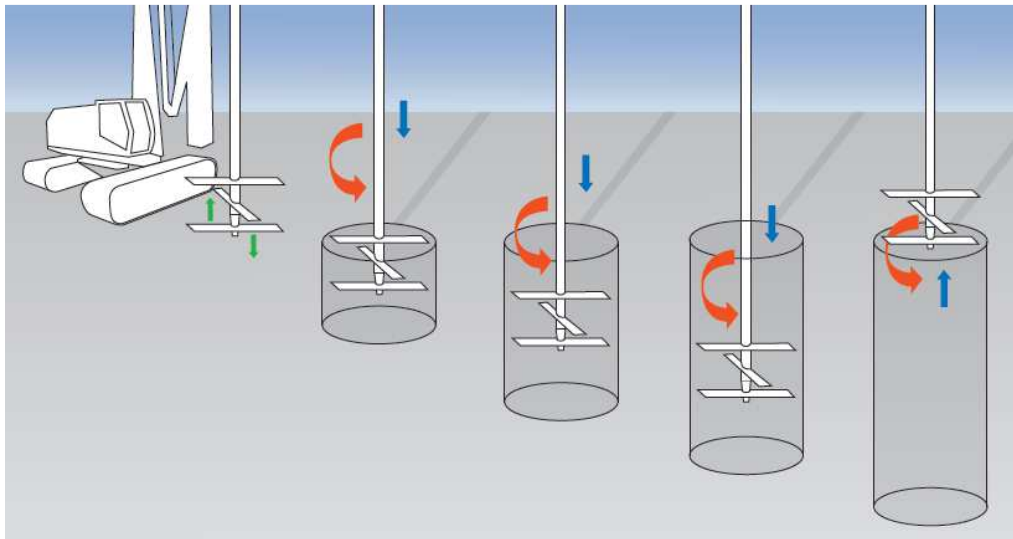


Figura 3.16 “Deep soil mixing” (Malcolm Drilling Co., 2013)

Columnas de cal-cemento mezcladas in situ. Esta técnica consiste en realizar una mezcla in situ del suelo blando con un material estabilizante formado de cal, cemento y aire a presión, creándose una columna cuyo diámetro puede variar de 0.5 a 1.2 m, y con profundidades desde 15 hasta 25 m (Figura 3.17). Esta técnica se utiliza principalmente para la reducción de asentamientos y para el mejoramiento de la estabilidad en proyectos de infraestructura tales como caminos y carreteras sobre depósitos de suelo blando. También se ha utilizado en la cimentación de edificios pequeños y puentes, así como en la estabilización de excavaciones y laderas. Su principal aplicación es en arcillas blandas, pero también se ha llegado a emplear en arcillas orgánicas y limos arcillosos.

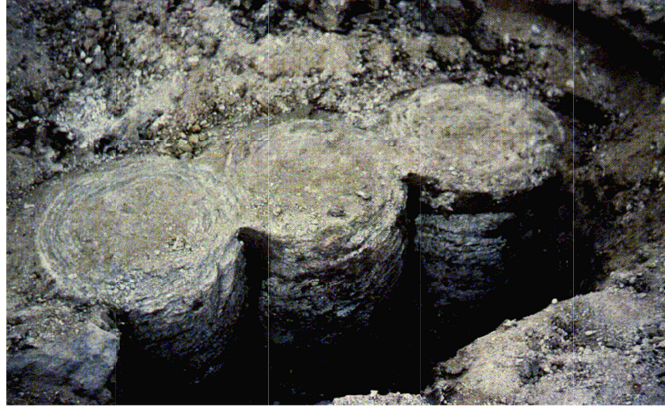


Figura 3.17 Columnas de cal-cemento mezcladas in situ (Rodríguez, 2001)

3.4. PRINCIPIO DE FUNCIONAMIENTO DE LAS INCLUSIONES RÍGIDAS

El funcionamiento del sistema se basa en la transferencia de las cargas superficiales a las inclusiones rígidas, sin que éstas se encuentren conectadas a la superestructura. Es posible identificar dos mecanismos principales a través de los cuales las cargas son transferidas a las inclusiones. El primero se refiere a la transferencia de carga a la cabeza, debido a la interacción con la plataforma de distribución, resultado del fenómeno de arqueo. El segundo se refiere a la transferencia de carga debido a los esfuerzos cortantes generados a lo largo del fuste de la inclusión (fricción negativa).

3.4.1. Arqueo

El arqueo es uno de los fenómenos más universales en los suelos (Terzaghi, 1943). Éste ocurre cuando existe una zona dentro de la masa que se mueve o fluye respecto al resto. Este movimiento genera la movilización de la resistencia al corte a lo largo de la frontera entre las zonas en movimiento y estacionarias. Ya que la resistencia al corte tiende a mantener a la zona en movimiento en su posición original, causa la reducción de los esfuerzos de la misma, y los aumenta en las zonas adyacentes estacionarias.

Las inclusiones tienen una rigidez axial cientos o miles de veces más grande que el suelo circundante. Por lo tanto, es lógico esperar que el desplazamiento vertical de las inclusiones sea mucho menor que el del suelo. Lo anterior deriva en que existan movimientos relativos del suelo en la plataforma de distribución, ya que las zonas que se encuentran en contacto con la cabeza de las inclusiones no podrán deformarse al mismo ritmo que las zonas entre inclusiones, las cuales se encuentran directamente sobre el suelo blando (Figura 3.18). Esta situación ocasiona el fenómeno de arqueo, el cual resulta en una disminución del esfuerzo vertical en las zonas entre inclusiones y un aumento en la cabeza. Debido a que generalmente la plataforma de distribución tiene una resistencia considerable, el mecanismo desarrollado tiene la capacidad de transmitir gran parte de las cargas a la cabeza de las inclusiones.

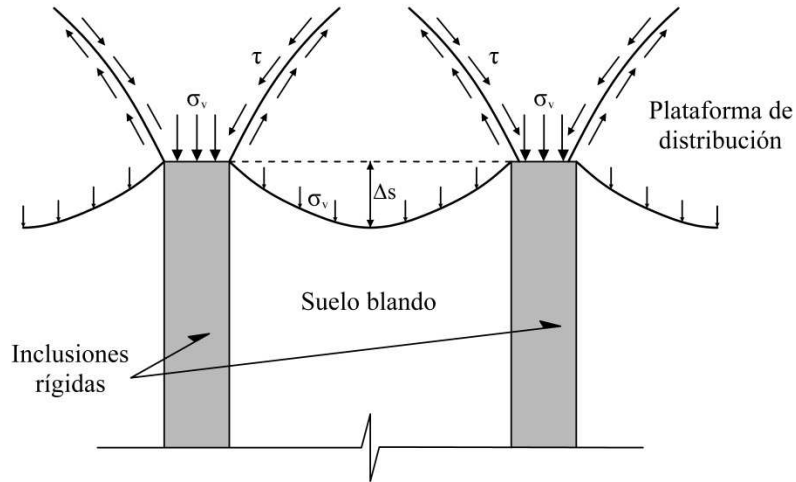


Figura 3.18 Fenómeno del arqueado en el sistema a base de inclusiones rígidas

Este fenómeno de transferencia ha sido verificado en el laboratorio por medio de tomografías computarizadas de rayos X (CT scan) (Eskişara *et al.*, 2012). En la Figura 3.19 se muestran los resultados de un modelo a escala con dos inclusiones y una plataforma de distribución constituida por diversos materiales. El fuerte gradiente en la densidad de los valores CT indica la presencia de los planos de corte, tal como se esquematizó en la Figura 3.18. El ángulo de inclinación de los planos de corte entre inclusiones depende de las características del material utilizado como plataforma de distribución. En general, menores ángulos de inclinación en los planos de corte están asociados a mayores ángulos de fricción interna del material.

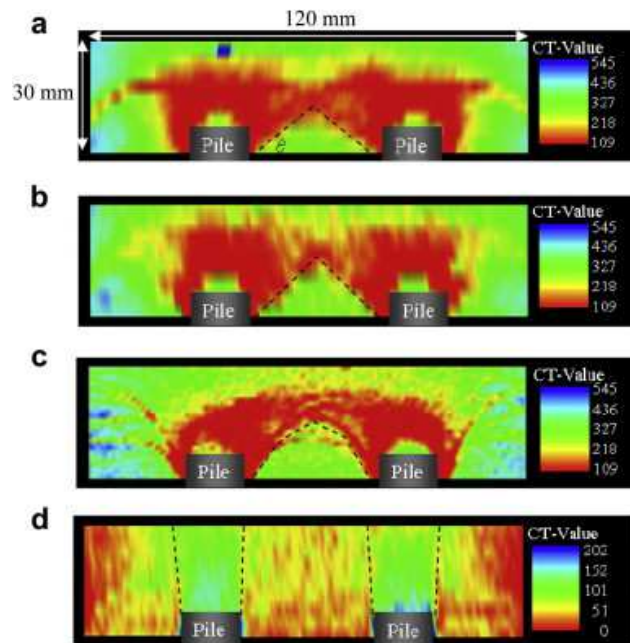


Figura 3.19 Tomografías computarizadas de rayos X de un modelo a escala de inclusiones rígidas con una plataforma de distribución constituida por a) arena Toyoura, b) Arena sílica no. 7, c) arena sílica no. 8, d) Arcilla (Eskişara *et al.*, 2012).

Es importante notar como en el caso de la arcilla, los planos de falla son verticales y coinciden con los bordes de las inclusiones. Estos resultados concuerdan con los obtenidos por Rodríguez (2010) mediante simulaciones numéricas de elemento finito, en los que se considera que la plataforma de distribución está constituida por arcilla endurecida (Figura 3.20).

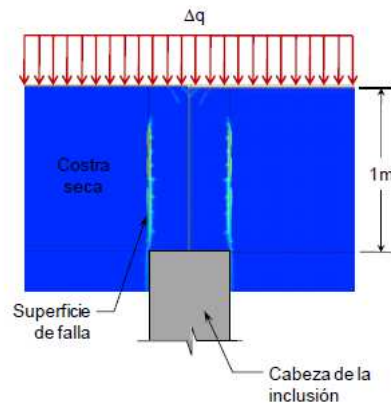


Figura 3.20 Mecanismo de falla desarrollado en la plataforma de distribución constituida de arcilla endurecida (Rodríguez, 2010).

Para evaluar la forma y magnitud del campo de esfuerzos generado en la plataforma de distribución es posible recurrir a simulaciones numéricas de medios continuos. En la Figura 3.21 se presentan los resultados de un análisis numérico de diferencias finitas, en donde puede observarse la dirección y magnitud de los esfuerzos principales en el medio.

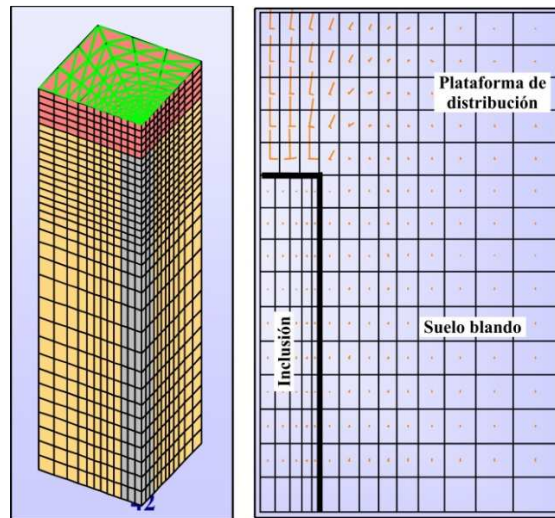


Figura 3.21 Esfuerzos principales en la plataforma de distribución (modificado de ASIRI, 2012)

Puede notarse como los esfuerzos generados por la carga en la superficie del modelo se concentran en la cabeza de las inclusiones, aunque es importante mencionar que los análisis de medios continuos no son capaces de reproducir adecuadamente el fenómeno del arqueo, y la transferencia de carga ocurre debido a la diferencia de rigideces entre la inclusión y el suelo circundante.

También es posible evaluar los esfuerzos generados en la plataforma de distribución a partir de planteamientos analíticos. Mendoza (2006), presenta las expresiones para el cálculo de la distribución de esfuerzos verticales con la profundidad, al centro de la distancia horizontal entre dos inclusiones; las cuales son obtenidas a partir de la teoría de arqueo de Terzaghi (1943).

3.4.2. Fricción Negativa

La porción de las cargas que no es transferida a las inclusiones por medio del fenómeno de arqueo, es transmitida a la masa de suelo blando que subyace la plataforma de distribución. Esto ocasiona un incremento en el estado de esfuerzos y, por lo tanto, la deformación de la masa de suelo. Dicha deformación genera un movimiento relativo entre el suelo y la inclusión. Este desplazamiento moviliza parte de la resistencia al esfuerzo cortante en la interfaz, ocasionando una transferencia de carga a las inclusiones a lo largo de su fuste. Además, fenómenos como el hundimiento regional, ocasionan incrementos adicionales en el estado de esfuerzos efectivos de la masa de suelo, acrecentando los movimientos relativos en la interfaz, hasta alcanzar movilizar gran parte de la resistencia al esfuerzo cortante. Este fenómeno es conocido como fricción negativa, y ocurre también en sistemas convencionales a base de pilotes o pilas, dependiendo de sus condiciones de apoyo y de trabajo. Generalmente las inclusiones utilizadas en el Valle de México no se construyen hasta el estrato resistente, debido a que el hundimiento regional ocasionaría su penetración en la plataforma de distribución. Por lo tanto, también es posible el desarrollo de fricción positiva en la parte inferior de las inclusiones, esto quiere decir que en esa zona la transferencia de carga ocurre desde la inclusión, hacia el suelo.

Debido a que este fenómeno no es exclusivo de las inclusiones rígidas, y puede llegar a ocurrir en prácticamente cualquier sistema de cimentación profunda, existen numerosas teorías para evaluar su magnitud. Modelos analíticos desarrollados para el análisis de fricción en pilotes (Zeevaert, 1972; Reséndiz y Auvinet, 1973) pueden ser fácilmente adaptados para modelar el comportamiento de las inclusiones. Este fenómeno también puede estudiarse con la ayuda de modelos numéricos. En México, destaca el trabajo presentado por Rodríguez (2010), en donde se utilizan modelos tridimensionales y axisimétricos de elemento finito para estudiar el fenómeno de interacción pilote-suelo.

3.5. USO DE INCLUSIONES RÍGIDAS EN EL VALLE DE MÉXICO

En los últimos años el sistema de cimentación a base de inclusiones rígidas ha ganado una gran aceptación en el control de asentamientos totales y diferenciales en estructuras ligeras o medianas. Entre los principales motivos destacan (Auvinet y Rodríguez, 2006):

1. Ventajas económicas que el sistema presenta contra los sistemas tradicionales a base de pilotes y pilas reforzadas con conexiones estructurales,

2. Desarrollo de nuevos métodos de construcción, especialmente para el caso de inclusiones coladas *in situ* sin refuerzo,
3. Experiencia adquirida en diferentes proyectos, y
4. Precisión razonable en los modelos analíticos y numéricos para el análisis y diseño de las inclusiones.

Entre las aplicaciones sobresalientes del sistema, podemos mencionar su uso para un conjunto residencial construido en un predio de seis hectáreas localizado en la Ciudad de México (Rodríguez y Auvinet, 2006). El proyecto lo conforma un grupo de 66 edificios de cinco niveles y en donde se encuentra una estratigrafía característica de la zona de lago. Durante el diseño de la cimentación de los edificios se determinó que el uso de una losa de cimentación superficial cumplía con los estados límite de falla en condiciones estáticas y dinámicas, pero los asentamientos estaban muy por encima de los límites permisibles. Por lo tanto, se ideó utilizar el sistema de inclusiones rígidas con la configuración mostrada en la Figura 3.22, con lo cual se pretendió mantener al mínimo los asentamientos diferenciales en las edificaciones.

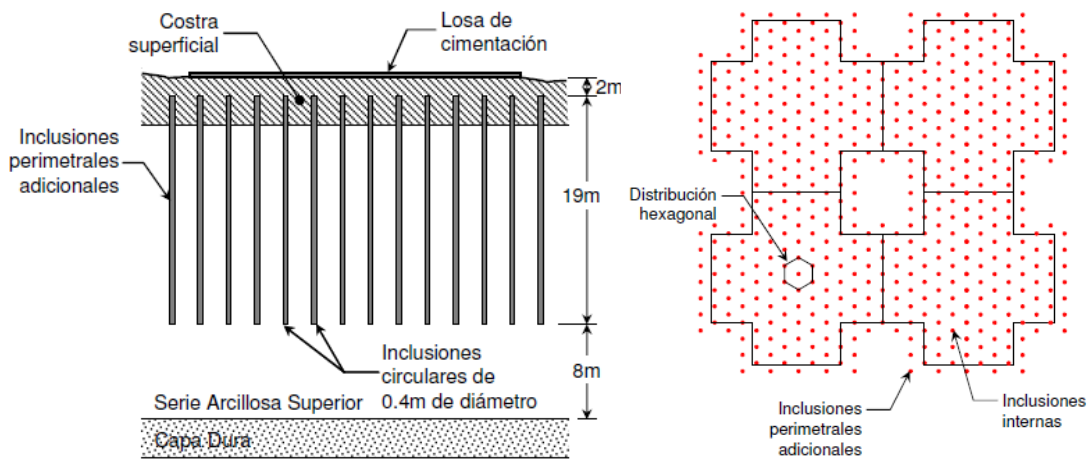


Figura 3.22 Sistema de inclusiones adoptado (Rodríguez y Auvinet, 2006)

Durante más de un año después de la construcción, los asentamientos diferenciales fueron monitoreados en bancos de nivel superficiales en ocho puntos alrededor del perímetro de tres edificios diferentes. Dichas mediciones se muestran en la Figura 3.23. El máximo asentamiento diferencial está cerca de los 2 cm, y el promedio cerca de 0.5 cm, con lo cual quedó en evidencia el buen desempeño del sistema.

Otra destacada aplicación de las inclusiones rígidas se presenta en los trabajos de conservación de la Catedral Metropolitana de la ciudad (Santoyo y Ovando, 2006). Las deformaciones acumuladas en el curso de los 419 años desde el inicio de la construcción, hasta finales de 1989, generaron asentamientos diferenciales hasta de 2.42 m. Dos proyectos fallidos fueron ejecutados con la intención de corregir las deformaciones diferenciales: uno en los años cuarenta, basado en la construcción de una losa de concreto de 50 cm de espesor, rigidizada con vigas en ambas direcciones; y un segundo

proyecto en 1975, basado en el uso de pilotes de control. El proyecto de corrección exitoso tuvo lugar entre Septiembre de 1993 y Junio de 1998, el cual consistió en la subexcavación del subsuelo bajo la Catedral. Una descripción detallada de la técnica de subexcavación empleada puede consultarse en Tamez *et al.* (1995, 1997) y Ovando y Santoyo (2001). La máxima corrección inducida fue de 92 cm, pero para el año de 1999 ésta se había reducido a 88 cm debido a la reactivación de los fenómenos de hundimiento regional. A fin de preservar la corrección inducida y evitar intervenciones periódicas de esta naturaleza, se convino rigidizar el suelo selectivamente mediante el uso de inclusiones rígidas. A diferencia de los sistemas convencionales de inclusiones, en este caso fueron utilizadas en conjunto con láminas de mortero construidas induciendo el fenómeno de fracturamiento hidráulico en la arcilla (Figura 3.24)

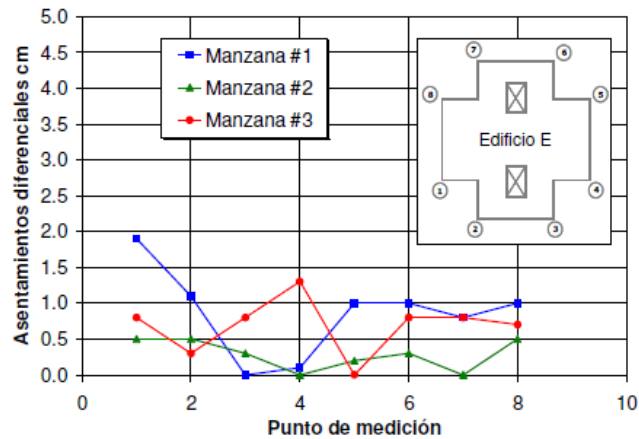


Figura 3.23 Asentamientos diferenciales registrados (Rodríguez y Auvinet, 2006)

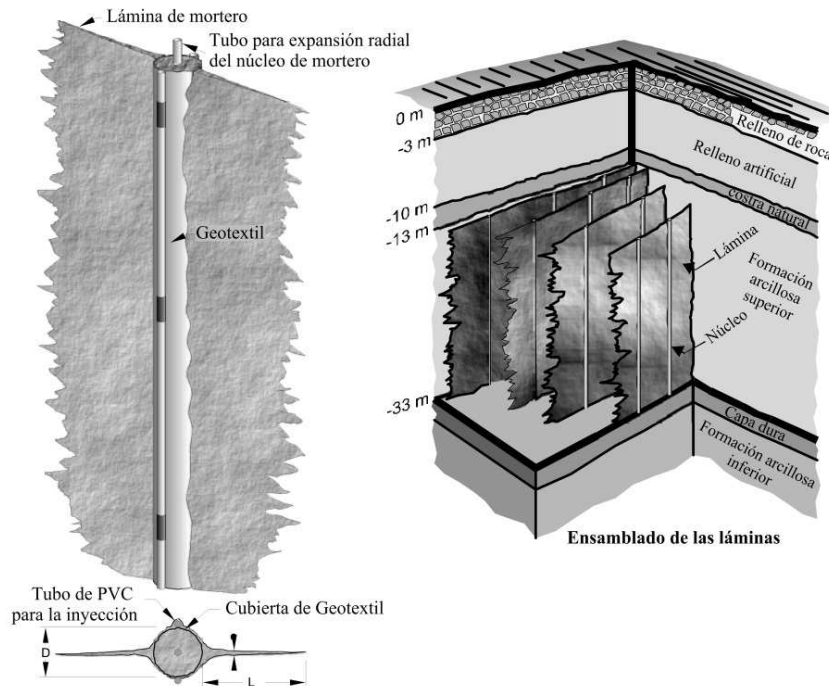


Figura 3.24 Inclusiones rígidas empleadas en la Catedral (Santoyo y Ovando, 2006)

Las inclusiones están compuestas de un núcleo central de concreto de 26 cm de diámetro colado en el sitio mediante una perforación previa. Posteriormente se realizaron inyecciones de mortero a través de tubos de PVC colocados a los costados del núcleo central, a presiones mayores que las que producen el fracturamiento hidráulico de la arcilla, formando así las láminas de mortero mencionadas, expandidas entre 2.0 y 3.0 m lateralmente a partir del núcleo (Figura 3.24). En la Figura 3.25 se muestran los contornos de velocidad de hundimiento antes y después de la construcción de las inclusiones. Puede observarse una drástica reducción en la velocidad de hundimiento, evidenciando el excelente desempeño del sistema.

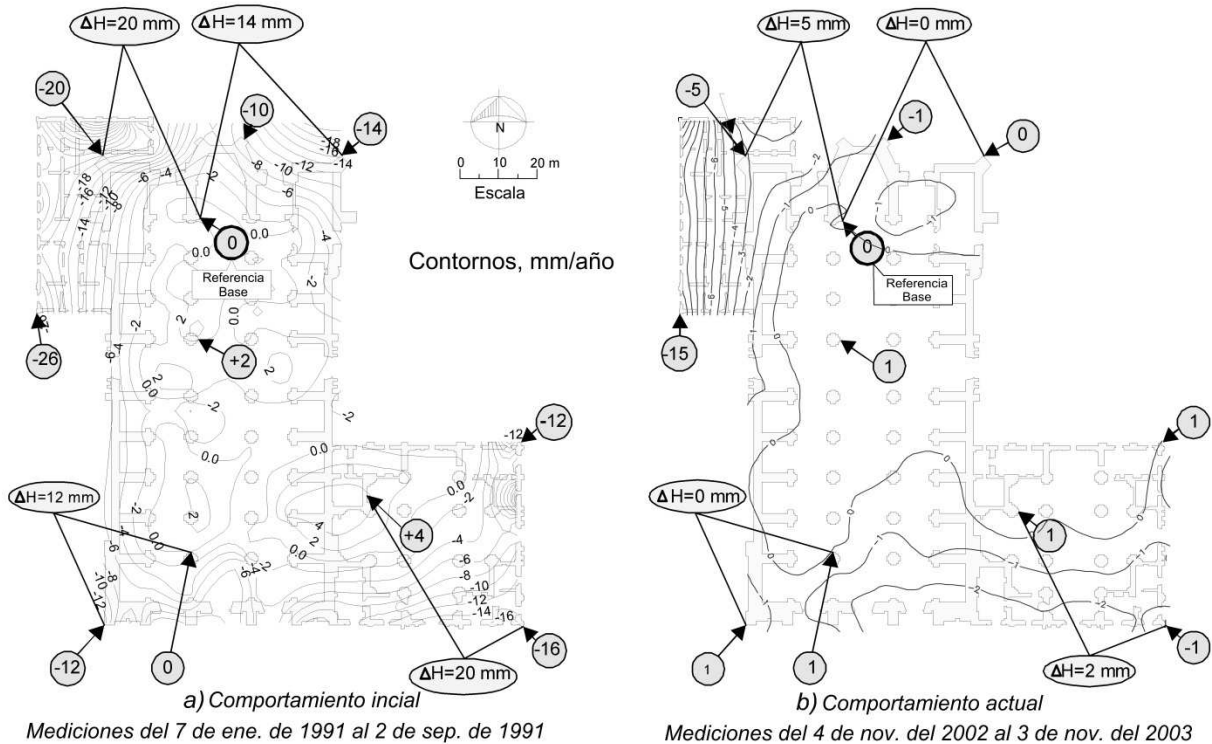


Figura 3.25 Velocidades de deformación antes y después de la construcción de las inclusiones rígidas (Santoyo y Ovando, 2006).

Otros ejemplos de aplicaciones de las inclusiones rígidas en el Valle de México pueden consultarse en Menache y Jaramillo (2006), Ibarra *et al.* (2006), Trelles *et al.* (2008), Holguín *et al.* (2010), Gutiérrez (2012).

CAPÍTULO 4

MODELADO NUMÉRICO DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

4.1. INTRODUCCIÓN

A través de los años, el modelado numérico del comportamiento de sistemas dinámicos ha ganado relevancia, principalmente debido al ahorro en los costos que representa el utilizar modelos numéricos en lugar de costosos y numerosos prototipos en las etapas iniciales de un proyecto. Lo anterior cobra particular relevancia en el caso de zonas de alto riesgo sísmico, tal como la Ciudad de México, donde el comportamiento dinámico de las estructuras y sistemas de cimentación debe ser minuciosamente evaluado, y en donde las precarias propiedades mecánicas de los suelos motivan una constante innovación en los sistemas de cimentación.

En el presente capítulo se describen los aspectos más relevantes del modelado numérico de sistemas dinámicos, haciendo especial referencia al uso del programa tridimensional explícito de diferencias finitas FLAC^{3D}, utilizado en los análisis numéricos de la presente investigación.

4.2. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

La dinámica estructural trata con los métodos para determinar los esfuerzos y desplazamientos de una estructura sujeta a cargas dinámicas. Las dimensiones de la estructura son finitas, por lo que es bastante sencillo determinar un modelo dinámico con un número finito de grados de libertad. Se formulan las correspondientes ecuaciones dinámicas de movimiento de la estructura discreta, y existen métodos disponibles bastante desarrollados para resolverlas. Sin embargo, generalmente la estructura interactuará con el suelo circundante, el cual representa un dominio semi-infinito. Para carga estática, puede introducirse una frontera ficticia a una suficiente distancia de la estructura, donde se espera que ésta no presente influencia desde un punto de vista práctico. Esto deriva en un dominio finito para el suelo el cual puede modelarse en forma similar que para una estructura. El sistema discreto, constituido por la estructura y el suelo, puede analizarse directamente. Sin embargo, en el caso de cargas dinámicas, este procedimiento no puede ser utilizado en forma directa. Las fronteras ficticias reflejarían las ondas originadas por la vibración de la estructura de vuelta a la región de suelo discretizada, en lugar de permitir que pasen a través de éstas y se propaguen hacia el infinito. La necesidad de representar apropiadamente un medio semi-infinito distingue a la dinámica de suelos de la dinámica estructural.

En general, es posible dividir las dos principales causas en la interacción suelo-estructura: la inhabilidad de la cimentación para igualar las deformaciones en campo libre (interacción cinemática), y

el efecto de la respuesta dinámica del sistema estructura-cimentación en el movimiento del suelo de soporte (interacción inercial).

En campo libre, un sismo causa el desplazamiento del suelo tanto en la dirección horizontal como en la vertical. Si una cimentación en la superficie o embebida en el depósito de suelo, tiene una rigidez tal que es incapaz de seguir los patrones de deformación del campo libre (Figura 4.1), su movimiento será influenciado por el efecto de *interacción cinemática*, incluso si el cimientado careciera de masa. La interacción cinemática ocurrirá cada vez que la rigidez del cimientado impida el desarrollo de los movimientos en campo libre, y puede incluso inducir diferentes modos de vibración en la estructura.

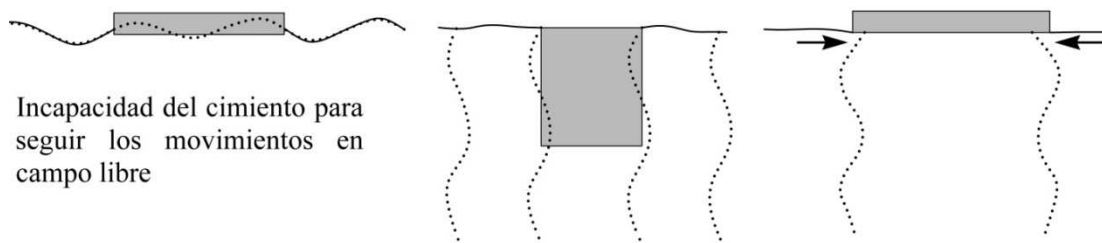


Figura 4.1 Interacción cinemática suelo-estructura (Kramer, 1996)

Sin embargo, la estructura y su cimentación tienen masa, provocando que ésta responda dinámicamente. Las cargas inerciales generadas producen momentos de volteo y fuerzas cortantes transversales, causando la deformación del suelo bajo la estructura y, por lo tanto, modificando el movimiento en su base. Este efecto se conoce como *interacción inercial*.

4.2.1 Métodos de Subestructura

En el caso de sistemas lineales, donde es aplicable el principio de superposición, es posible analizar los efectos de interacción dinámica en forma separada. Estos métodos, donde los efectos cinemáticos e inerciales son evaluados en diferentes etapas del análisis se conocen como métodos de *subestructura*.

Tomando como ejemplo la estructura mostrada en la Figura 4.2, el método procede de la forma siguiente. Primero se determina la respuesta en campo libre. La parte de interacción se realiza en dos pasos. En el primero, el dominio de suelo semi-infinito se analiza como un subsistema dinámico, en donde se determinan las relaciones fuerza-desplazamiento de los grados de libertad de aquellos nodos que estarán en contacto con la estructura. Estos coeficientes de rigidez dinámica del suelo pueden interpretarse físicamente como un sistema resorte-amortiguador. En esta etapa se considera que la estructura y la cimentación carecen de masa pero tienen rigidez, es decir, corresponde a la evaluación de los efectos cinemáticos. En el segundo paso, la estructura soportada por este sistema de resortes se analiza para la excitación generada en el análisis de los movimientos de campo libre. En esta etapa sí se considera la masa de la estructura y la cimentación, la cual genera fuerzas de inercia a las que los

coeficientes de rigidez dinámica tendrán que reaccionar (interacción inercial). El método de subestructura permite descomponer el complicado sistema de interacción en partes más manejables que pueden ser fácilmente analizadas.

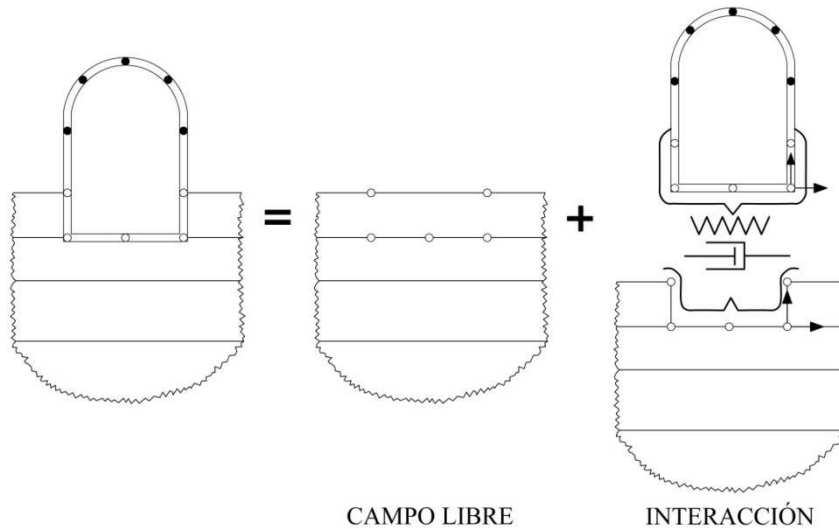


Figura 4.2 Interacción suelo-estructura con el método de subestructura (Wolf, 1985)

Existen diferentes técnicas en el análisis de los efectos de interacción cinemática, en donde el suelo debe ser representado como un medio semi-infinito. Estas técnicas se clasifican en forma general como procedimientos globales y locales. Los primeros proporcionan una solución rigurosa mientras que los segundos proporcionan una aproximada.

Entre los procedimientos globales destacan:

- Método de elementos de frontera (Brebbia *et al.*, 1984; Hall y Oliveto, 2003)
- Método del estrato delgado (Lysmer, 1970; Kausel, 1992)
- Condiciones de frontera no reflejantes exactas (Keller y Givoli, 1989; Tsynkov, 1998)
- Método de elemento finito con elementos de frontera escalados (Song y Wolf, 1997)

Entre los locales:

- Elementos infinitos (Bettess y Zienkiewicz, 1977; Astley, 2000)
- Estratos absorbentes (Israeli y Orszag, 1981; Berenger, 1994; Basu y Chopra, 2003)

4.2.2 Método Directo

En el método directo, el sistema completo suelo-cimentación-estructura es modelado y analizado en un solo paso. El suelo es discretizado en una región finita limitada por fronteras artificiales (Figura 4.3), formuladas con un número finito de grados de libertad, y que deben simular la extensión infinita del

suelo. Estas fronteras, que permiten la disipación de energía desde el interior hacia el exterior de la zona de suelo discretizado, suelen llamarse fronteras no reflejantes, absorbentes o silenciosas.

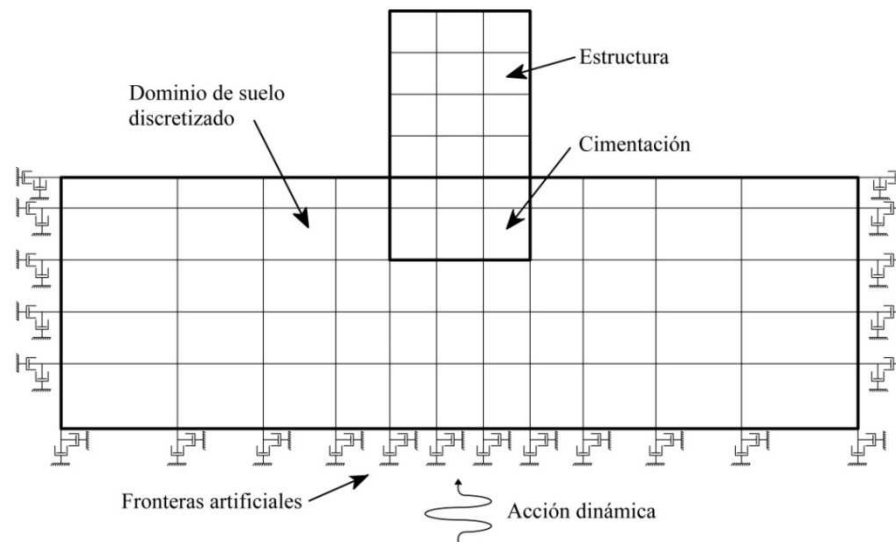


Figura 4.3 Esquema del método directo de interacción suelo-estructura

Las diferentes formulaciones de las condiciones de frontera pueden clasificarse en tres grupos: fronteras elementales, locales y consistentes (Wolf, 1985).

Fronteras Elementales. En estas fronteras la malla del suelo es abruptamente truncada en la frontera artificial, donde se prescriben nulos desplazamientos o tracciones. Actúan como perfectos reflectores de las ondas incidentes, no transmitiendo o absorbiendo energía. La energía atrapada en el sistema dinámico puede conducir a resultados desastrosos. Para mejorar esta situación, el amortiguamiento material del sistema puede ser artificialmente incrementado para asegurar que la amplitud de las ondas reflejadas sea reducida en forma significativa antes de alcanzar la interfaz suelo-estructura, aunque el uso de un amortiguamiento irrealista demasiado alto puede influenciar significativamente la rigidez del suelo y, por lo tanto, resultar en una respuesta incorrecta.

Fronteras locales. Generalmente se formulan en el dominio del tiempo. En cada nodo y para cada grado de libertad, las fronteras locales consisten en un amortiguador viscoso. Para algunos ángulos de incidencia, estas fronteras son capaces de absorber perfectamente toda la energía de la onda incidente, aunque para ciertos ángulos la absorción es parcial y permiten la reflexión de una cierta cantidad de energía.

Fronteras consistentes. Éstas son capaces de absorber perfectamente las ondas de cuerpo para cualquier ángulo de incidencia. Todas las ondas incidentes son por lo tanto transmitidas sin que ocurra ninguna reflexión. Las relaciones fuerza-desplazamiento de una frontera consistente son dependientes de la frecuencia y puede visualizarse como un sistema resorte-amortiguador.

Algunos software comerciales basados en métodos numéricos como el elemento finito y las diferencias finitas, se agrupan bajo esta categoría de métodos directos, ya que permiten el análisis dinámico simultáneo del dominio de suelo discretizado, y de la estructura considerada. Este es el caso del programa de diferencias finitas FLAC^{3D}, utilizado en la presente investigación.

4.3. MÉTODO DE DIFERENCIAS FINITAS - FLAC^{3D}

El método de diferencias finitas es quizás la técnica numérica más antigua utilizada en la solución de un conjunto de ecuaciones diferenciales, dados valores iniciales y/o valores en la frontera. La mecánica del medio se deriva a partir de principios generales (definición de deformación, leyes del movimiento), y el uso de ecuaciones constitutivas que definen al material idealizado. Las expresiones matemáticas resultantes son un conjunto de ecuaciones diferenciales parciales que relacionan las variables mecánicas y cinemáticas, las cuales deberán resolverse para geometrías específicas, dadas condiciones iniciales y valores en las fronteras.

A pesar de que el algoritmo implementado en FLAC^{3D} está inicialmente orientado a la solución de problemas estáticos, la ecuación dinámica del movimiento se incluye en su formulación. De esta manera se asegura la estabilidad del esquema numérico en los casos donde exista inestabilidad en el sistema físico modelado. Un resumen de la implementación numérica del programa puede consultarse en el Anexo 1 del presente documento.

4.4. PRINCIPALES ASPECTOS EN EL MODELADO NUMÉRICO DE SISTEMAS DINÁMICOS

Los análisis numéricos de interacción dinámica suelo-estructura difieren en gran medida de los análisis estáticos, y requieren la correcta consideración de diferentes aspectos que permitan representar adecuadamente el sistema dinámico analizado. Entre estos aspectos destacan las condiciones de frontera, la selección y aplicación de las acciones dinámicas, y el amortiguamiento material de los elementos de suelo.

4.4.1. Condiciones de Frontera Dinámicas

Tal como se describió previamente, el programa FLAC^{3D} está contenido en los métodos directos de interacción dinámica suelo-estructura. A fin de representar la naturaleza infinita del suelo, y permitir que las ondas de cuerpo irradiadas por la estructura y reflejadas en la superficie puedan propagarse al infinito, es necesario utilizar fronteras artificiales capaces de representar esta condición.

La opción de prescribir una velocidad nula en los nodos de las fronteras del modelo numérico (desplazamientos restringidos), está disponible en FLAC^{3D} tanto para análisis estáticos, como para

análisis dinámicos; aunque su uso en el caso dinámico acarrea el problema de la reflexión de las ondas incidentes en las fronteras, provocando una acumulación de energía irreal dentro de la zona de suelo discretizada. A fin de representar la naturaleza semi-infinita del suelo adecuadamente, existen dos tipos de fronteras artificiales implementadas en FLAC^{3D}: las *fronteras absorbentes* y las *fronteras de campo libre*.

4.4.1.1. Fronteras Absorbentes

Pertenecen al grupo de fronteras locales y su formulación se desarrolló por Lysmer y Kuhlemeyer (1969). Se basan en el uso de amortiguadores independientes en las direcciones normal y tangencial de los nodos ubicados en la frontera del modelo. El método es completamente efectivo absorbiendo ondas de cuerpo que se aproximan a la frontera con ángulos de incidencia mayores que 30°. Para ángulos de incidencia menores, o en el caso de ondas de superficie, existe una absorción parcial de energía. Sin embargo, estas fronteras tienen la ventaja de operar en el dominio del tiempo. Los amortiguadores proporcionan tracciones viscosas normales y tangenciales dadas por las siguientes expresiones:

$$\tau_n = -\rho V_p v_n \quad (4.1)$$

$$\tau_s = -\rho V_s v_s \quad (4.2)$$

donde t_n y t_s , son las tracciones viscosas en las direcciones normal y tangencial; V_p , es la velocidad de propagación de las ondas de compresión; v_n y v_s , son las velocidades de partícula en direcciones normal y tangencial.

Estos términos viscosos son calculados y aplicados en cada intervalo de tiempo de la solución explícita a los nodos donde se especifica esta condición de frontera.

En los casos donde la carga dinámica se aplica como una condición de frontera en la base o superficie del modelo numérico, tal como es común en el caso de simulaciones sísmicas, las fronteras absorbentes no deben utilizarse en las caras laterales del modelo. Las ondas planas propagándose hacia arriba o hacia abajo sufrirían distorsiones en la frontera. Por el contrario, estas fronteras son particularmente eficientes para utilizarse en la base del modelo, ya que permiten la aplicación directa de la acción dinámica, pero el movimiento en la base no estará completamente definido por ésta, sino que será igual a la superposición del movimiento inducido por la acción aplicada y el inducido por las ondas incidentes que serán absorbidas en la frontera.

4.4.1.2. Fronteras de Campo Libre

Proporcionan un procedimiento alternativo para forzar los movimientos de campo libre en las fronteras laterales del modelo numérico, de tal modo que éstas conserven sus propiedades no reflejantes. Esta técnica involucra el cálculo de los movimientos de campo libre en una malla independiente, en paralelo

con el análisis de la malla principal. Las fronteras laterales de la malla principal se acoplan con la malla en campo libre mediante amortiguadores viscosos a fin de simular una frontera absorbente (Figura 4.4), y las fuerzas fuera de balance de la malla en campo libre respecto a la malla principal son aplicadas a las fronteras de ésta última. De esta forma, las ondas planas propagándose hacia arriba o hacia abajo no sufren distorsión en las fronteras ya que la malla en campo libre proporciona una condición idéntica que en el caso de un modelo infinito. De no existir ninguna estructura modelada en la malla principal, los amortiguadores laterales no trabajarán, ya que la malla en campo libre ejecuta el mismo movimiento que la malla principal. Sin embargo, si el movimiento de la malla principal difiere de la malla en campo libre, entonces los amortiguadores actuarán para absorber energía en forma similar que la descrita para las fronteras absorbentes.

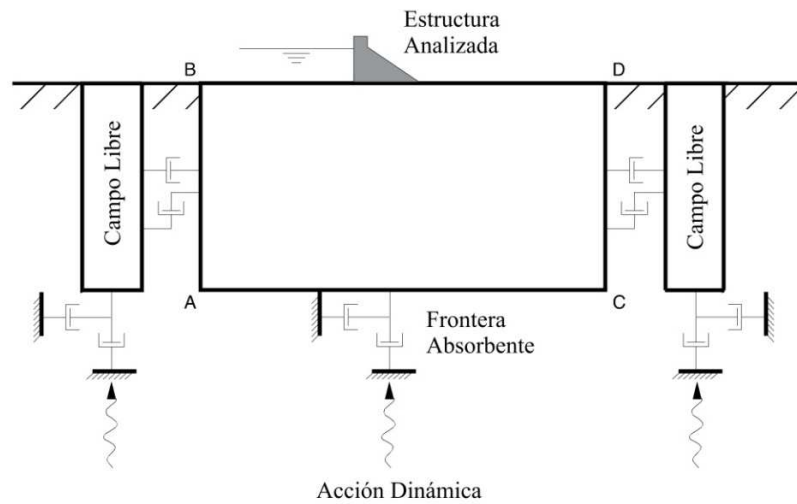


Figura 4.4 Condiciones de frontera adecuadas para análisis dinámicos de interacción suelo-estructura (Itasca, 2003).

4.4.2. Acciones Dinámicas

Tal como muchos otros programas comerciales disponibles para el análisis de sistemas dinámicos, FLAC^{3D} está formulado en el dominio del tiempo, por lo que las acciones dinámicas deben especificarse como historias de tiempo. Dichas acciones pueden aplicarse al modelo como:

5. Historias de aceleraciones,
6. Historias de velocidades,
7. Historias de esfuerzos, o
8. Historias de fuerzas.

Por lo tanto, en el caso de análisis sísmicos, es posible utilizar un registro acelerográfico de un sismo particular como la acción dinámica del modelo numérico. El problema radica en que un determinado registro no es suficiente para caracterizar el ambiente sísmico de un sitio. Las diferentes técnicas y enfoques involucrados en la generación de los movimientos de diseño quedan fuera del alcance de la

presente investigación. Una síntesis de los aspectos implicados en la generación de los movimientos de diseño puede consultarse en Kramer (1996).

4.4.2.1. Duración

El registro acelerográfico de un sismo comprende un intervalo de tiempo en que las aceleraciones alcanzan valores superiores a los producidos por el ruido ambiental. Para fines ingenieriles, solamente la parte más intensa del movimiento es de interés, ya que en muchas ocasiones la mayor parte de la energía de un sismo está contenida en un intervalo mucho menor que la duración del registro completo. Esto cobra gran importancia en el modelado numérico de sistemas dinámicos, donde los tiempos de cálculo están directamente relacionados con la duración de las historias de tiempo empleadas.

Diferentes enfoques se han utilizado para evaluar la duración de interés de un registro. Uno de ellos es la duración entre corchetes (Bolt, 1969), definida como el intervalo de tiempo entre la primera y la última excedencia de un determinado umbral de aceleración, usualmente igual a 0.05g (Figura 4.5).

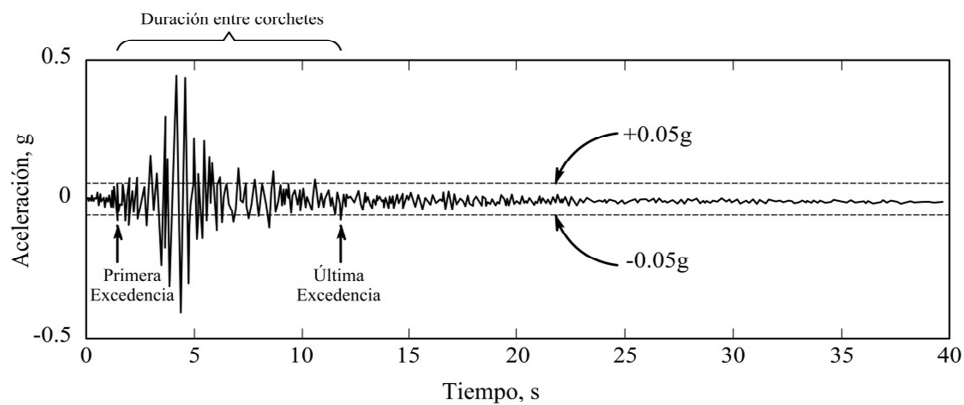


Figura 4.5 Definición de la duración entre corchetes (Kramer, 1996)

Otra definición de la duración está basada en el intervalo de tiempo limitado por los puntos en los que ocurre el 5 y el 95% de la energía total de un registro. La intensidad de Arias (Arias, 1970) se utiliza generalmente como una medida de la energía registrada y se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{\infty} a(t)^2 dt \quad (4.3)$$

donde I_a , es la intensidad de Arias; y $a(t)$, es la aceleración función del tiempo.

Algunos otros criterios para definir la duración de interés de los registros acelerográficos pueden consultarse en Boore (1983), McCann y Shah (1979), Vanmarcke y Lai (1977), Pérez (1974), Trifunac y Westermo (1977).

4.4.2.2. Deconvolución del Movimiento de Diseño

Los movimientos de diseño para análisis sísmicos son proporcionados usualmente como movimientos en los afloramientos de roca, o en la superficie de los depósitos de suelo (Figura 4.6). Sin embargo, a fin de estudiar las modificaciones en la respuesta sísmica debido a la presencia de alguna estructura, el movimiento debe aplicarse en la base del modelo numérico y no en su superficie.

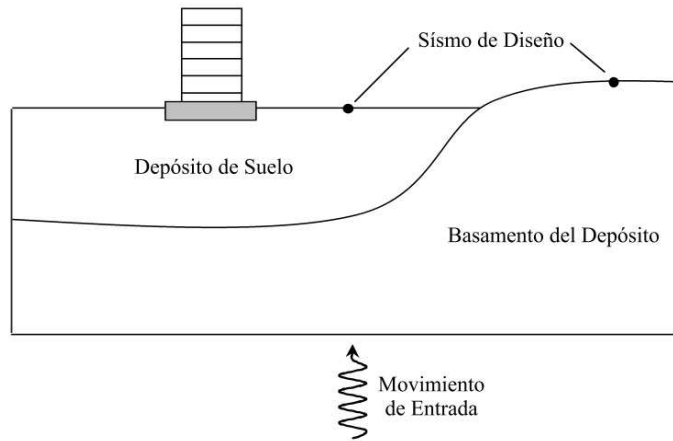


Figura 4.6 Movimiento de entrada para los modelos numéricos (modificado de Mejia y Dawson, 2006).

El movimiento de diseño puede llevarse a la base del modelo numérico mediante un análisis de deconvolución. Entre las herramientas disponibles para este tipo de análisis destaca el código SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972) el cual se utilizó para definir los movimientos de entrada en los análisis de la presente investigación. Éste permite el análisis de propagación de ondas de corte a través de un perfil de suelo visco-elástico, de estratificación horizontal. Dentro de cada estrato, la solución de la ecuación de onda se expresa como la suma del tren de ondas propagándose hacia arriba y hacia abajo (Figura 4.7).

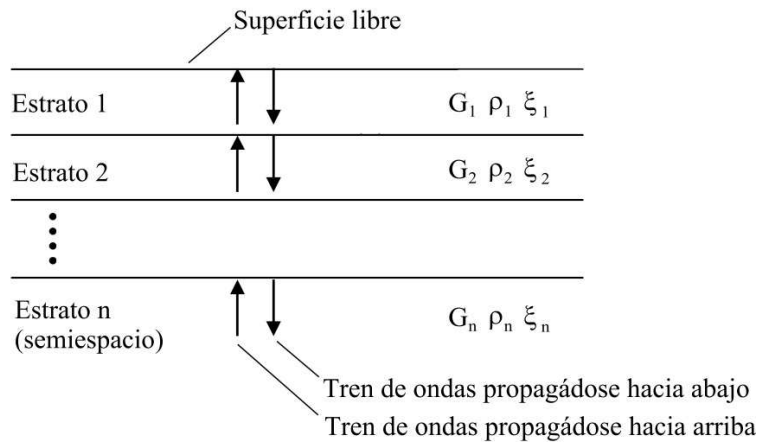


Figura 4.7 Sistema estratificado analizado por el programa SHAKE

La relación entre las ondas de un estrato y de estratos adyacentes puede resolverse forzando la continuidad de esfuerzos y desplazamientos en la interface. Esta relación entre las ondas reflejadas y transmitidas entre dos materiales elásticos (Kolsky, 1963), se expresa en términos de fórmulas de recurrencia. De esta forma, el movimiento propagándose hacia arriba o hacia abajo puede calcularse a partir del movimiento de un estrato vecino.

Para satisfacer la condición de cero esfuerzos en la superficie, los trenes de ondas propagándose hacia arriba y hacia abajo deben ser iguales en dicho punto. Comenzando desde la superficie, el uso de las fórmulas de recurrencia permite determinar funciones de transferencia entre los movimientos de cualquier par de estratos adyacentes del sistema.

Los movimientos de entrada y de salida en SHAKE no están en términos de los trenes de ondas propagándose hacia arriba o hacia abajo, si no que están en términos de: *a*) el movimiento en la frontera entre dos estratos referido como “within”, o *b*) como el movimiento en la superficie libre referido como “outcrop”. El movimiento “within” es la superposición del tren de ondas propagándose hacia arriba y hacia abajo. El movimiento “outcrop” es el movimiento que ocurriría si la frontera superior del estrato considerado fuese la superficie libre. Por lo tanto, el movimiento “outcrop” es simplemente dos veces del tren de ondas propagándose hacia arriba.

4.4.2.3. Aplicación de la Historia de Tiempo

El movimiento de entrada para simulaciones sísmicas en FLAC^{3D} se aplica usualmente en dos formas distintas: con una base *rígida*, o con una base *absorbente*.

En el caso de la base rígida, una historia de aceleraciones (o velocidades) se especifica en los nodos de la base del modelo. Debido a que es necesario simular el movimiento de las partículas tal como ocurriría a la profundidad considerada, esta historia de tiempo debe ser igual a la superposición del tren de ondas propagándose hacia arriba y hacia abajo, es decir, el movimiento “within” del análisis de deconvolución con SHAKE. Un gran inconveniente con este procedimiento es que el movimiento está completamente prescrito por la historia de tiempo. Por lo tanto, la base actúa como una frontera de desplazamientos fijos, reflejando las ondas incidentes de vuelta al modelo.

En el caso de la base absorbente, se aplican las condiciones de frontera descritas en la sección 4.4.1.1 a los nodos en la base del modelo, de tal forma que las ondas incidentes sean absorbidas y no se reflejen de vuelta a la región discretizada. En los nodos donde se utiliza una frontera absorbente, no es posible aplicar directamente una historia de aceleraciones (o de velocidades), ya que no serían capaces de moverse con libertad para absorber la energía de las ondas incidentes. Por lo tanto, la historia de aceleraciones deberá transformarse en una historia de esfuerzos para aplicarse a este tipo de fronteras.

La historia de aceleraciones se integra para obtener una historia de velocidades. En este caso la historia de aceleraciones empleada deberá ser únicamente igual al tren de ondas propagándose hacia arriba ($\frac{1}{2}$

del “outcrop”), ya que la superposición con el tren de ondas propagándose hacia abajo ocurre en forma natural en la frontera. La velocidad de partícula de una onda elástica se relaciona con los esfuerzos cortantes mediante la Ecuación (4.4), con la que se podrá obtener la historia de esfuerzos requerida.

$$\tau(t) = \rho V_s v_s(t) \tag{4.4}$$

donde $\tau(t)$, es la historia de esfuerzos cortantes; y $v_s(t)$, es la historia de velocidad de la partícula en dirección tangencial.

FLAC^{3D} requiere la aplicación de un factor de dos en la ecuación anterior ya que la mitad del esfuerzo será absorbido por los amortiguadores viscosos de la frontera. El uso de las bases rígida y absorbente, y del programa SHAKE, para la generación del movimiento de entrada, se esquematiza en la Figura 4.8.

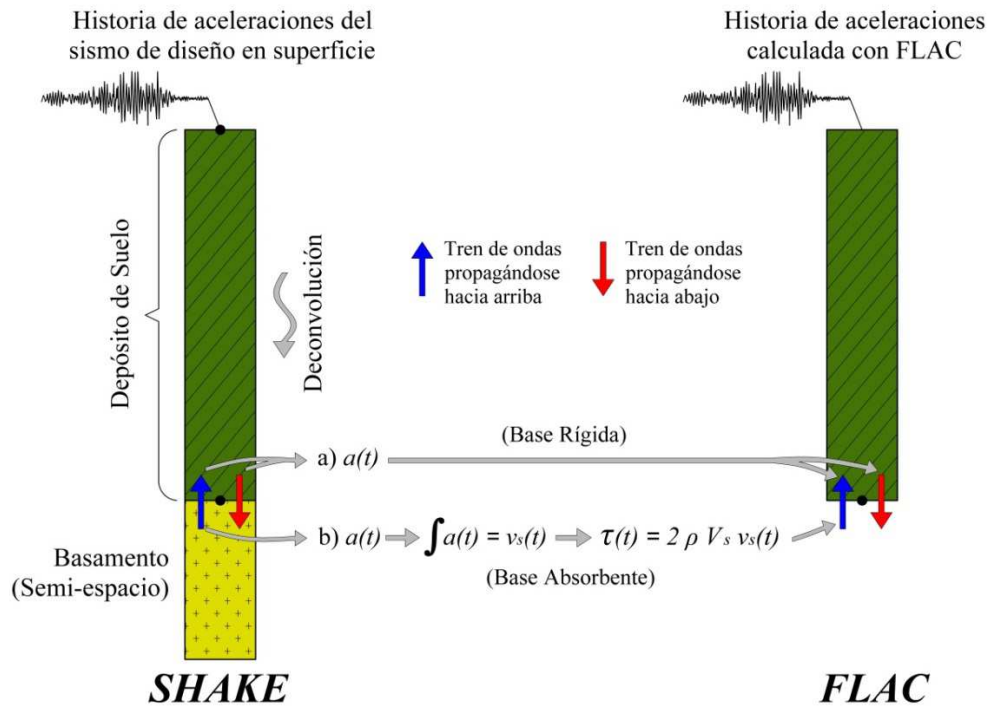


Figura 4.8 Generación del movimiento de entrada para FLAC^{3D}

En muchos casos, el uso de la base rígida en una simulación sísmica puede derivar en una respuesta completamente errónea debido a la reflexión de las ondas incidentes. Mejia y Dawson (2006) presentan una comparación de los resultados obtenidos con el uso de las bases rígida y absorbente en la reproducción de la respuesta en campo libre para un sismo y estratigrafía en particular. Las historias de aceleraciones en superficie se muestran en la Figura 4.9 mientras que los espectros de respuesta de dichas historias, comparados con el espectro de referencia se presentan en la Figura 4.10. En ambas figuras puede apreciarse como el uso de la base rígida deriva en una respuesta sísmica incorrecta, y en una acumulación excesiva de energía en el modelo.

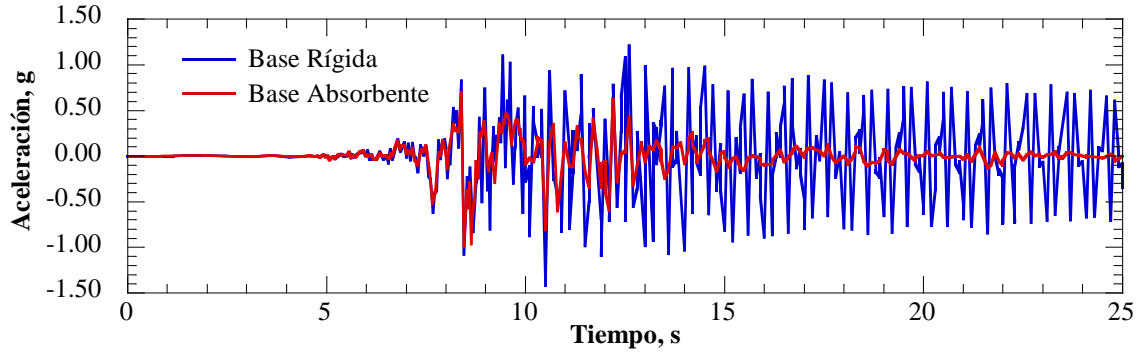


Figura 4.9 Historias de aceleraciones calculadas en la superficie (modificado de Mejia y Dawson, 2006).

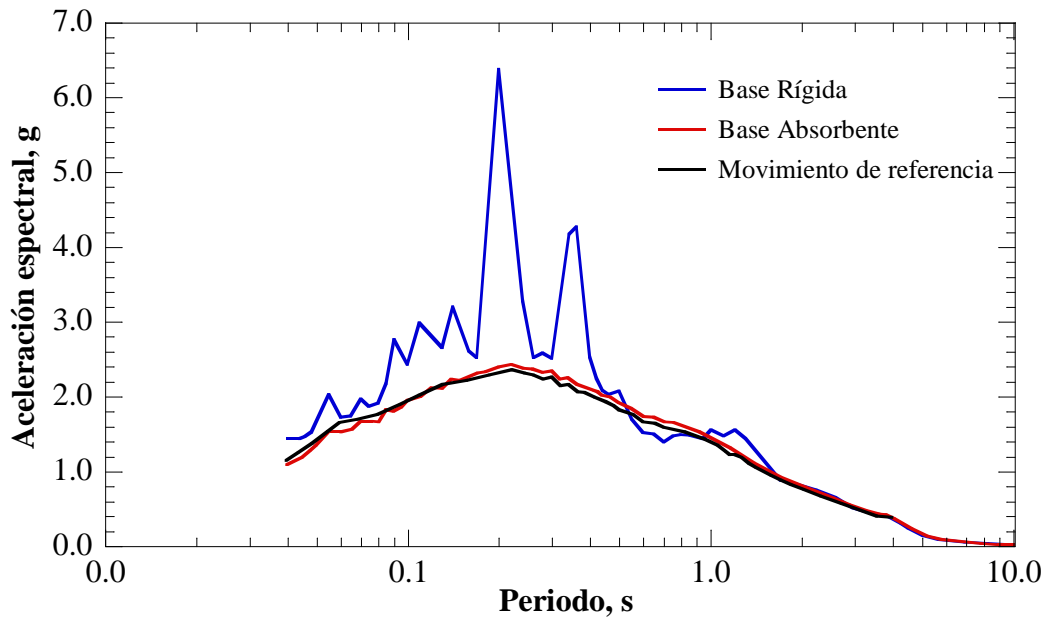


Figura 4.10 Espectros de respuesta en superficie (modificado de Mejia y Dawson, 2006)

4.4.3. Amortiguamiento Material

Las condiciones de frontera descritas en la sección 4.4.1 nos permiten representar la naturaleza semi-infinita del suelo, permitiendo la disipación de energía en las fronteras artificiales. Aun así, los elementos de suelo del dominio discretizado también deben ser capaces de disipar una cierta cantidad de energía.

En el análisis de sistemas dinámicos existen diferentes formas para modelar el amortiguamiento de los materiales. La disipación de energía de un determinado modelo de amortiguamiento puede depender de la velocidad (amortiguamiento viscoso), del desplazamiento (amortiguamiento histerético), o de una combinación de ambos. De esta forma es posible clasificar a los modelos de amortiguamiento como se muestra en la Figura 4.11.

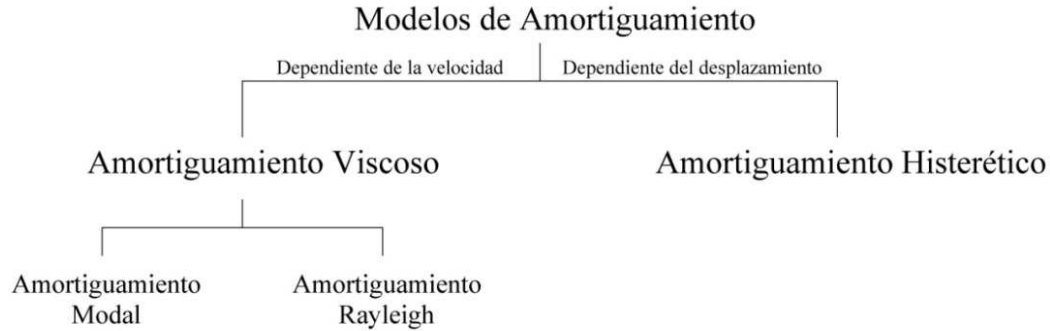


Figura 4.11 Clasificación de los diferentes modelos de amortiguamiento

En el caso de simulaciones sísmicas, existen tres diferentes esquemas de amortiguamiento implementados en FLAC^{3D} para representar la disipación de energía de los materiales: el amortiguamiento *local*, el amortiguamiento *histerético* y el amortiguamiento de *Rayleigh*. Además cualquier modelo constitutivo no lineal tiene la capacidad de disipar energía.

4.4.3.1. Amortiguamiento Local

El amortiguamiento local para simulaciones dinámicas implementado en FLAC^{3D} fue originalmente diseñado como un medio para equilibrar simulaciones estáticas. Opera añadiendo o sustrayendo masa de los nodos en ciertos tiempos durante un ciclo de oscilación. La masa total del sistema se conserva, ya que la cantidad de masa añadida es la misma que la masa sustraída. La masa se añade cuando la velocidad cambia de signo, y se sustrae cuando alcanza un máximo (positivo o negativo). Por lo tanto, los incrementos de energía cinética son removidos dos veces por cada ciclo de oscilación. La cantidad de energía removida, ΔW , es proporcional a la máxima energía de deformación transitoria, W , y la relación $\Delta W/W$, es independiente de la frecuencia. El amortiguamiento se especifica a través del coeficiente de amortiguamiento local, α_L , el cual se relaciona con la relación de amortiguamiento crítico mediante la siguiente expresión:

$$\alpha_L = \pi \xi \quad (4.5)$$

El amortiguamiento local tiene la ventaja de ser independiente de la frecuencia de oscilación. Sin embargo, para formas de onda complejas, el amortiguamiento local puede no amortiguar apropiadamente las componentes de alta frecuencia e introducir ruido en la respuesta, tal como será evidenciado posteriormente.

4.4.3.2. Amortiguamiento Histerético

En este modelo de amortiguamiento se utilizan las curvas de degradación del módulo normalizadas, como las mostradas en la Figura 2.11, para modificar la rigidez del suelo durante la simulación numérica. En cada intervalo de tiempo de la solución explícita, se calcula el tensor de deformación

medio de cada zona, y se obtiene su respectiva deformación angular. A partir de dicha deformación se determina un factor de reducción, utilizado para ajustar el módulo de rigidez al corte de la zona considerada. De esta forma, cuando se llama al modelo constitutivo, éste utiliza el valor del módulo de rigidez modificado. La disipación de energía del modelo es resultado del ciclo de histéresis generado debido a la reducción del módulo durante la simulación.

Las curvas de degradación del módulo utilizadas en la práctica, son presentadas usualmente como tablas de valores con espaciamiento logarítmico de la deformación angular. Debido a que el programa utiliza la derivada de la curva de degradación en el cálculo del factor de reducción, es necesario especificar una función continua. FLAC^{3D} contiene cuatro diferentes funciones para especificar una determinada curva de degradación: default, Sig3, Sig4 y Hardin/Drnevich. A partir de la modificación de los parámetros de una determinada función, es posible ajustar los datos de cualquier curva de degradación que deseemos utilizar en los análisis. En la Tabla 4.1 se muestran las expresiones que representan cada una de las funciones mencionadas.

Tabla 4.1 Funciones implementadas en FLAC^{3D} para ajustar las curvas de degradación del módulo de rigidez al corte (Itasca, 2003).

Default	$\frac{G}{G_{max}} = s^2(3 - 2s) \quad s = \frac{L_2 - L}{L_2 - L_1} \quad L = \log_{10}(\gamma)$
	<i>L</i> ₁ y <i>L</i> ₂ , representan los valores extremos de la deformación angular.
Sig3	$\frac{G}{G_{max}} = \frac{a_s}{1 + e^{\frac{L-x_0}{b_s}}} \quad L = \log_{10}(\gamma)$
	<i>a</i> _s , <i>b</i> _s y <i>x</i> ₀ , son parámetros de ajuste.
Sig4	$\frac{G}{G_{max}} = y_0 + \frac{a_s}{1 + e^{\frac{L-x_0}{b_s}}} \quad L = \log_{10}(\gamma)$
	<i>a</i> _s , <i>b</i> _s , <i>x</i> ₀ y <i>y</i> ₀ , son parámetros de ajuste.
Hardin/Drnevich (1972)	$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_{ref}}}$
	<i>γ</i> _{ref} , deformación angular cíclica para el 50% de degradación.

4.4.3.3. Amortiguamiento Rayleigh

El amortiguamiento Rayleigh fue originalmente utilizado en el análisis de estructuras para amortiguar sus modos naturales de oscilación. Por lo tanto, las ecuaciones están expresadas en forma matricial. Una matriz, C , es utilizada con componentes proporcionales a las matrices de masas $[M]$ y de rigidez $[K]$:

$$C = \alpha [M] + \beta [K] \quad (4.6)$$

donde α y β , son las constantes de amortiguamiento proporcionales a la masa y a la rigidez respectivamente.

Aunque ambos términos son dependientes de la frecuencia de oscilación, es posible obtener una respuesta aproximadamente independiente en un determinado rango de frecuencias, con la correcta selección de los parámetros.

Para un sistema de múltiples grados de libertad, la relación de amortiguamiento crítico, ξ_i , para cualquier frecuencia angular del sistema, ω_i , puede obtenerse a partir de la Expresión (4.7) (Bathe y Wilson, 1976).

$$\alpha + \beta \omega_i^2 = 2 \omega_i \xi_i \quad (4.7)$$

o

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (4.8)$$

En la Figura 4.12 se muestra la variación de la relación de amortiguamiento crítico respecto a la frecuencia angular. En dicha figura aparecen tres curvas: una con el uso únicamente de las componentes proporcionales a la masa, otra con el uso de las componentes proporcionales a la rigidez, y una con la suma de ambas componentes. Se observa que las componentes proporcionales a la rigidez dominan el amortiguamiento para bajas frecuencias, mientras que las proporcionales a la masa dominan el amortiguamiento a altas frecuencias. La curva que representa la suma de ambas componentes muestra un rango de comportamiento independiente de la frecuencia al alcanzar una relación de amortiguamiento crítico mínima igual a:

$$\xi_{min} = (\alpha \beta)^{1/2} \quad (4.9)$$

a una frecuencia:

$$\omega_{min} = (\alpha / \beta)^{1/2} = 2\pi f_{min} \quad (4.10)$$

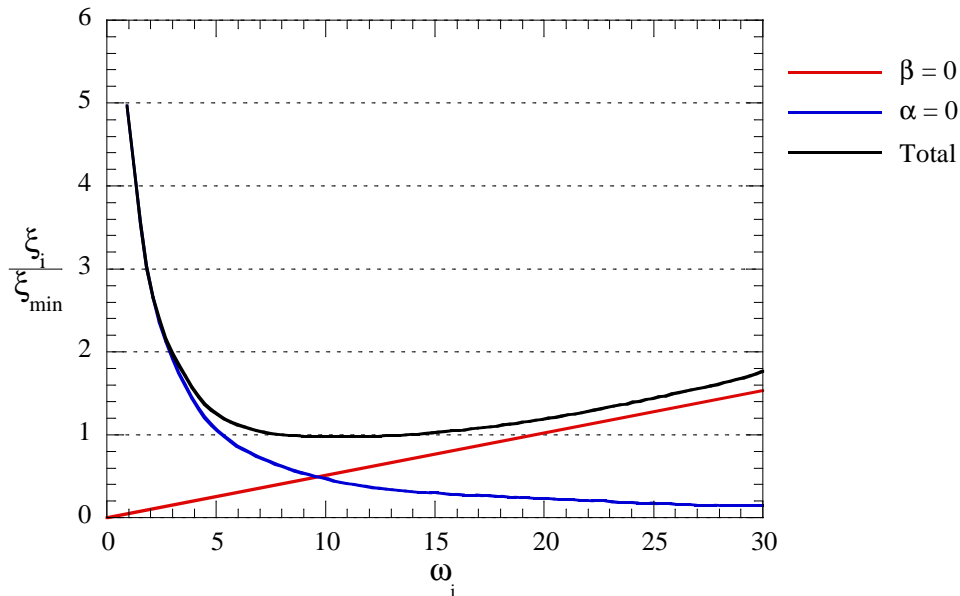


Figura 4.12 Variación de la relación de amortiguamiento crítica normalizada respecto a la frecuencia circular (Itasca, 2003).

Por lo tanto, las constantes de amortiguamiento α y β pueden ponerse en función de la relación de amortiguamiento crítica mínima, y de la frecuencia a la que ésta ocurre:

$$\alpha = \xi_{min} \omega_{min} \tag{4.11}$$

$$\beta = \frac{\xi_{min}}{\omega_{min}} \tag{4.12}$$

El amortiguamiento Rayleigh en FLAC^{3D} es especificado por medio de los parámetros ξ_{min} y f_{min} . De este modo se puede especificar directamente la ubicación de la zona que será independiente de la frecuencia, y el valor de la relación de amortiguamiento crítica en dicha zona.

4.4.3.4. Amortiguamiento Natural de los Modelos Constitutivos

Cualquier modelo constitutivo elasto-plástico puede producir la degradación del módulo de rigidez y por lo tanto disipar energía a través de la generación de ciclos de histéresis. Considerando un modelo elasto-plástico perfecto, tal como el modelo Mohr-Coulomb, con un módulo de rigidez al corte constante, G_{max} , y un esfuerzo de fluencia constante, τ_m , sujeto a deformaciones angulares cíclicas de amplitud $|\gamma|$. Para esfuerzos inferiores al de fluencia, el valor del módulo de rigidez para diferentes amplitudes de deformación, G , siempre será igual a G_{max} . Por el contrario, cuando las deformaciones cíclicas son de una magnitud tal que el elemento de suelo alcanza la fluencia, éste se deformará

indefinidamente a un esfuerzo constante, τ_m , por lo que el valor del módulo dependerá de la amplitud de la deformación tal como se expresa en la Ecuación 4.13. El comportamiento anterior queda ilustrado en la Figura 4.13.

$$G = \frac{\tau_m}{|\gamma|} \quad (4.13)$$

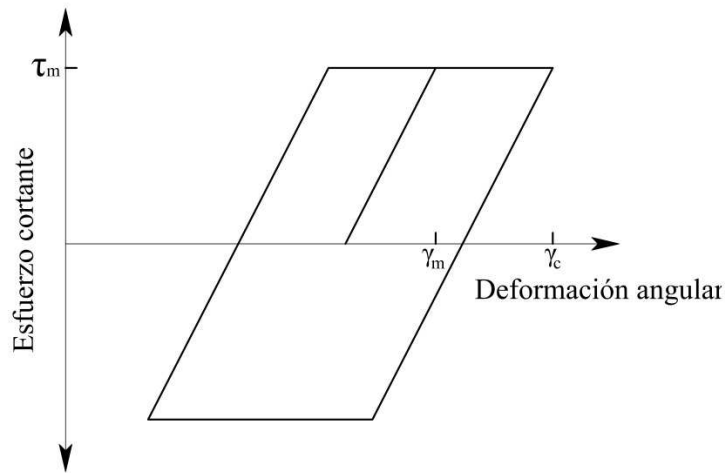


Figura 4.13 Ciclo de histéresis producido por el modelo Mohr-Coulomb

La energía almacenada, W , durante el ciclo es igual a:

$$W = \frac{1}{2} \tau_m \gamma_c \quad (4.14)$$

donde γ_c , es la máxima deformación angular aplicada.

La energía disipada, ΔW , correspondiente al área del lazo de histéresis, será igual a:

$$\Delta W = 4\tau_m(\gamma_c - \gamma_m) \quad (4.15)$$

donde γ_m , es la deformación angular en la que ocurre la fluencia.

Por lo tanto:

$$\frac{\Delta W}{W} = \frac{8(\gamma_c - \gamma_m)}{\gamma_c} \quad (4.16)$$

La relación de amortiguamiento crítico se expresa como función de la relación entre la energía disipada y almacenada mediante la siguiente expresión:

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (4.17)$$

Por lo tanto, la relación de amortiguamiento del modelo elasto-plástico perfecto como función de la deformación angular quedará expresada mediante la siguiente ecuación:

$$\xi = \frac{2}{\pi} \frac{(\gamma_c - \gamma_m)}{\gamma_c} \quad (4.18)$$

Las curvas de degradación del módulo de rigidez y de la relación de amortiguamiento, que se obtienen con el planteamiento anterior para un modelo elasto-plástico perfecto se muestran en la Figura (4.14). Planteamientos similares pueden obtenerse para otros modelos constitutivos.

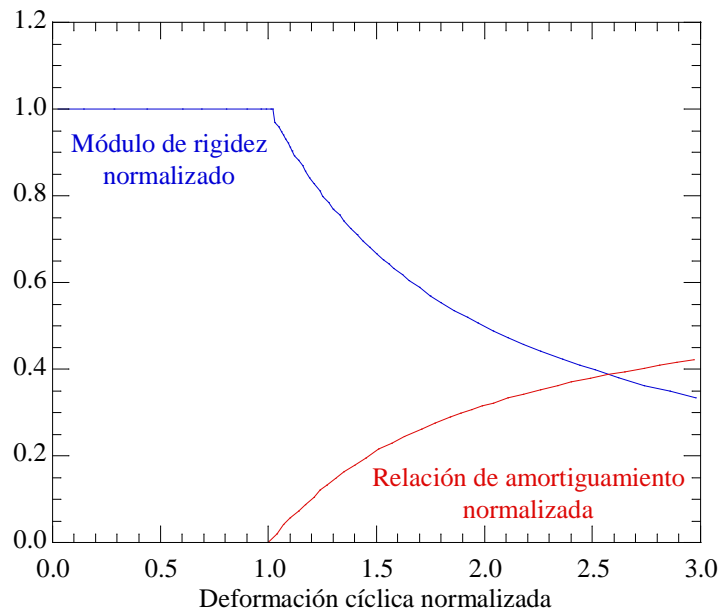


Figura 4.14 Módulo de rigidez y relación de amortiguamiento críticos normalizados para el modelo Mohr-Coulomb (Itasca, 2003).

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS NUMÉRICO

5.1. INTRODUCCIÓN

A fin de estudiar el comportamiento dinámico de las inclusiones rígidas, se realizaron una serie de análisis numéricos con el programa de diferencias finitas FLAC^{3D} (Itasca, 2003). En el presente capítulo se describen cada uno de los aspectos referentes a la implementación de los modelos numéricos, y se presentan y discuten los resultados de dichas simulaciones. Se concede gran importancia a la validación de los movimientos en campo libre, así como aspectos que son motivo de gran confusión en este tipo de análisis, tal como el amortiguamiento material.

5.2. CONDICIONES GENERALES DE ANÁLISIS

5.2.1. Caracterización del Sitio en Estudio

El sitio seleccionado para representar las condiciones estratigráficas en las modelaciones numéricas corresponde al predio donde se edificó el Centro Nacional de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, ubicado en la intersección de la Avenida Xola (Eje 4 Sur) y Lázaro Cárdenas (Eje Central) (Figura 5.1). Respecto a la zonificación geotécnica de la ciudad, el sitio se encuentra ubicado en la Zona III o Zona del Lago, tal como se muestra en la Figura 5.2.



Figura 5.1 Ubicación del sitio SCT (Google Earth, 2013)

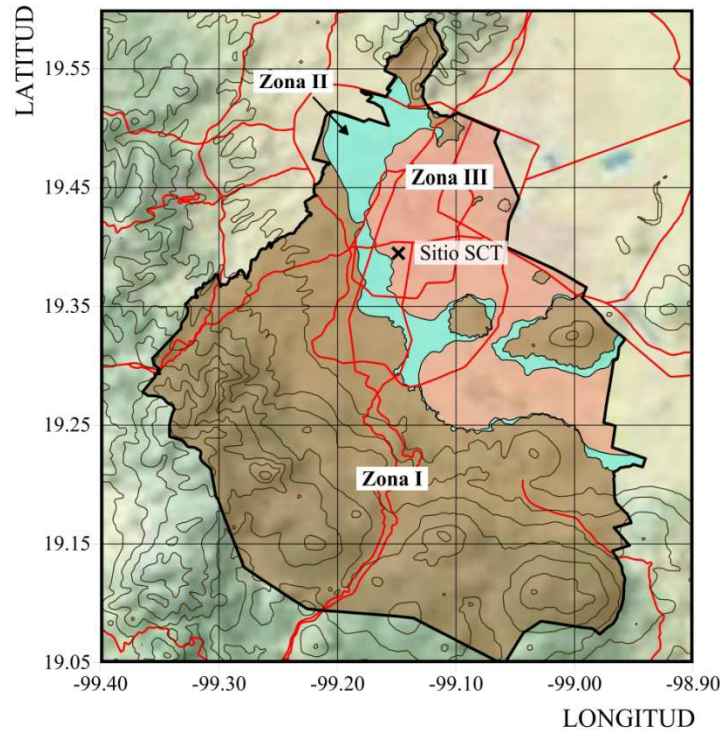


Figura 5.2 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México (modificado de NTC-RCDF, 2004)

Como una particularidad del sitio y motivo para su elección, éste presentó una respuesta dinámica extraordinaria durante el sismo de Michoacán en 1985. En la estación acelerográfica SCT-B1, se registró una aceleración máxima del terreno de 0.168 g y ordenadas espectrales cercanas a 1.0 g (5% amortiguamiento estructural) para periodos en el rango de dos segundos, resultando en un factor de amplificación máximo de 13 respecto al afloramiento de roca.

En la generación de los movimientos de entrada para los modelos numéricos se empleó un enfoque determinista, en donde se seleccionaron puntualmente dos registros acelerográficos medidos en la superficie del sitio, que corresponden a los sismos de Michoacán en 1985 y Tehuacán en 1999, originados en dos fuentes sísmicas distintas.

Como se describió en la sección 2.4.2, las propiedades dinámicas del subsuelo de la Ciudad de México no son constantes a través del tiempo y están afectadas por el fenómeno del hundimiento regional. Por tal motivo, la caracterización geotécnica se llevó a cabo para dos momentos en el tiempo diferentes, congruentes con la ocurrencia de los sismos seleccionados. En el caso del sismo de Michoacán, se utilizó la información producto de la campaña de exploración ejecutada en 1986 por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Jaime *et al.*, 1987). Para el sismo de Tehuacán, se utilizó una campaña posterior ejecutada también por el Instituto de Ingeniería en el año 2000 (Franco, 2002). En la Figura 5.3 se presenta un croquis de la ubicación de los sondeos que comprenden cada una de las campañas mencionadas. Es importante mencionar que el sitio continúa en constante monitoreo por el Instituto de Ingeniería, y existe información disponible de campañas de exploración más recientes.

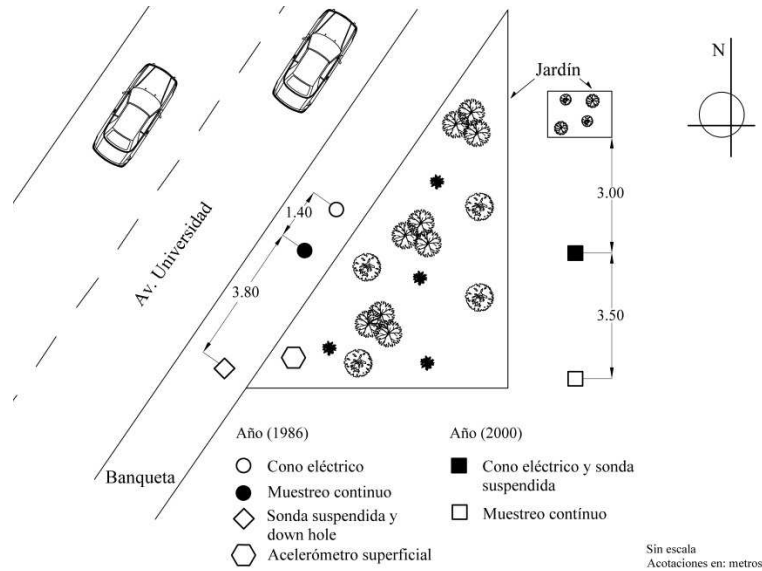


Figura 5.3 Croquis de localización de los sondeos de campo realizados en el sitio SCT en los años 1986 y 2000 (Franco, 2002).

En la Figuras 5.4 y 5.5 se presentan los perfiles de contenido de agua, resistencia de punta del cono eléctrico y velocidad de propagación de ondas de corte; para los años de 1986 y 2000 respectivamente. Una descripción detallada de la ejecución y resultados de los sondeos y pruebas de laboratorio comprendidos en las campañas de exploración empleadas, puede consultarse en las referencias originales (Jaime *et al.*, 1987; Franco, 2002).

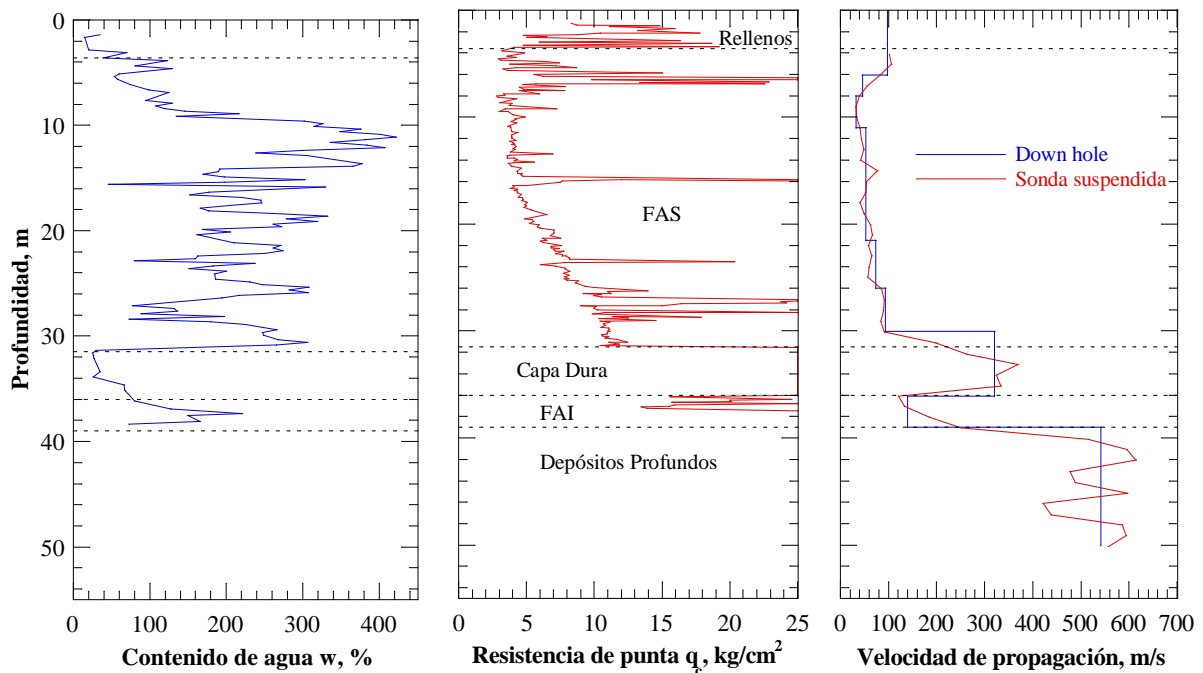


Figura 5.4 Perfiles de contenido de agua, resistencia de punta del cono eléctrico y velocidad de propagación de ondas de corte, en el año de 1986 (modificado de Jaime *et al.*, 1987).

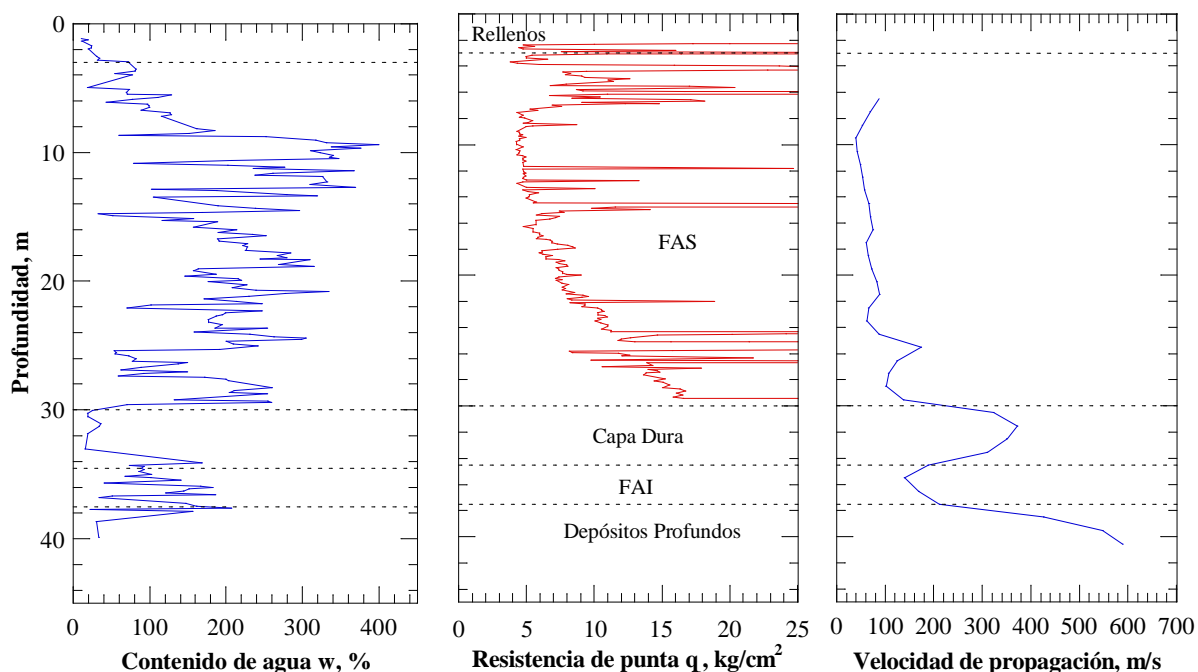


Figura 5.5 Perfiles de contenido de agua, resistencia de punta del cono eléctrico y velocidad de propagación de ondas de corte, en el año 2000 (modificado de Franco, 2002).

5.2.1.1. Estratigrafía de Análisis

A partir del estudio de la información disponible, se definió una estratigrafía simplificada para su uso en los presentes análisis, la cual es congruente con las denominaciones usualmente empleadas para distinguir las diferentes formaciones presentes en el subsuelo de la ciudad. Ésta se presenta en las Tablas 5.1 y 5.2 para los años 1986 y 2000 respectivamente, junto con las propiedades medias de cada uno de los estratos identificados. En las Figuras 5.4 y 5.5 también puede observarse la estratigrafía seleccionada, respecto a los perfiles de contenido de agua, resistencia de punta del cono y velocidad de propagación de ondas de corte, previamente presentados.

Tabla 5.1 Estratigrafía de análisis para el año 1986

Profundidad, m		Espesor, m	Unidad	γ_s , kN/m ³	w, %	LL, %	LP, %	I _p , %	V _s , m/s
Desde	Hasta								
0.0	3.6	3.6	Rellenos	17.91	35.80	-	-	-	100.0
3.6	31.5	27.9	Formación arcillosa superior, FAS	12.41	219.87	255.70	71.51	184.19	70.0
31.5	36.0	4.5	Capa dura	17.29	42.44	-	-	-	322.9
36.0	39.0	3.0	Formación arcillosa superior, FAI	13.55	147.40	249.03	27.29	221.80	172.4
39.0	-	-	Depósitos profundos	19.22	-	-	-	-	535.4

Tabla 5.2 Estratigrafía de análisis para el año 2000

Profundidad, m		Espesor, m	Unidad	γ_s , kN/m ³	w , %	LL , %	LP , %	I_p , %	V_s , m/s
Desde	Hasta								
0.0	3.0	3.0	Rellenos	15.63	22.84	-	-	-	100.0
3.0	30.0	27.0	Formación arcillosa superior, FAS	12.47	192.53	255.62	97.04	158.58	78.7
30.0	34.5	4.5	Capa dura	20.07	24.31	-	-	-	339.1
34.5	37.5	3.0	Formación arcillosa superior, FAI	13.39	116.28	221.77	84.24	137.53	177.2
37.5	-	-	Depósitos profundos	19.22	32.03	-	-	-	520.8

5.2.1.2. Propiedades Dinámicas

En el presente trabajo se utiliza un modelo elástico lineal para todas las simulaciones numéricas, lo cual está justificado por las investigaciones presentadas en la sección 2.3, de las cuales es posible concluir que un análisis elástico lineal es suficiente para representar la respuesta sísmica de los depósitos arcillosos de la Ciudad de México.

En el modelo elástico lineal, los parámetros que determinan la rigidez del suelo son únicamente el módulo de Young, E , y la relación de Poisson, ν . Además, es necesario incluir algún modelo de amortiguamiento que permita la disipación de energía del sistema analizado, cuyos parámetros dependerán del modelo empleado. En el caso de problemas dinámicos, es más común utilizar el módulo de rigidez al corte, G , y el módulo volumétrico, K , para representar la rigidez del suelo, aunque éstos se relacionan directamente con E y ν tal como se muestra en la Tabla 5.3

Tabla 5.3 Relaciones entre parámetros elásticos

	(E, G)	(K, G)	(G, ν)	(E, ν)	(K, ν)	(K, E)
$K =$	$\frac{EG}{3(3G - E)}$	-	$\frac{2G(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)}$	$\frac{E}{3(1 - 2\nu)}$	-	-
$E =$	-	$\frac{9KG}{3K + G}$	$2G(1 + \nu)$	-	$3K(1 - 2\nu)$	-
$G =$	-	-	-	$\frac{E}{2(1 + \nu)}$	$3K \frac{1 - 2\nu}{2(1 + \nu)}$	$\frac{3KE}{9K - E}$
$\nu =$	$\frac{E}{2G} - 1$	$\frac{3K - 2G}{2(3K + G)}$	-	-	-	$\frac{3K - E}{6K}$

El módulo de rigidez al corte para pequeñas deformaciones, G_{max} , se determinó a partir de la velocidad media de propagación de ondas de corte mediante la ecuación (2.1) presentada previamente. Los resultados se presentan en la Figura 5.6 para las dos condiciones estratigráficas consideradas.

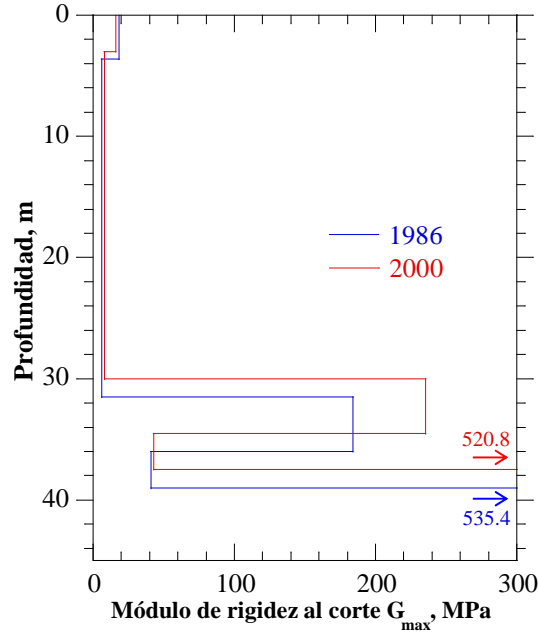


Figura 5.6 Módulos de rigidez al corte para pequeñas deformaciones

Debido a que la mayor parte de la columna estratigráfica se encuentra por debajo del NAF, la relación de Poisson para estos suelos debe estar muy cercana a un valor de 0.50. Esto se debe a que un evento sísmico puede considerarse como una condición de carga no drenada en los suelos de baja permeabilidad de la Ciudad de México (e.g. 10^{-7} cm/s) y, por lo tanto, puede suponerse que no ocurren cambios volumétricos (considerando despreciable la compresibilidad del agua). Lo anterior fue verificado a partir de la Ecuación (5.1), la cual relaciona las velocidades de propagación de ondas de corte y compresión, con la relación de Poisson, obteniéndose valores prácticamente iguales a 0.50.

$$\nu = \frac{0.5(V_p / V_s)^2 - 1}{(V_p / V_s)^2 - 1} \quad (5.1)$$

Aunque la relación de Poisson más apropiada para representar el problema sea igual a 0.50, dicho valor conduciría a un módulo volumétrico infinito (ver Tabla 5.3) y, por lo tanto, a un error en cualquier herramienta numérica. Esto puede resolverse utilizando un valor muy cercano a 0.50, tal como 0.495, aunque esto tiene una repercusión directa en el intervalo de tiempo de la solución explícita y en consecuencia en los tiempos de cálculo.

Tal como se observa en la ecuación (A1.14) presentada en Anexo 1, el intervalo de tiempo crítico en las modelaciones numéricas es inversamente proporcional con la velocidad de propagación de ondas de compresión, la cual se relaciona con el módulo volumétrico mediante la siguiente expresión:

$$V_p = \sqrt{K / \rho} \quad (5.2)$$

Por lo tanto, un valor de la relación de Poisson cercano a 0.50 conduciría a velocidades de propagación de ondas de compresión elevadas y, en consecuencia, a intervalos de tiempo crítico pequeños. En la Figura 5.7 se muestra la variación del intervalo de tiempo crítico respecto a la relación de Poisson, para un determinado valor de V/A_{max}^f , en donde puede observarse como el intervalo de tiempo se reduce en varios órdenes de magnitud al aproximarse a una relación de Poisson igual a 0.50.

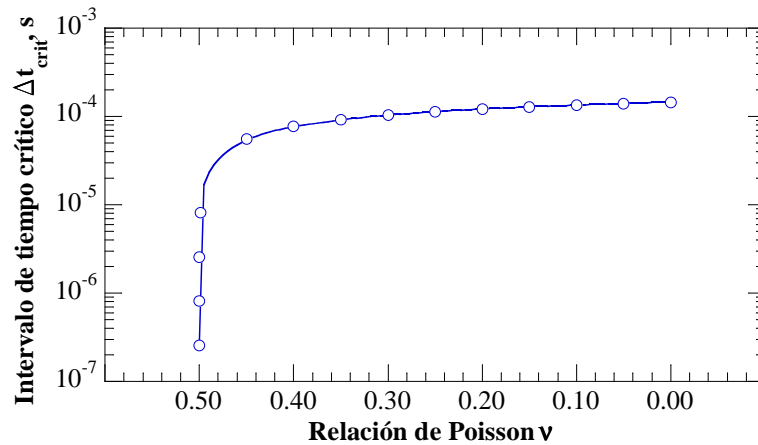


Figura 5.7 Variación del intervalo de tiempo de crítico con la relación de Poisson

En los presentes análisis, el movimiento de entrada corresponde únicamente a ondas de corte propagándose verticalmente, por lo cual pudiese pensarse que la relación de Poisson no tiene gran relevancia en la respuesta del modelo, y que sería posible utilizar un valor bajo para optimizar los tiempos de cálculo sin alterar apreciablemente los resultados. Contrario a dicha idea, los efectos inerciales ocasionados por la vibración de la estructura en la superficie pueden producir estados de esfuerzos de compresión en los elementos de suelo y, por lo tanto, ocasionar cambios de volumen importantes si se utiliza un valor bajo de la relación de Poisson.

Por lo tanto, se convino utilizar un valor de la relación de Poisson igual a 0.45 para los materiales arcillosos, a fin de mantener pequeños los cambios volumétricos, pero sin incurrir en tiempos de cálculo excesivos. En el caso de los materiales granulares se empleó un valor igual a 0.30.

La naturaleza no lineal de la respuesta dinámica del suelo se tomó en cuenta mediante las relaciones de degradación del módulo de rigidez al corte, y de amortiguamiento crítico, ambas función de la deformación angular. El límite superior de las curvas de degradación y el inferior de las relaciones de amortiguamiento para arenas, propuestas por Seed e Idriss (1970), se utilizaron para los materiales granulares. En el caso de los materiales arcillosos, las curvas fueron modeladas a partir de las Ecuaciones (2.4 – 2.6) presentadas por Romo (1990). Los parámetros A , B y γ_r se obtuvieron de la Figura 2.12, en la cual se consideró el límite superior del rango de valores. El índice de plasticidad y la consistencia relativa del material se obtuvieron como un promedio de los valores presentados en las Tablas 5.1 y 5.2 para la formación arcillosa superior. En las Figuras 5.8 y 5.9 se resumen las curvas empleadas en los análisis.

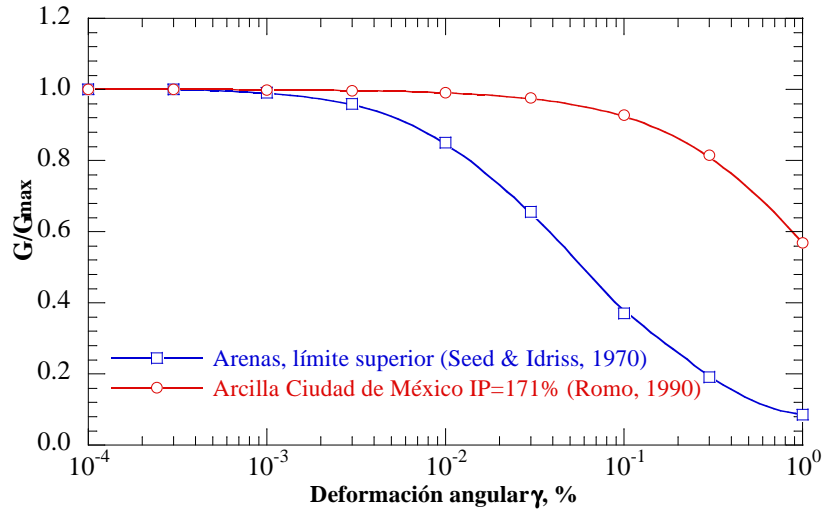


Figura 5.8 Curvas de degradación del módulo de rigidez al corte normalizadas

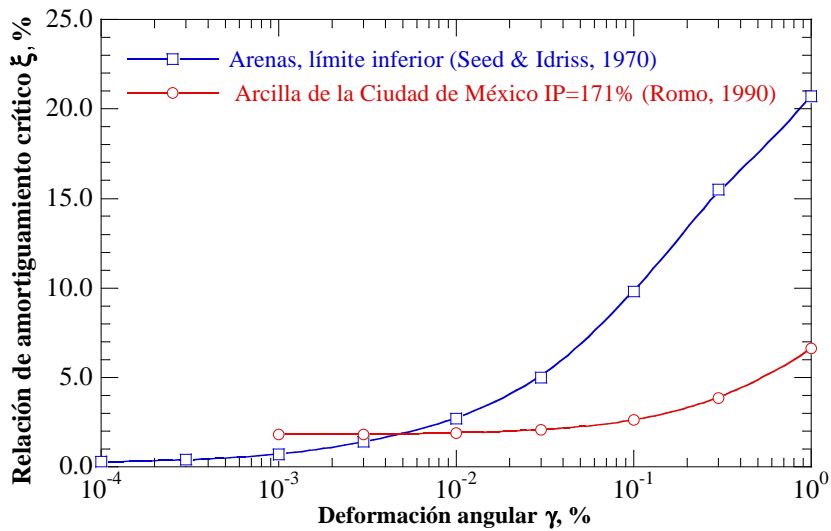


Figura 5.9 Curvas de la relación de amortiguamiento crítico

El periodo fundamental de vibración del depósito de suelo se determinó a partir de la siguiente expresión (CFE, 2008):

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{n=1}^{N_e} \frac{h_n}{G_n} \right) \left(\sum_{n=1}^{N_e} \gamma_n h_n (w_n^2 + w_n w_{n-1} + w_{n-1}^2) \right)} \quad (5.3)$$

donde N_e , es el número de estratos; h_n , es el espesor del n-ésimo estrato; G_n , es el módulo de rigidez al corte del n-ésimo estrato; γ_n , es el peso volumétrico del n-ésimo estrato; y w_n , es igual a 0 en el basamento, a 1.0 en el estrato más superficial, y para estratos intermedios se calcula mediante la siguiente expresión:

$$w_n = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{\gamma_i V_i^2}}{\sum_{i=1}^{N_e} \frac{h_i}{\gamma_i V_i^2}} \quad (5.4)$$

donde V_i , es la velocidad de propagación de ondas de corte del i -ésimo estrato.

En el caso de las condiciones estratigráficas para el año 1986, el periodo calculado fue de **2.00 s**, mientras que para el año 2000 fue de **1.64 s**. En la Figura 5.10 se presenta el mapa de isoperiodos de las NTC-RCDF (2004), en donde puede apreciarse que el sitio SCT se encuentra sobre la curva de dos segundos, periodo igual al calculado con la expresión 5.3 para las condiciones estratigráficas de 1986. Lo anterior se debe a que el mapa de isoperiodos del reglamento es el resultado de una serie de estudios de vibración ambiental efectuados en el año de 1986 (Kobayashi *et al.*, 1986; Lermo *et al.*, 1988; Rodríguez, 1986) y por lo tanto, debe ser congruente con las condiciones estratigráficas de ese año.

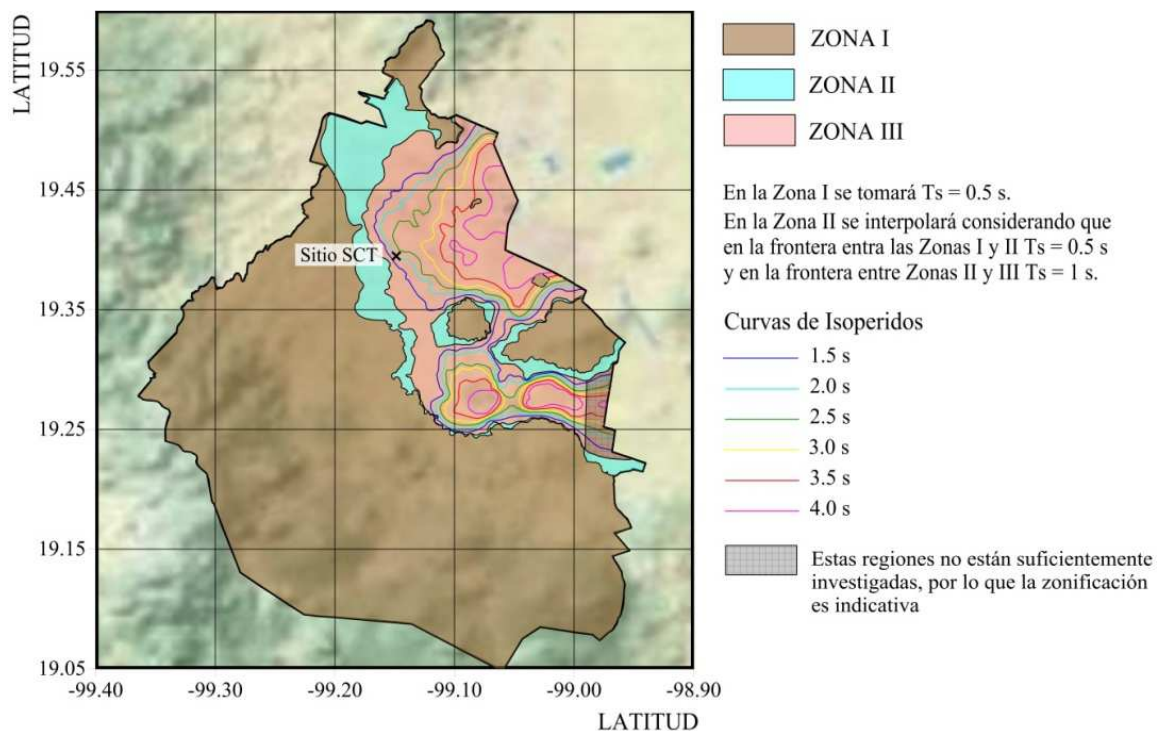


Figura 5.10 Periodo dominante del suelo, T_s (modificado de NTC-RCDF, 2004)

Como se describió en la sección 2.4.2, la disminución en el espesor de los estratos y el aumento en su rigidez, ambos provocados por el fenómeno del hundimiento regional, ocasionan una disminución en el periodo fundamental del depósito. Puede observarse que para el año 2000, el periodo ya se había reducido 0.36 s respecto al calculado para la estratigrafía de 1986. Esto pone en evidencia la necesidad de actualizar periódicamente el mapa de isoperiodos del reglamento, ya que dicha información se utiliza directamente en el diseño.

5.2.2. Movimientos de Entrada

Tal como se mencionó, los registros acelerográficos utilizados en los presentes análisis pertenecen a los sismos de Michoacán en 1985 y Tehuacán en 1999, medidos en la superficie del sitio SCT. El primero corresponde a un sismo de subducción originado en el contacto de la placa de cocos y la placa Norteamericana, con una magnitud $M_L = 8.1$; el segundo corresponde a un sismo profundo o de fallamiento normal, con una magnitud $M_L = 6.5$. En la Figura 5.11 se presentan los registros acelerográficos de los movimientos seleccionados, mientras que en las Figuras 5.12 y 5.13 se muestran los espectros de respuesta y de amplitudes de Fourier respectivamente.

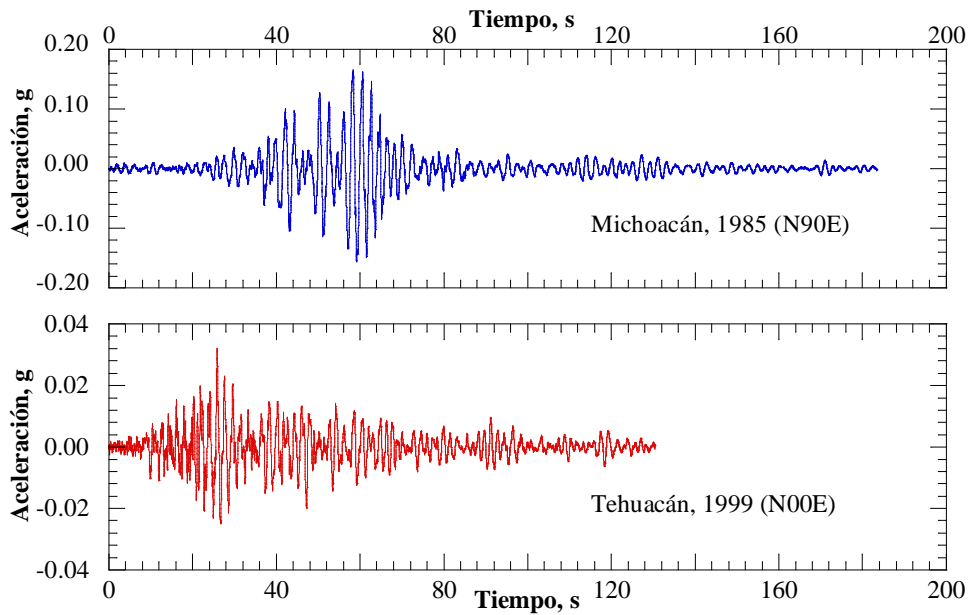


Figura 5.11 Registros acelerográficos de los sismos seleccionados

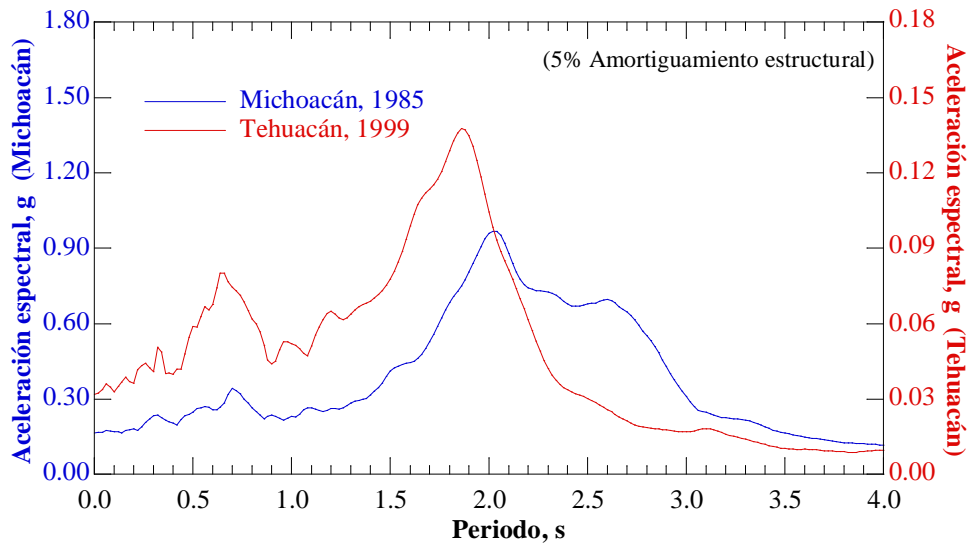


Figura 5.12 Espectros de respuesta de los sismos seleccionados

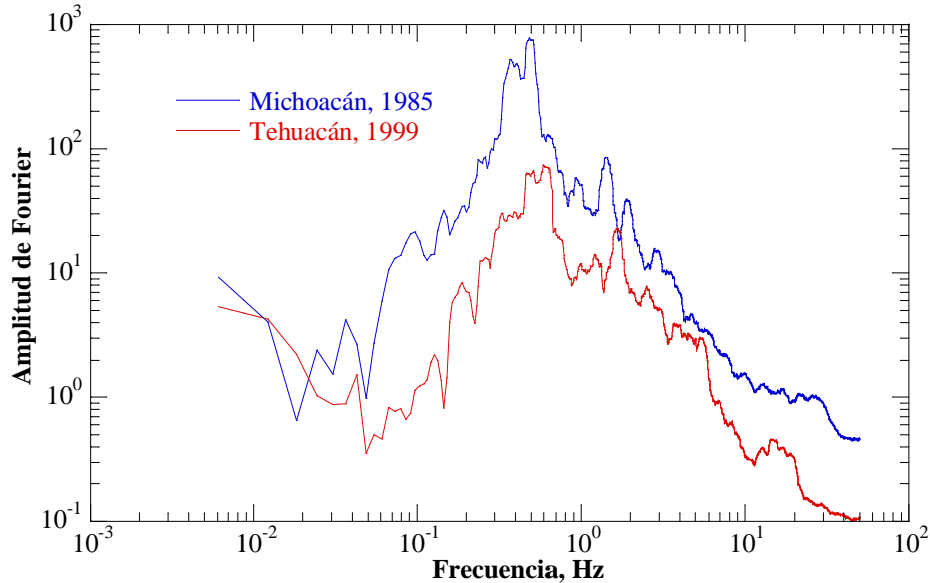


Figura 5.13 Espectros de amplitud de Fourier de los sismos seleccionados

5.2.2.1. Duración

De los criterios presentados en la sección 4.4.2.1 para definir la duración de los registros acelerográficos en los análisis numéricos, se convino utilizar la intensidad de Arias (1970). La duración se definió como el intervalo de tiempo en el que ocurre el 5 y el 95% de la energía total del sismo. En la Figura 5.14 se grafica la intensidad de Arias normalizada respecto al valor para el registro completo, en cada instante de tiempo. En dicha figura se resalta el intervalo seleccionado, el cual contiene el 90% de la energía total del sismo. De esta forma se redujeron en 76.0 y 42.5% la duración de los registros originales.

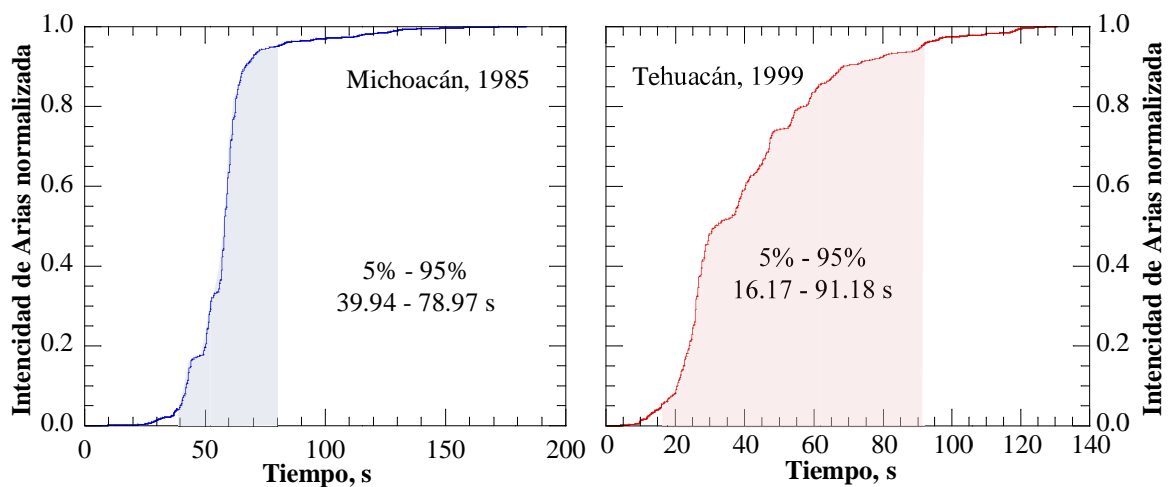


Figura 5.14 Intensidad de Arias normalizada de los dos registros seleccionados

5.2.2.2. Deconvolución

Para estudiar los cambios en la respuesta sísmica del terreno debido a la presencia de las inclusiones rígidas, el movimiento de entrada para los modelos numéricos no puede aplicarse en la superficie, por el contrario, debe aplicarse en su base. Las historias de aceleraciones registradas en la superficie del sitio fueron deconvueltas a la base de los modelos numéricos resolviendo la ecuación de onda para ondas de corte propagándose verticalmente en el dominio de la frecuencia con el programa SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972). El programa SHAKE puede tomar en cuenta la no linealidad del suelo mediante un proceso iterativo, haciendo compatibles los módulos de rigidez al corte y las relaciones de amortiguamiento crítico utilizados en la solución, con el nivel de deformación que induce el movimiento. Por lo tanto, el proceso de deconvolución también proporcionó los parámetros equivalentes para alimentar a los modelos numéricos, congruentes con el nivel de deformación inducido por el sismo.

Mediante el análisis de deconvolución, el movimiento puede obtenerse a cualquier elevación de la columna estratigráfica. A fin de estudiar la presencia de las inclusiones rígidas embebidas en la FAS, así como considerarlas también empotradas en la capa dura, el movimiento fue deconvuelto hasta la frontera inferior de la FAI, es decir, hasta el basamento del depósito. En la Figura 5.15 se esquematiza el procedimiento de deconvolución para la generación del movimiento de entrada de los modelos numéricos.

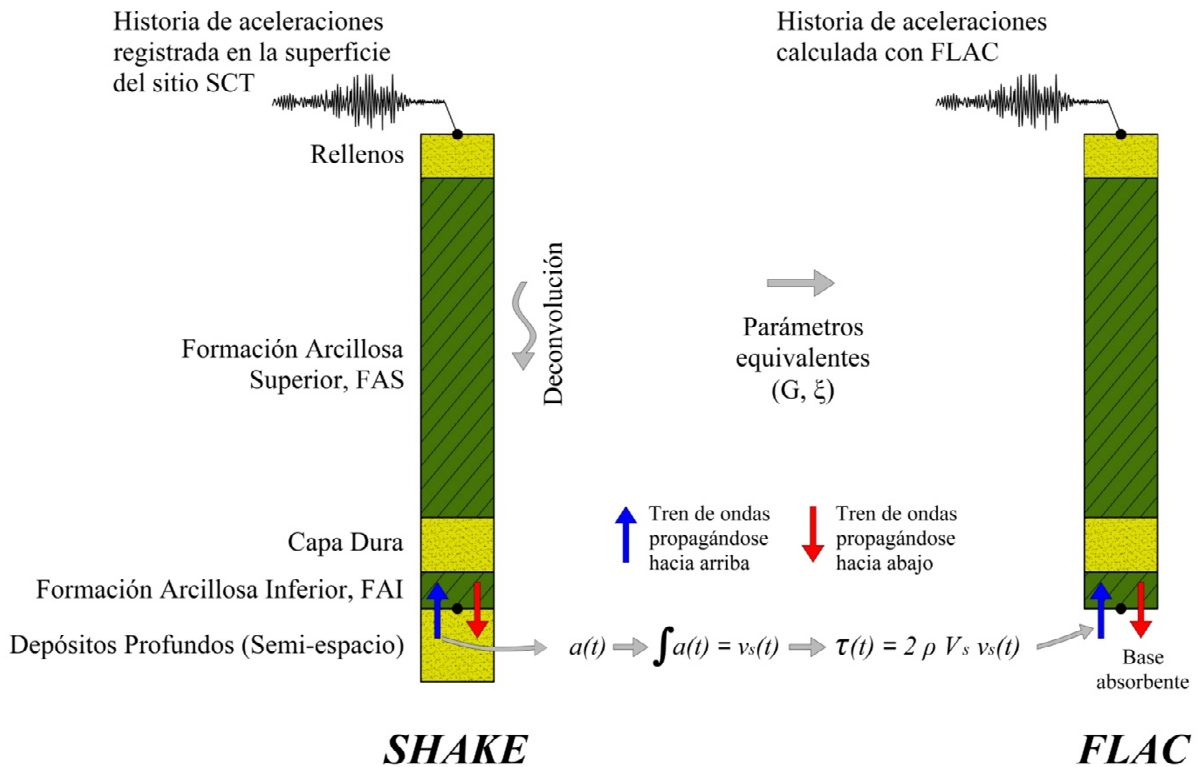


Figura 5.15 Deconvolución para la generación del movimiento de entrada

Como se describió en la sección 4.4.2.3, el movimiento puede aplicarse al modelo de FLAC^{3D} ya sea en términos de aceleraciones, o en términos de esfuerzos, dependiendo de la condición de frontera aplicada en la base. En los presentes análisis se utilizó una base absorbente a fin de evitar la reflexión de las ondas dentro del medio y permitir la necesaria disipación de energía del sistema. Por lo tanto, el movimiento tuvo que ser definido como una historia de esfuerzos.

Las historias de aceleraciones del tren de ondas propagándose hacia arriba, se integraron respecto al tiempo para obtener las historias de velocidades. Con el uso de la expresión (4.23), las historias de velocidades se transformaron en las historias de esfuerzos requeridas, las cuales se presentan en la Figura 5.16.

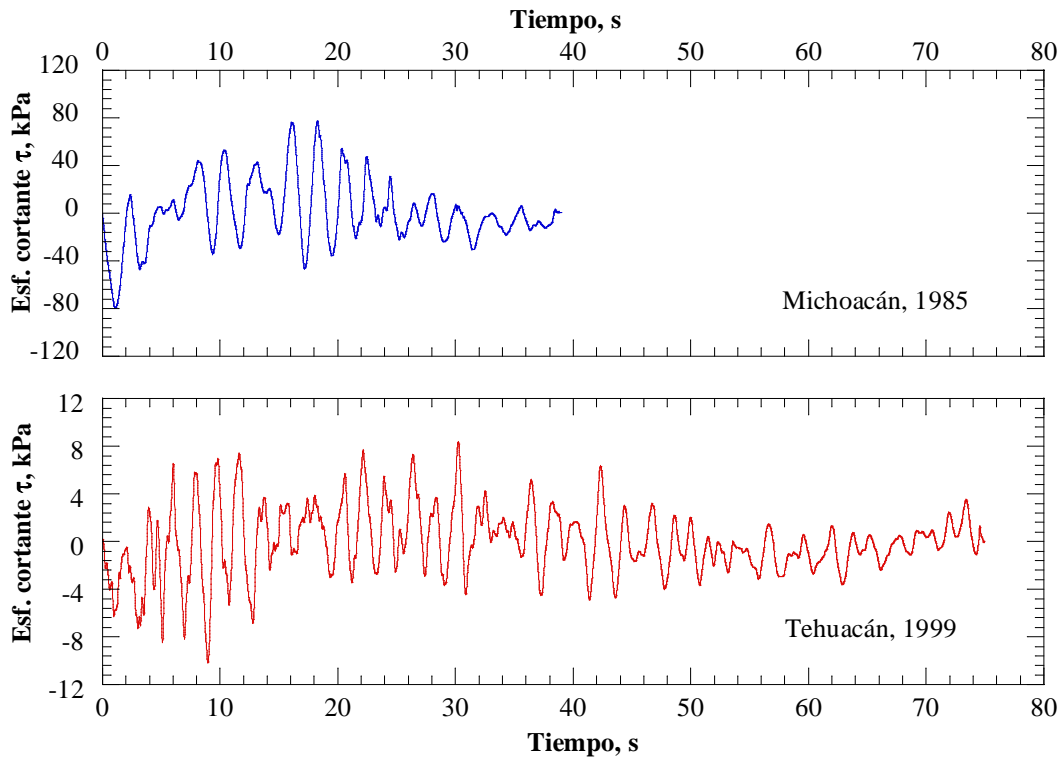


Figura 5.16 Movimientos de entrada en términos de esfuerzos cortantes

El proceso de deconvolución también proporcionó la respuesta en campo libre del depósito de suelo en términos de aceleraciones, deformaciones angulares y esfuerzos cortantes máximos con la profundidad, los cuales se presentan en las Figuras 5.17 y 5.18, y que junto con los espectros de respuesta de los registros en superficie, sirvieron como referencia para la calibración de los movimientos en campo libre de los modelos numéricos. En la Tabla 5.4 se presentan los valores del módulo de rigidez al corte y las relaciones de amortiguamiento crítico equivalentes, obtenidos del análisis de deconvolución. También se presenta el valor del módulo volumétrico calculado con la respectiva relación de Poisson del material (0.30 para materiales granulares y 0.45 para arcillosos).

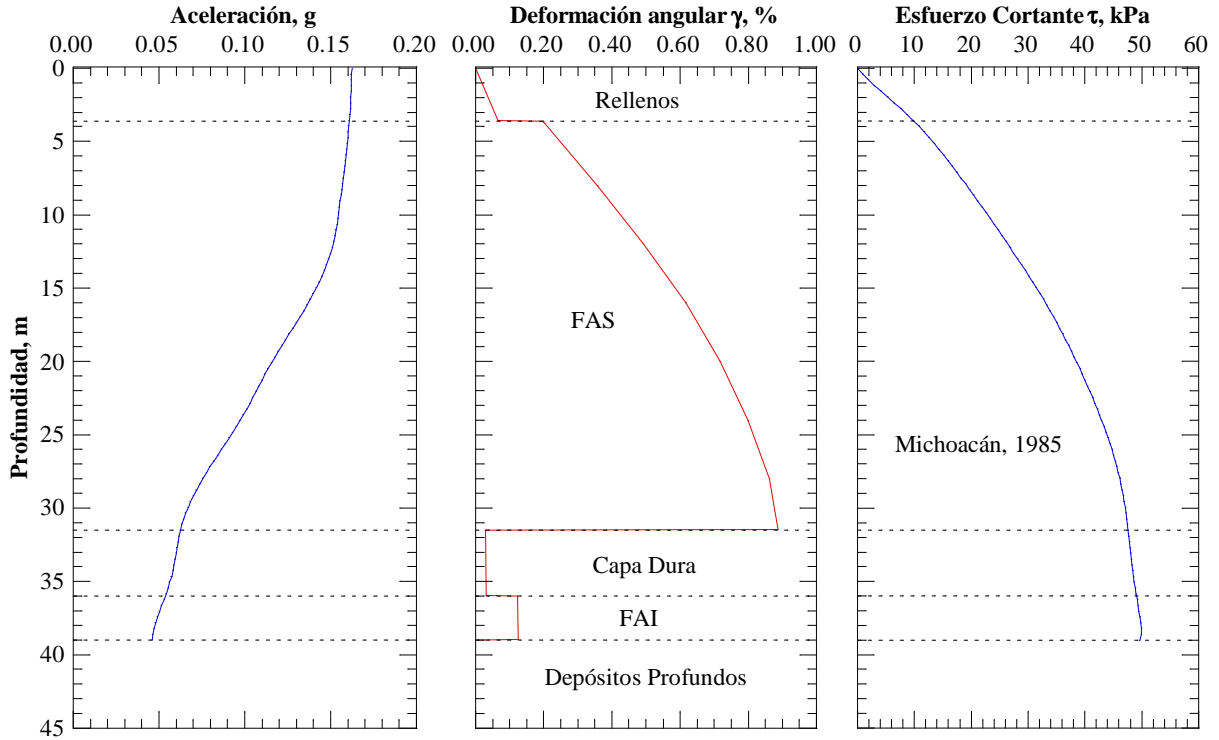


Figura 5.17 Respuesta en campo libre en términos de aceleraciones, deformaciones angulares y esfuerzos cortantes máximos con la profundidad para el sismo de Michoacán.

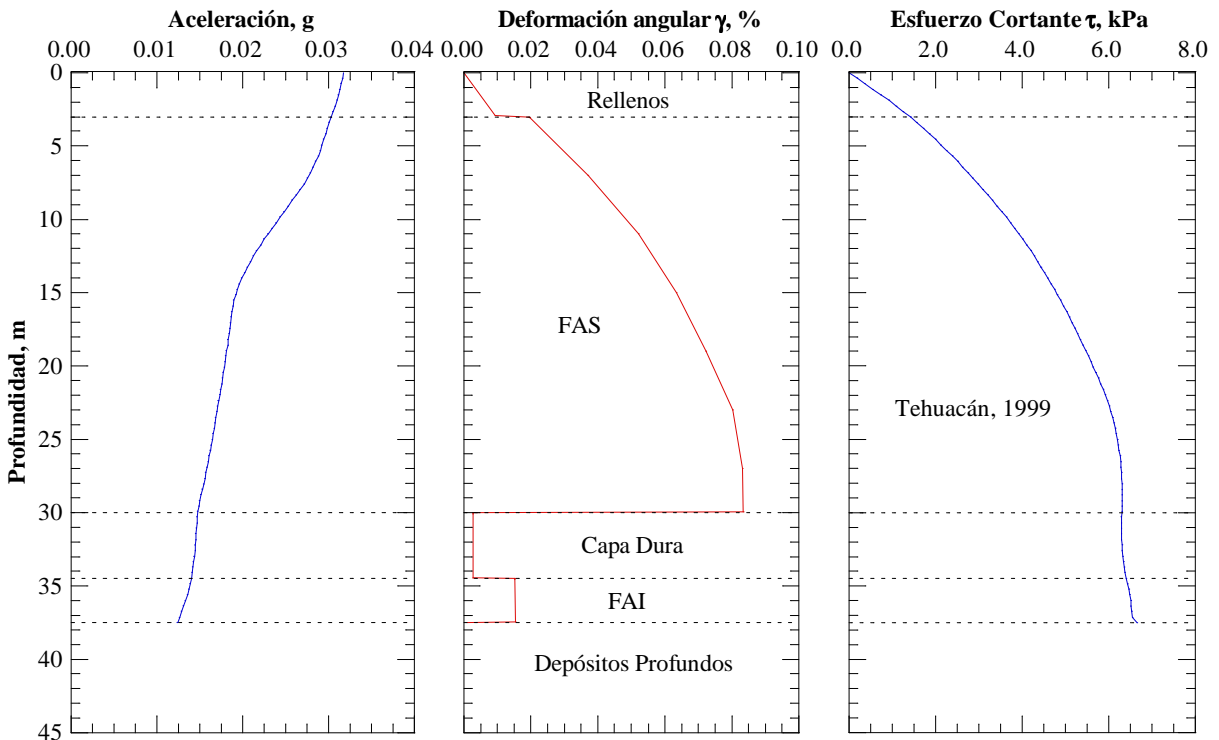


Figura 5.18 Respuesta en campo libre en términos de aceleraciones, deformaciones angulares y esfuerzos cortantes máximos con la profundidad para el sismo de Tehuacán.

Tabla 5.4 Parámetros equivalentes obtenidos del análisis de deconvolución

Unidad	Michoacán 1985			Tehuacán 1999		
	G kPa	K kPa	ζ %	G kPa	K kPa	ζ %
Rellenos	15,652.6	33,914.0	2.6	15,293.4	33,135.7	1.4
Formación arcillosa superior, FAS	5,378.8	51,995.0	3.3	7,577.2	73,246.7	2.2
Capa dura	159,467.0	345,511.8	2.5	229,472.7	497,190.8	1.0
Formación Arcillosa Inferior	39,802.1	384,753.5	2.1	42,460.3	410,450.0	1.9

5.3. CALIBRACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS EN CAMPO LIBRE

Antes de tomar en cuenta la presencia de cualquier estructura en el modelo numérico, es necesario tener la certeza que se están reproduciendo en forma adecuada los movimientos sísmicos seleccionados. Por lo tanto, se consideró necesario llevar cabo una serie de análisis preliminares, en los cuales se consideraron únicamente las condiciones estratigráficas del problema. El modelo fue ajustado hasta conseguir reproducir lo más fielmente posible la respuesta en campo libre del sitio, y así lograr validar las simulaciones numéricas.

En la Figura 5.19 se muestra la malla de diferencias finitas de uno de los modelos implementados para la calibración de los movimientos en campo libre. Tiene dimensiones de 4 x 4 m en planta y las elevaciones fueron previamente presentadas en las Tablas 5.1 y 5.2. En la generación del estado inicial de esfuerzos, se utilizaron condiciones de frontera usuales, es decir, se restringieron las tres componentes de desplazamiento en la base y las componentes horizontales en las caras laterales. Una vez generado el estado inicial de esfuerzos, las restricciones en los desplazamientos fueron liberadas y se asignaron las condiciones de frontera dinámicas. En las caras laterales se utilizaron fronteras de campo libre, y en la base una frontera absorbente, las cuales fueron previamente descritas en la sección 4.4.1. Para modelar los elementos de suelo, se empleó una ley constitutiva elástica lineal, pero utilizando los parámetros compatibles con el nivel de deformación que induce cada uno de los movimientos estudiados (Tabla 5.4). Las historias de esfuerzos obtenidas del análisis de deconvolución (Figura 5.16), se aplicaron a la base de los modelos y se monitoreó su respuesta a diferentes profundidades.

5.3.1. Sin Amortiguamiento Material

En un primer análisis no se consideró ningún esquema de amortiguamiento para los elementos de suelo, por lo que la disipación de energía ocurrió únicamente a través de las condiciones de frontera. En la Figura 5.20 se muestran los espectros de respuesta en superficie correspondientes al sismo de Michoacán, tanto el obtenido de la simulación numérica, como el obtenido a partir de la historia de aceleraciones registrada en el sitio. En dicha figura puede observarse que la forma espectral se reproduce adecuadamente, aunque el espectro de la simulación queda por encima, con una diferencia

media en las ordenadas espectrales del 11.39%. Aunque gran parte de la energía es disipada a través de las condiciones de frontera, la diferencia que mantienen ambos espectros representa la energía que debiera ser amortiguada por los elementos de suelo del dominio considerado.

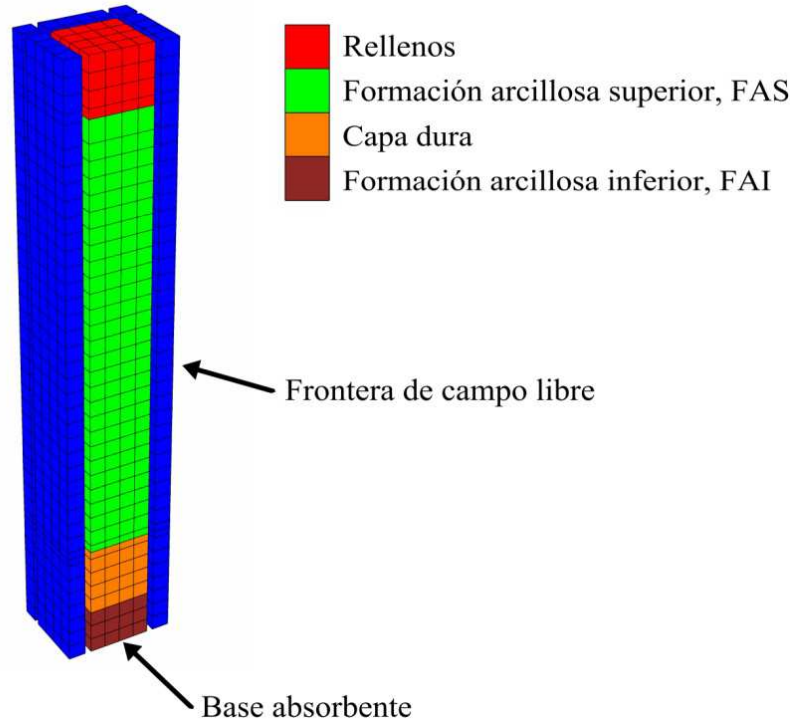


Figura 5.19 Malla de diferencias finitas para la calibración de los movimientos en campo libre

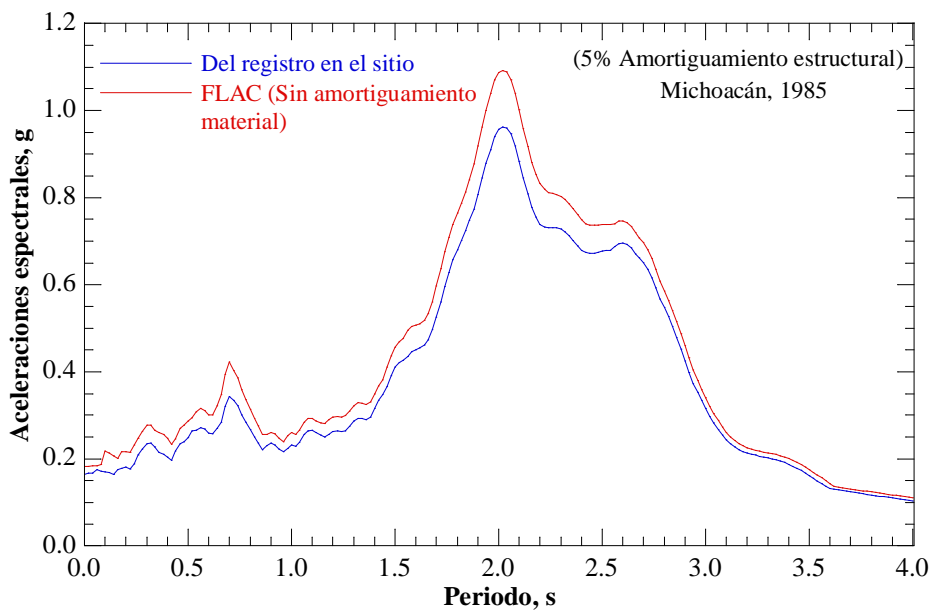


Figura 5.20 Espectro de respuesta en superficie del modelo numérico sin amortiguamiento material para el sismo de Michoacán.

En la Figura 5.21 se muestran las aceleraciones, deformaciones angulares y los esfuerzos cortantes máximos con la profundidad, tanto del modelo numérico, como los obtenidos en el análisis de deconvolución. Puede observarse que en el modelo numérico se obtienen aceleraciones bastante superiores y un perfil poco suavizado a las profundidades correspondientes con la FAS, estrato donde ocurre la mayor parte de la amplificación sísmica. La aceleración máxima en superficie se incrementa de 0.16 g a 0.18 g. También existe un considerable incremento respecto a las deformaciones angulares y a los esfuerzos cortantes máximos con la profundidad, aunque en ambos se obtienen perfiles más suavizados.

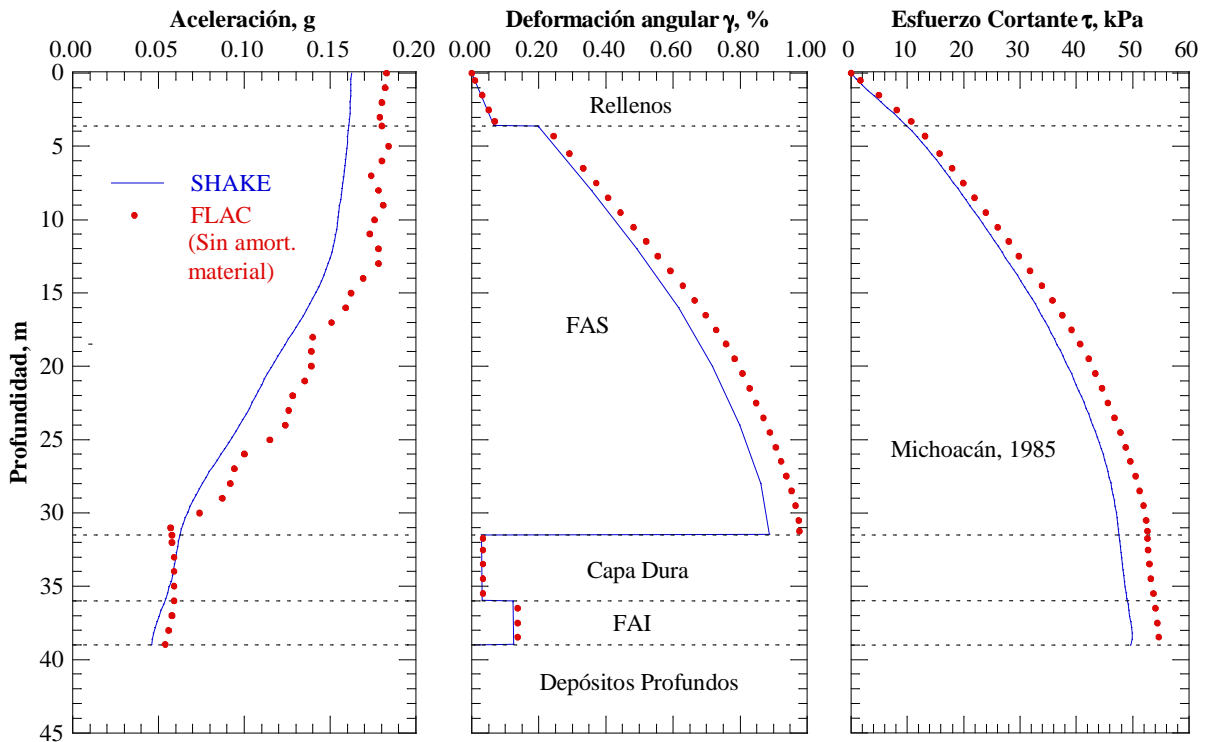


Figura 5.21 Respuesta en campo libre del modelo numérico sin amortiguamiento material para el sismo de Michoacán.

En la Figura 5.22 se muestran los espectros de respuesta correspondientes al sismo de Tehuacán. Se observa nuevamente que la forma espectral se reproduce adecuadamente, pero en este caso las diferencias entre ambos espectros son menores, del orden de 7.16%. Lo anterior se debe a que el sismo de Tehuacán produce una respuesta dinámica mucho más moderada que el sismo de Michoacán, lo cual conduce a una menor degradación del módulo de rigidez, y menores relaciones de amortiguamiento. Por lo tanto, la falta de un esquema de amortiguamiento en los elementos de suelo es de menor importancia, y las condiciones de frontera proporcionan gran parte de la disipación de energía requerida. En la Figura 5.23 se presentan las aceleraciones, deformaciones angulares y los esfuerzos cortantes máximos con la profundidad, en donde se aprecia una menor diferencia de dichos valores respecto al análisis de deconvolución, en comparación con el sismo de Michoacán. También se obtiene un perfil poco suavizado en el caso de las aceleraciones máximas con la profundidad.

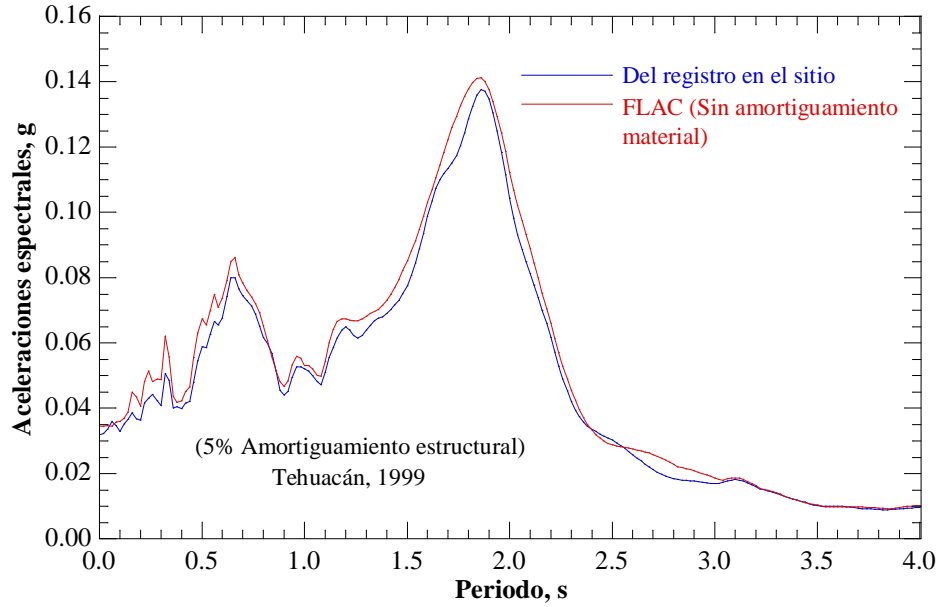


Figura 5.22 Espectro de respuesta en superficie del modelo numérico sin amortiguamiento material para el sismo de Tehuacán.

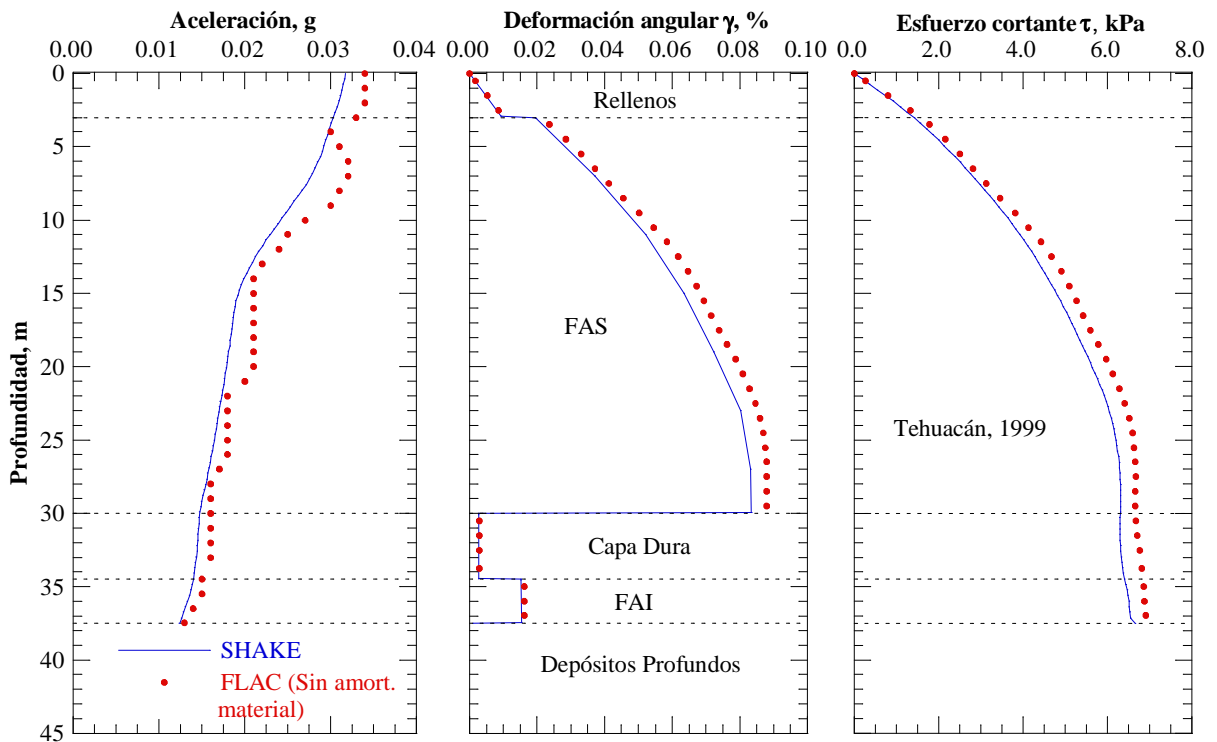


Figura 5.23 Respuesta en campo libre del modelo numérico sin amortiguamiento material para el sismo de Tehuacán.

La adecuada selección de un modelo de amortiguamiento y la calibración de sus parámetros, son generalmente motivo de confusión en el modelado numérico de sistemas dinámicos. Los esquemas de

amortiguamiento implementados en FLAC^{3D}, descritos en la sección 4.4.3, fueron evaluados en la presente investigación a fin de derivar conclusiones respecto a su uso. Los resultados obtenidos se presentan en las secciones subsecuentes.

5.3.2. Con Amortiguamiento Local

El modelo de amortiguamiento local, descrito en la sección 4.4.3.1, requiere únicamente como parámetro de entrada la relación de amortiguamiento crítico de los elementos de suelo. Como se mencionó previamente, dicho valor se obtuvo a partir del análisis de deconvolución y se encuentra contenido en la Tabla 5.4.

En la Figura 5.24 se muestra el espectro de respuesta en superficie obtenido del modelo numérico empleando el amortiguamiento local, junto con el espectro obtenido a partir del registro del sitio. Puede apreciarse que para periodos mayores a 1.7 s se logra un excelente ajuste en las ordenadas espectrales, pero para periodos menores, se producen formas espectrales que difieren de manera importante con las del registro, asociadas a la generación de ruido de alta frecuencia.

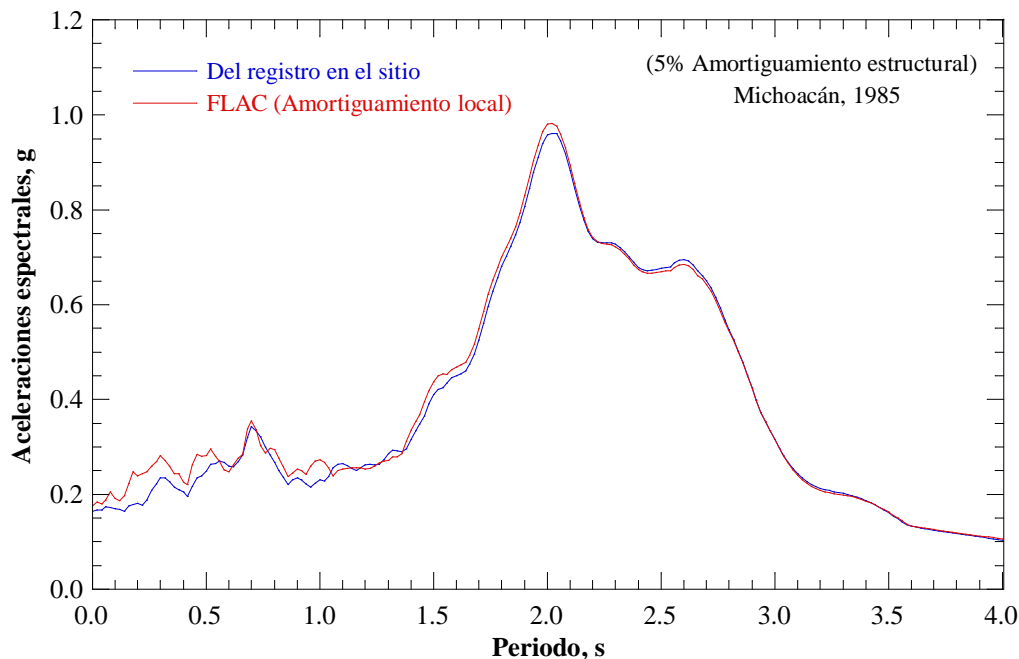


Figura 5.24 Espectro de respuesta en superficie del modelo numérico con amortiguamiento local para el sismo de Michoacán.

En la Figura 5.25 se presentan las aceleraciones, deformaciones angulares y esfuerzos cortantes máximos con la profundidad. Puede observarse que las aceleraciones máximas son incluso mayores que para el caso sin amortiguamiento, aunque en las deformaciones angulares y esfuerzos cortantes máximos existe una buena congruencia con el análisis de deconvolución.

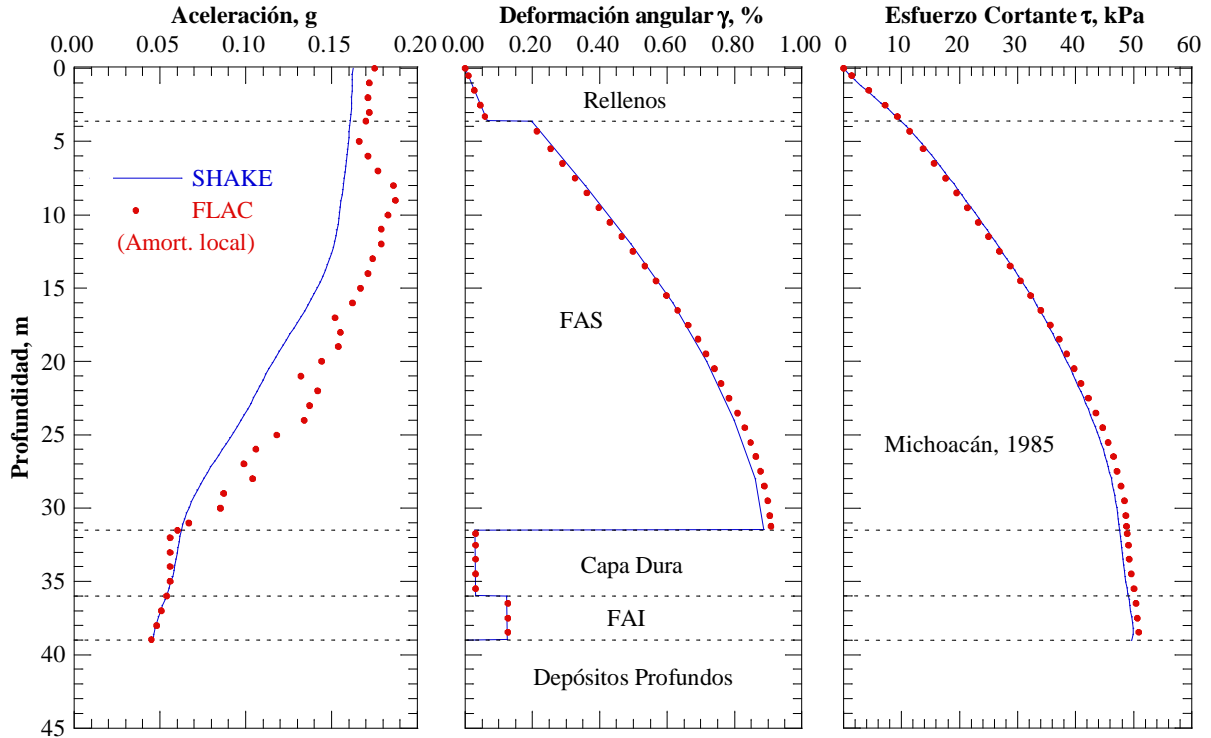


Figura 5.25 Respuesta en campo libre del modelo numérico con amortiguamiento local para el sismo de Michoacán.

Otros dos análisis se llevaron a cabo para estudiar la influencia que tiene la magnitud de la relación de amortiguamiento crítico en la respuesta del modelo, al utilizar el esquema de amortiguamiento local. El primero, utilizando una relación de amortiguamiento igual a un medio de la obtenida del análisis de deconvolución, y el segundo, con una relación igual al doble. En la Figura 5.26 se presentan los espectros de respuesta obtenidos. Para periodos superiores a 1.5 s, la respuesta es congruente en el sentido de que para una relación de amortiguamiento crítica mayor, las ordenadas espectrales disminuyen, y viceversa. Por el contrario, para periodos menores a 1.5 s, una mayor relación de amortiguamiento ocasiona una amplificación en las ordenadas espectrales y un incremento en la distorsión de la forma espectral, lo cual nos conduce a una respuesta errónea para un rango de periodos en donde se encuentran contenidas la mayor parte de las edificaciones de la ciudad.

El amortiguamiento local también fue evaluado en la simulación del sismo de Tehuacán. En la Figura 5.27 se presenta el espectro de respuesta obtenido del modelo numérico, comparado con el espectro del registro en el sitio. Puede observarse que existe una congruencia aceptable entre ambos, con excepción a periodos inferiores a 0.5 s. Al comparar la Figura 5.27, con la Figura 5.22, puede notarse que no existe una mejora sustancial con el uso del amortiguamiento local en términos de la respuesta espectral. En la Figura 5.28 se presentan las aceleraciones, deformaciones angulares y esfuerzos cortantes máximos con la profundidad. Respecto al modelo sin amortiguamiento (Figura 5.23) no se observaron cambios significativos en la respuesta en términos de aceleraciones máximas, aunque el

amortiguamiento local sí permitió un mejor ajuste respecto a las deformaciones angulares y esfuerzos cortantes máximos, que en el modelo sin amortiguamiento.

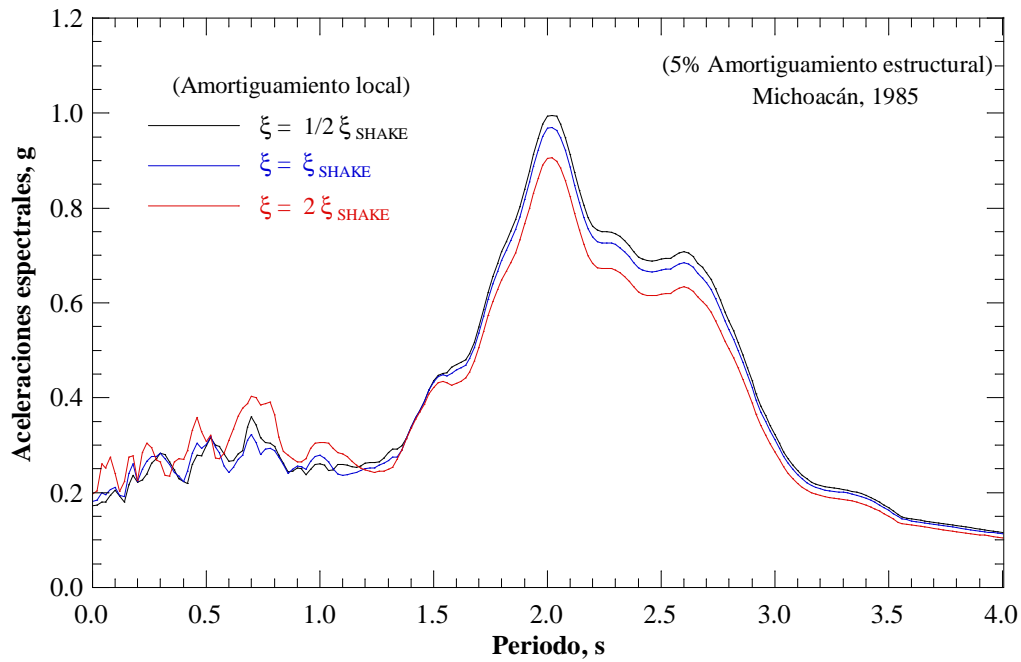


Figura 5.26 Espectro de respuesta en superficie del modelo numérico con amortiguamiento local para diferentes relaciones de amortiguamiento crítico (sismo de Michoacán).

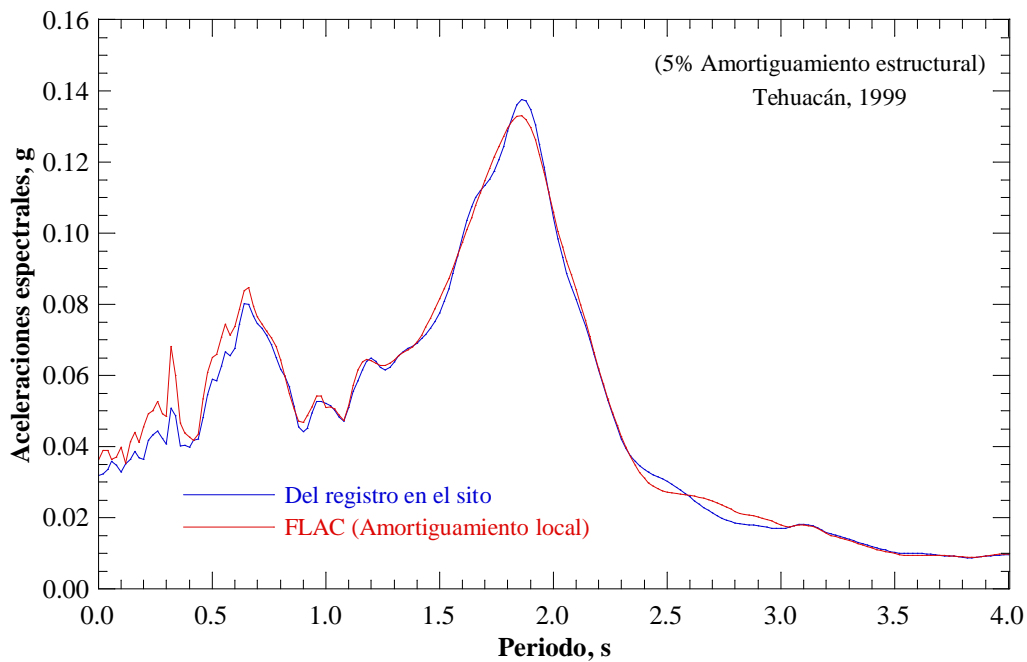


Figura 5.27 Espectro de respuesta en superficie del modelo numérico con amortiguamiento local para el sismo de Tehuacán.

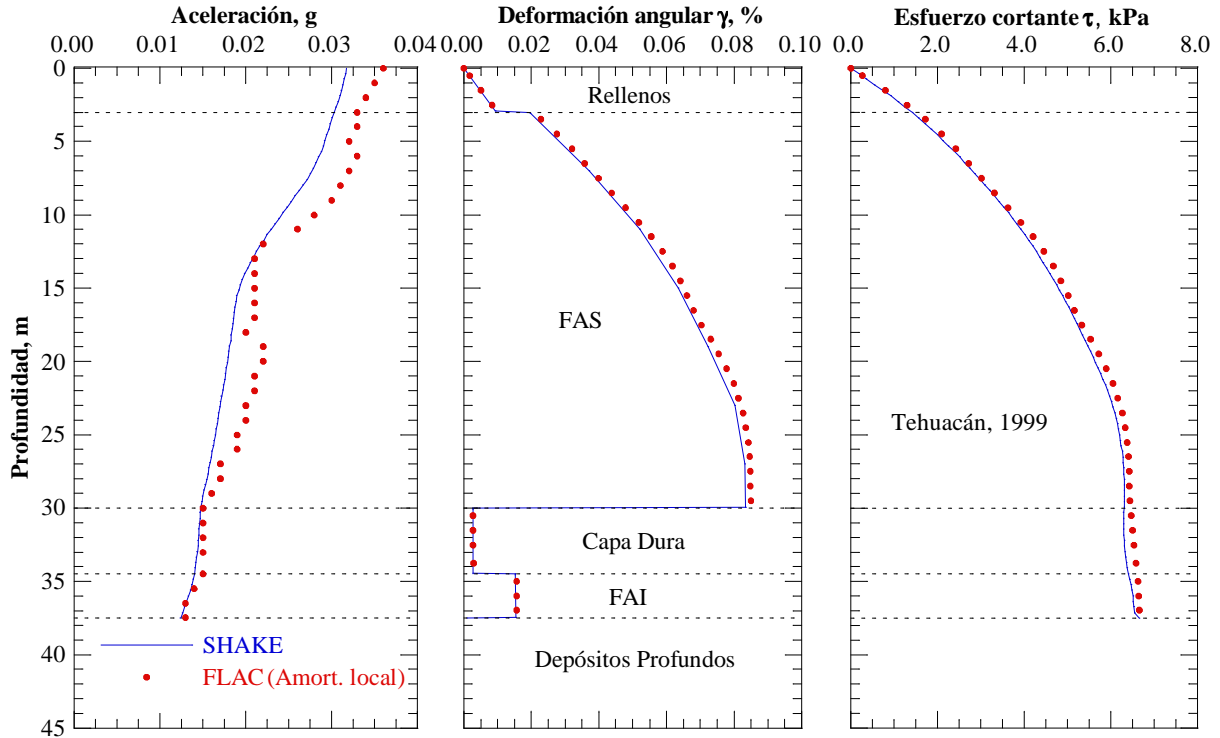


Figura 5.28 Respuesta en campo libre del modelo numérico con amortiguamiento local para el sismo de Tehuacán.

5.3.3. Con Amortiguamiento Histerético

Tal como se describió en la sección 4.4.3.2, el amortiguamiento histerético requiere que la curva de degradación del módulo de rigidez al corte sea completamente especificada. De las funciones disponibles en FLAC^{3D} para ajustar las curvas de degradación, se definió que la que brindaba mejores resultados era la “sig4”, cuyo ajuste se presenta en la Figura 5.29.

En la Figura 5.30 se presenta el espectro de respuesta obtenido del modelo numérico junto con el espectro del registro para el sismo de Michoacán. Puede apreciarse como la simulación queda muy por debajo del registro, particularmente para periodos en el rango de 2.0 s, en donde deberían de ocurrir las máximas ordenadas espectrales. En la Figura 5.31 se presenta la respuesta del modelo en términos de aceleraciones, deformaciones angulares y esfuerzos cortantes máximos con la profundidad. En este caso se observa una gran diferencia en la respuesta del depósito respecto al análisis de deconvolución. Lo anterior puede atribuirse a la degradación progresiva del módulo de rigidez que el amortiguamiento histerético realiza al avanzar el tiempo de la solución explícita, contrario al procedimiento iterativo que realiza el programa SHAKE. El módulo de rigidez de los elementos de suelo adyacentes a la base del modelo comienza a degradarse desde el principio del análisis, aminorando la amplificación sísmica del depósito y acrecentando las deformaciones. A pesar de que una degradación progresiva del módulo pudiese tener mayor sentido físico que el proceso iterativo que realiza el programa SHAKE, el uso de este último para reproducir la respuesta sísmica en depósitos con estratificación horizontal, para ondas

de corte propagándose verticalmente, ha sido ampliamente validado, por lo que es posible concluir que para las condiciones analizadas, el amortiguamiento histerético no proporciona resultados satisfactorios.

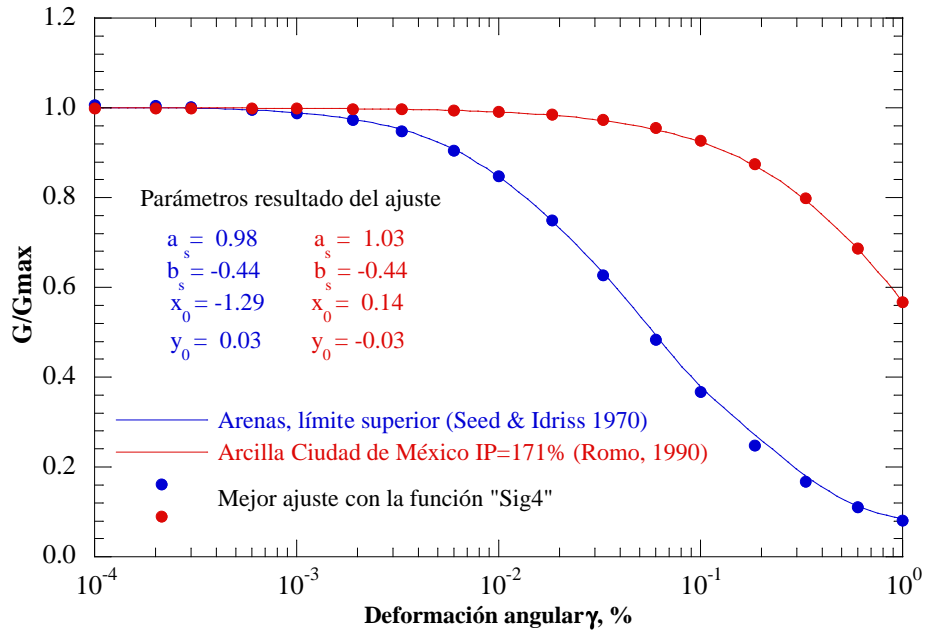


Figura 5.29 Ajuste de las curvas de degradación del módulo de rigidez al corte normalizadas

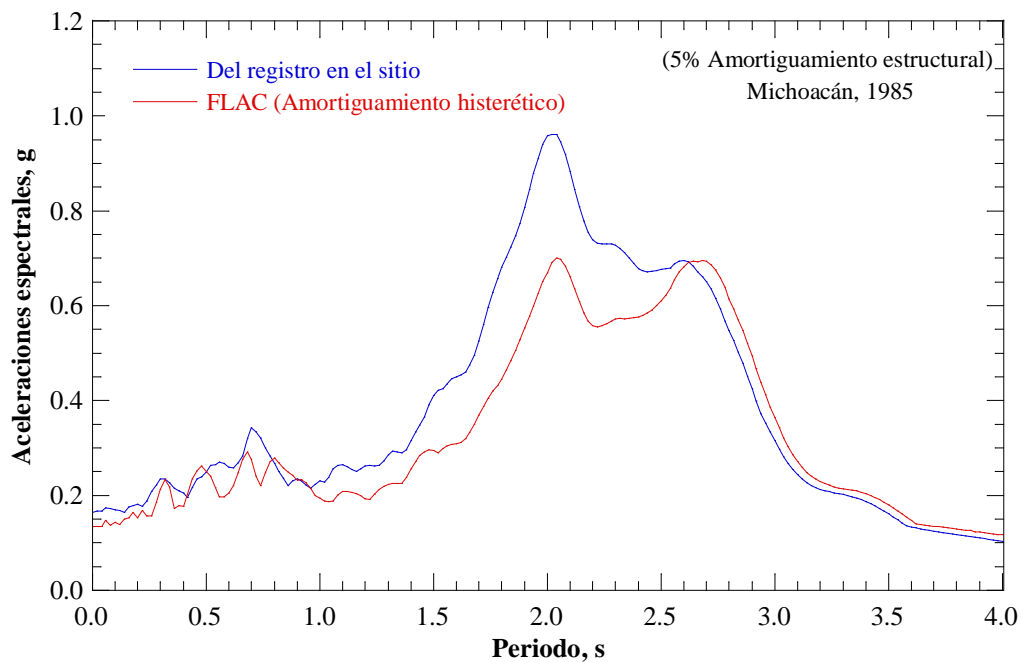


Figura 5.30 Espectro de respuesta en superficie del modelo numérico con amortiguamiento histerético para el sismo de Michoacán.

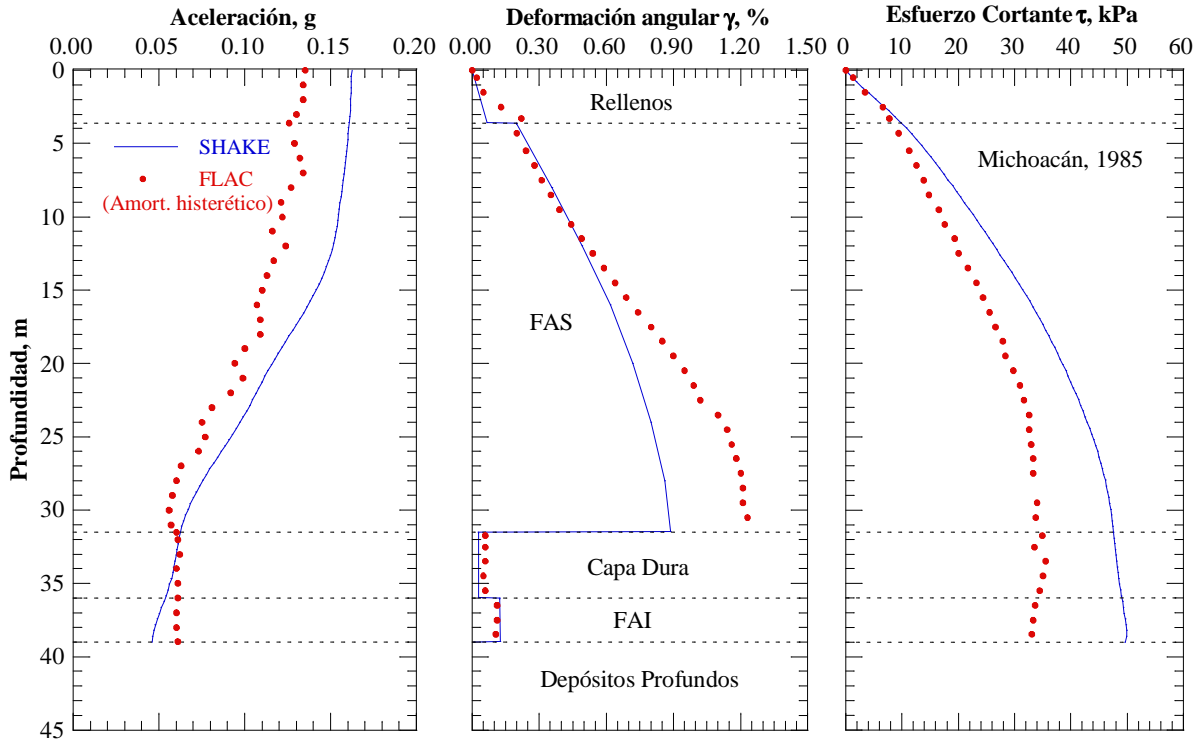


Figura 5.31 Respuesta en campo libre del modelo numérico con amortiguamiento histerético para el sismo de Michoacán.

En la Figura 5.32 se presentan los espectros de respuesta para el sismo de Tehuacán. En este caso el espectro de la simulación con amortiguamiento histerético es prácticamente igual al presentado en la Figura 5.22 en donde no se utilizó ningún esquema de amortiguamiento. Lo anterior se debe a que el movimiento de Tehuacán induce deformaciones que difícilmente superan el rango de comportamiento elástico en los elementos de suelo y, por lo tanto, no existe una degradación importante en el módulo de rigidez.

5.3.4. Con Amortiguamiento Rayleigh

El amortiguamiento Rayleigh en $FLAC^{3D}$ no es definido a partir de las constantes α y β , proporcionales a las matrices de masa y rigidez del sistema respectivamente. Por el contrario, tal como se describió en la sección 4.4.3.3, es definido a partir de la mínima relación de amortiguamiento crítico, ζ_{min} , operando a la frecuencia central, f_{min} . De este modo se logra indicar el rango de frecuencias en donde el amortiguamiento Rayleigh es aproximadamente independiente de la frecuencia de oscilación del sistema, y la relación de amortiguamiento crítico en dicho intervalo. Debido a que la relación de amortiguamiento crítico se obtuvo del análisis de deconvolución, la calibración de los parámetros del amortiguamiento Rayleigh se reduce a la selección de la frecuencia central óptima, la cual no depende ni de las frecuencias predominantes del sismo, ni de los modos naturales de vibración del depósito de suelo, sino de la combinación de ambos.

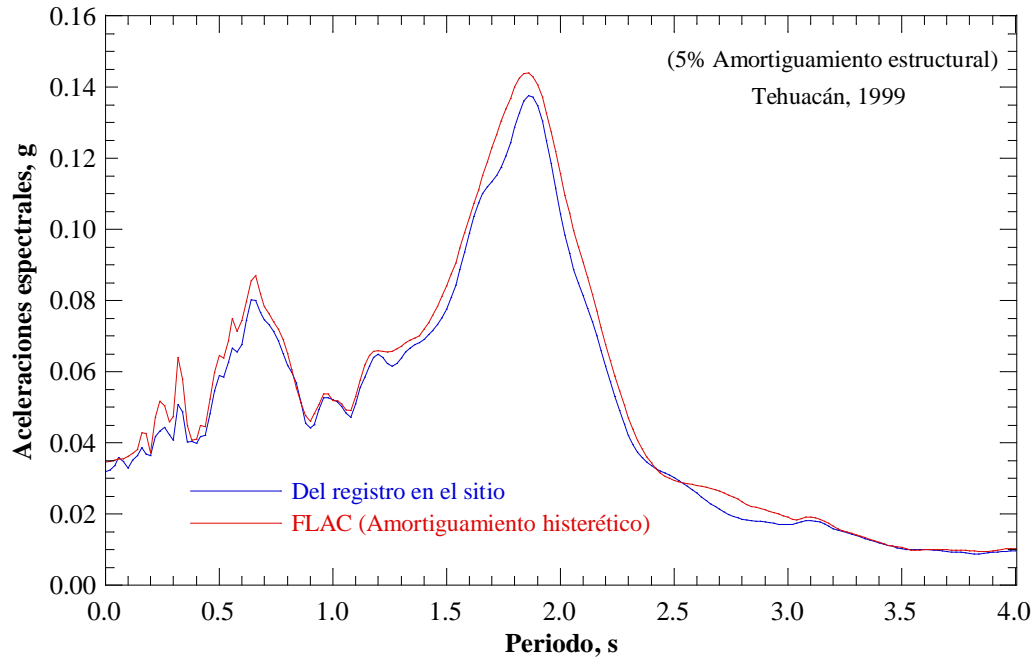


Figura 5.32 Espectro de respuesta en superficie del modelo numérico con amortiguamiento histerético para el sismo de Tehuacán.

En la Figura 5.33 se muestran los espectros de respuesta para el sismo de Michoacán, determinados empleado diferentes valores de f_{\min} , junto con el espectro obtenido del registro en el sitio.

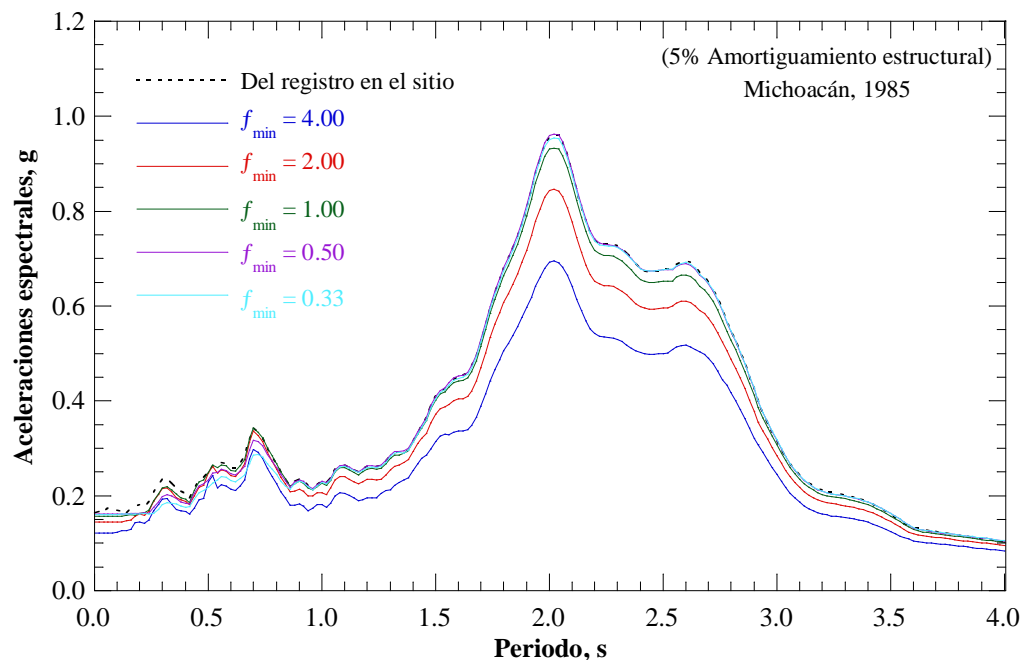


Figura 5.33 Espectro de respuesta en superficie del modelo numérico con amortiguamiento Rayleigh para diferentes valores de f_{\min} (sismo de Michoacán).

Al graficar los residuos de cada uno de los espectros (suma del cuadrado de las diferencias en las ordenadas espectrales respecto al espectro del sitio) contra f_{\min} (Figura 5.34), podemos ver que existe un valor de frecuencia igual a 0.65 Hz, en donde el error es minimizado. Utilizando dicha frecuencia se obtiene el ajuste que se muestra en la Figura 5.35, en donde puede apreciarse una excelente congruencia en las ordenadas espectrales de la simulación respecto al registro del sitio. La misma congruencia se observa en las aceleraciones, deformaciones angulares y esfuerzos cortantes máximos con la profundidad, respecto al análisis de deconvolución (Figura 5.36).

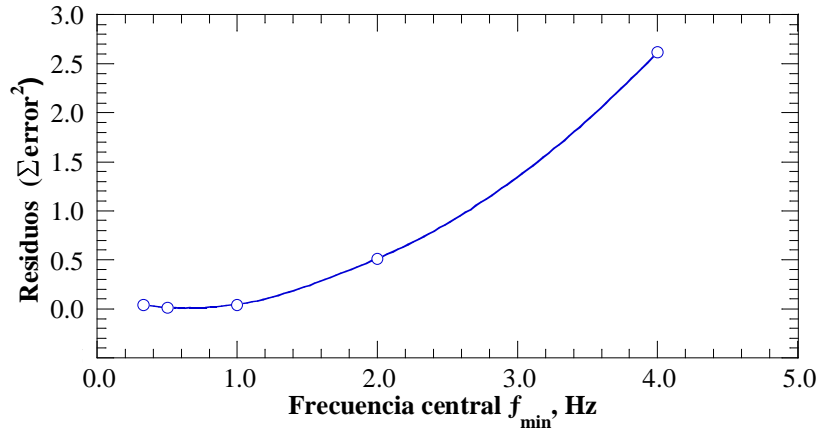


Figura 5.34 Determinación de la frecuencia central (sismo de Michoacán)

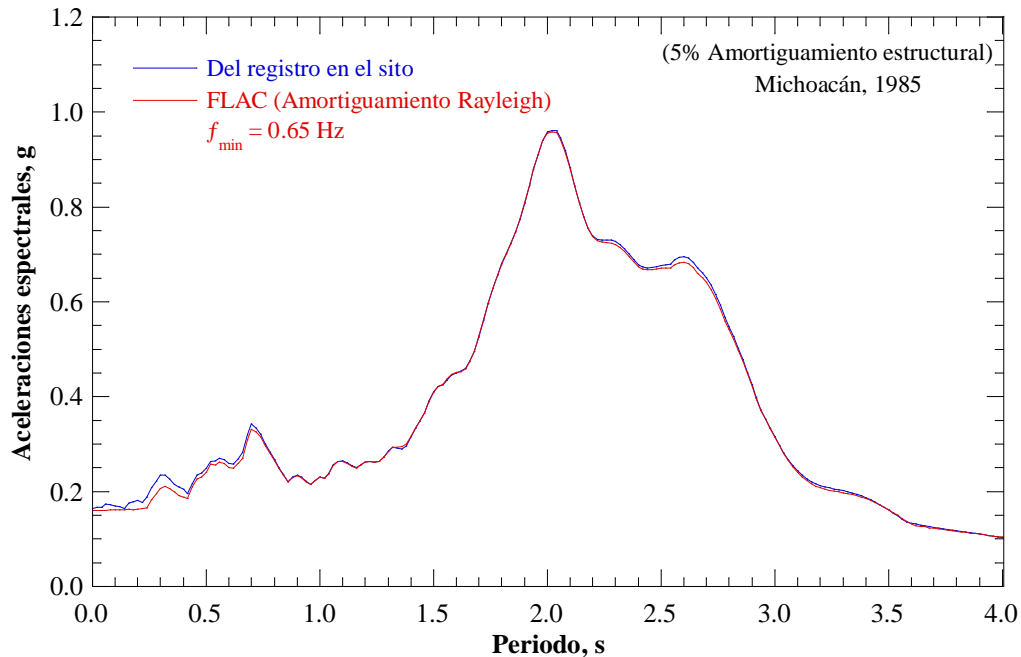


Figura 5.35 Espectro de respuesta en superficie del modelo numérico con amortiguamiento Rayleigh y $f_{\min} = 0.65$ Hz (sismo de Michoacán).

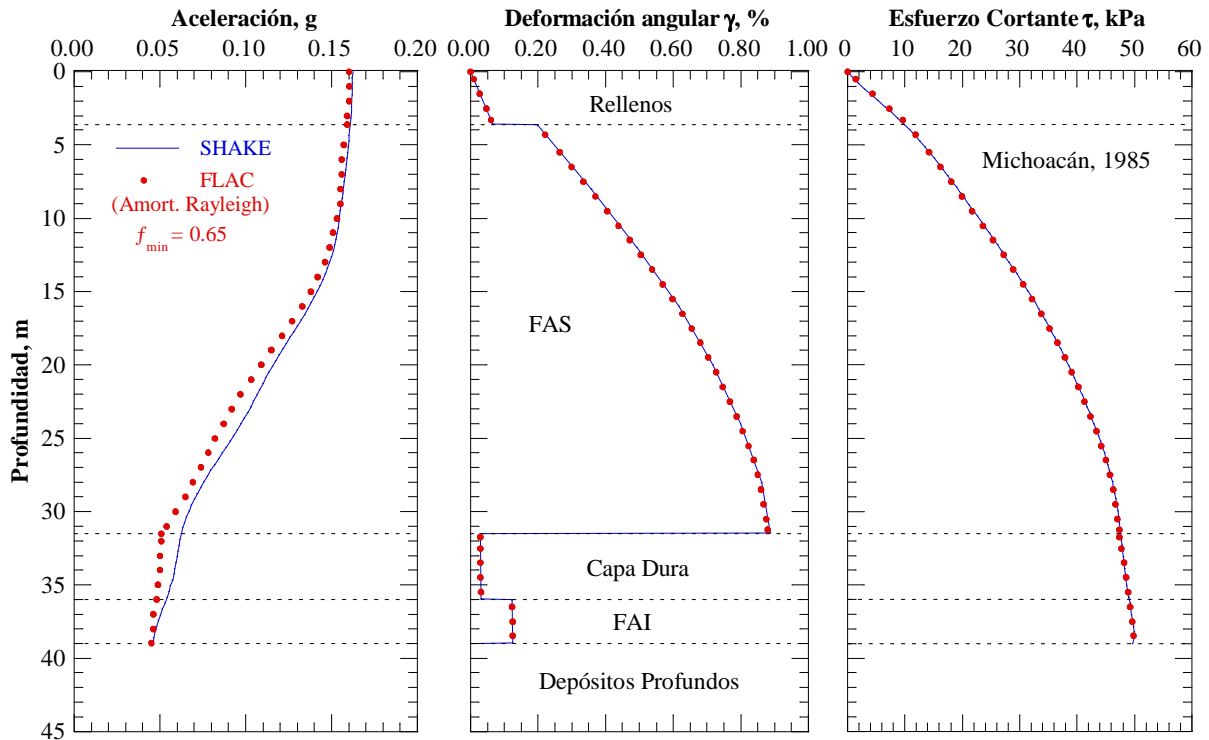


Figura 5.36 Respuesta en campo libre del modelo numérico con amortiguamiento Rayleigh y $f_{\min} = 0.65$ Hz (sismo de Michoacán).

El mismo procedimiento para la selección de la frecuencia central se utilizó en el caso del sismo de Tehuacán. En la Figura 5.37 se presentan los residuos obtenidos de cinco simulaciones numéricas en las que se emplearon diferentes valores de f_{\min} . Se observa que la frecuencia central óptima en el caso del sismo de Tehuacán y sus respectivas condiciones estratigráficas es igual a 1.1 Hz. Al utilizar dicho valor en una nueva simulación se obtuvo el espectro que se muestra en la Figura 5.38 en el que se confirma un ajuste adecuado en las ordenadas espectrales. Lo anterior se verifica también en la respuesta del depósito en términos de aceleraciones, deformaciones angulares y esfuerzos cortantes máximos con la profundidad (Figura 5.39).

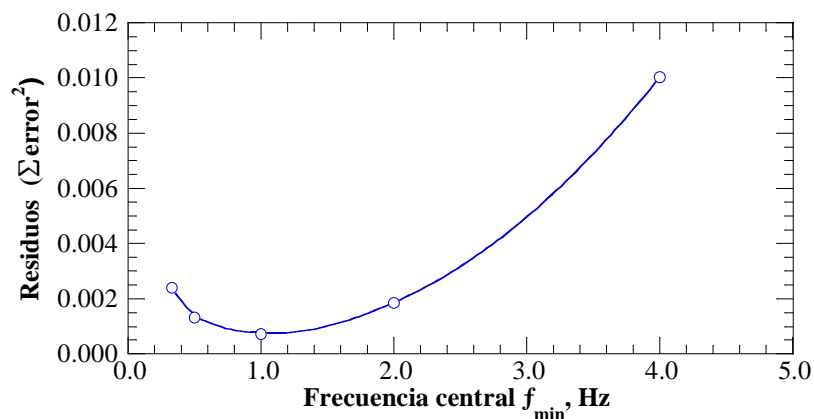


Figura 5.37 Determinación de la frecuencia central (sismo de Tehuacán)

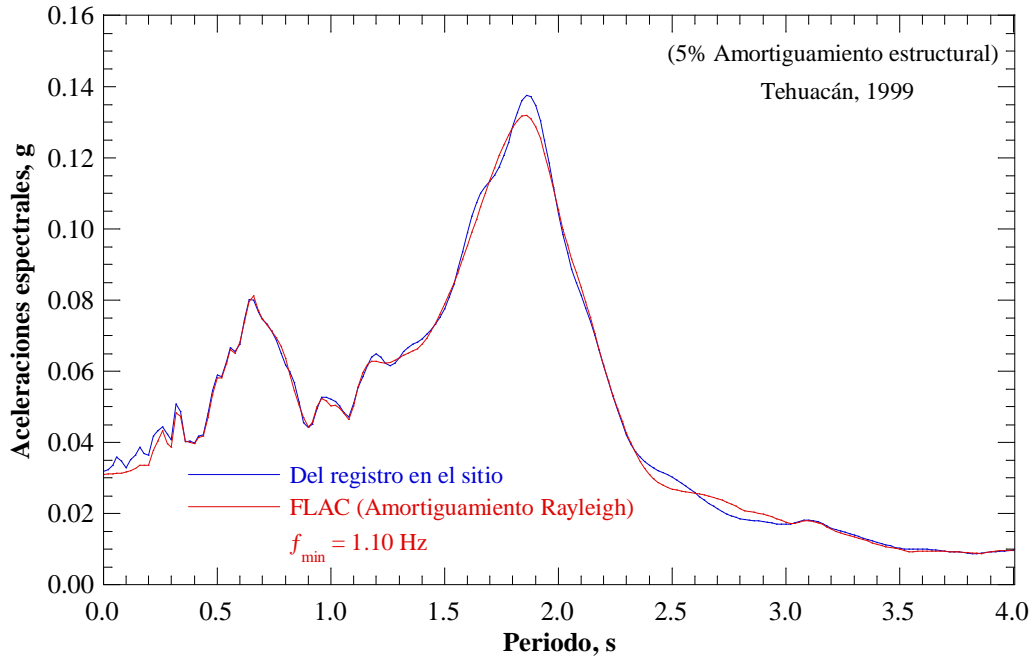


Figura 5.38 Espectro de respuesta en superficie del modelo numérico con amortiguamiento Rayleigh y $f_{\min} = 1.10$ Hz (sismo de Tehuacán).

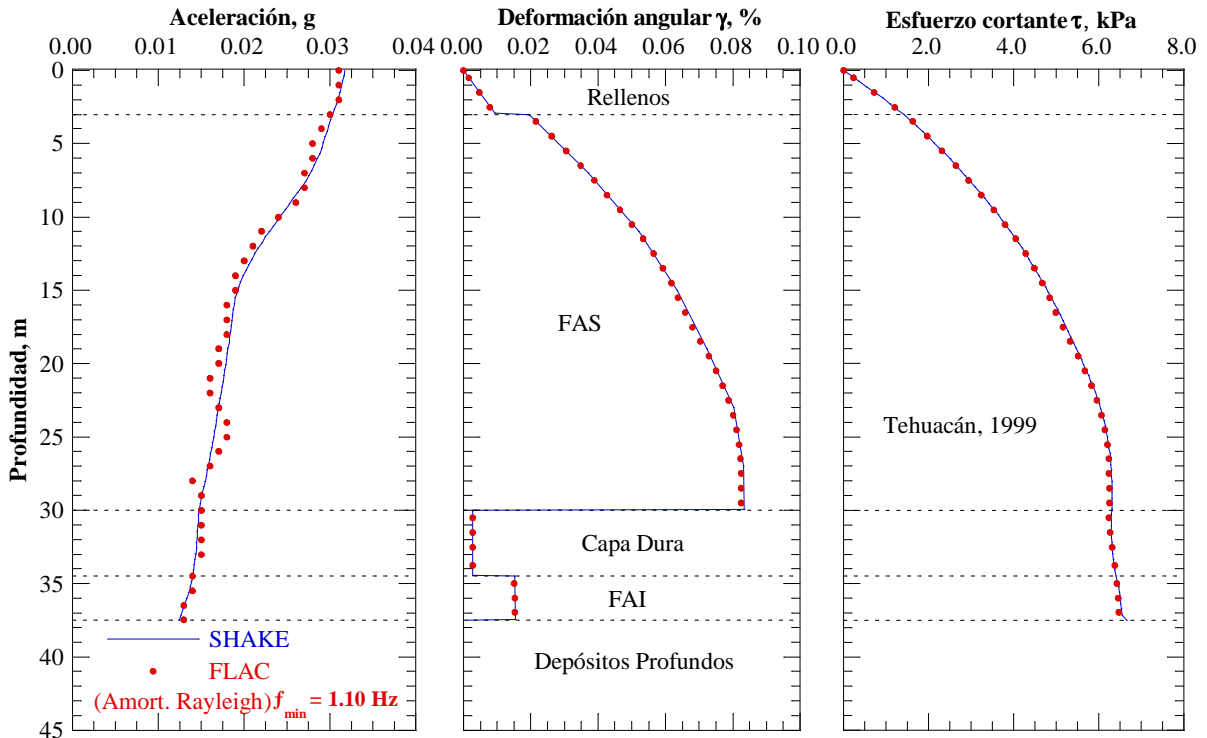


Figura 5.39 Respuesta en campo libre del modelo numérico con amortiguamiento Rayleigh y $f_{\min} = 1.10$ Hz (sismo de Tehuacán).

A pesar de que el amortiguamiento Rayleigh ocasiona una reducción en el intervalo de tiempo de la solución explícita, derivando en mayores tiempos de cálculo, este esquema de amortiguamiento fue el que mostró mejores resultados al representar la disipación de energía de los elementos de suelo y, por lo tanto, es el que se convino utilizar en las simulaciones para estudiar el comportamiento dinámico de las inclusiones rígidas.

5.4. MODELADO DE LAS INCLUSIONES RÍGIDAS

Tal como se mostró en la sección 3.3, existe una gran variedad de inclusiones rígidas relacionadas a diferentes técnicas constructivas. En los presentes análisis se considera únicamente la evaluación de las inclusiones cilíndricas de concreto, construidas *in situ*, adaptando técnicas para el colado de pilas; cuyos diámetros generalmente no exceden los 30 cm, y carecen de acero de refuerzo. Este tipo de elementos cilíndricos de concreto pueden modelarse en FLAC^{3D} básicamente en dos formas distintas. La primera consiste en el uso de elementos sólidos dispuestos de tal forma que reproduzcan la geometría de las inclusiones. La única diferencia entre éstos y los elementos sólidos que representan al suelo son sus propiedades, ya que en el caso de las inclusiones es necesario utilizar las propiedades del concreto empleado. La segunda forma involucra el uso de los elementos estructurales implementados en el programa, particularmente los elementos viga. Éstos son elementos unidimensionales que poseen una determinada rigidez axial y a flexión para representar el comportamiento del elemento estructural real. Dicha rigidez es especificada introduciendo directamente el área y el momento de inercia de la sección transversal del elemento, así como sus propiedades elásticas (E , ν).

En análisis preliminares, se detectaron variaciones en los resultados obtenidos con las inclusiones modeladas a partir de elementos sólidos y las modeladas con elementos viga. Por lo tanto, se decidió estudiar el comportamiento de ambos elementos a fin de entender las discrepancias.

Las cargas que induce el suelo a las inclusiones debido a las ondas de corte propagándose verticalmente, pueden interpretarse como cargas laterales transitorias. Por tal motivo, a fin de retirar la influencia de las características del sismo, la evaluación de los diferentes elementos se realizó mediante carga lateral estática. En un primer análisis se convino no tomar en cuenta al suelo y comparar directamente ambos elementos como columnas empotradas en su base, con una carga puntual lateral aplicada en la cabeza. Las propiedades de las columnas modeladas se resumen en la Tabla 5.5, mientras que en la Figura 5.40 se muestra un esquema de los modelos numéricos implementados. Es importante mencionar que en el caso de los elementos sólidos, el número de elementos se mantuvo constante para todos los diámetros analizados e igual a 4,000.

Tabla 5.5 Propiedades de la columna modelada

Longitud, l	10.0 m
Diámetro, d	0.10, 0.20, 0.30, 0.50, 0.75, 1.00 y 2.00 m
Módulo de elasticidad, E	20,000 MPa
Relación de Poisson, ν	0.20

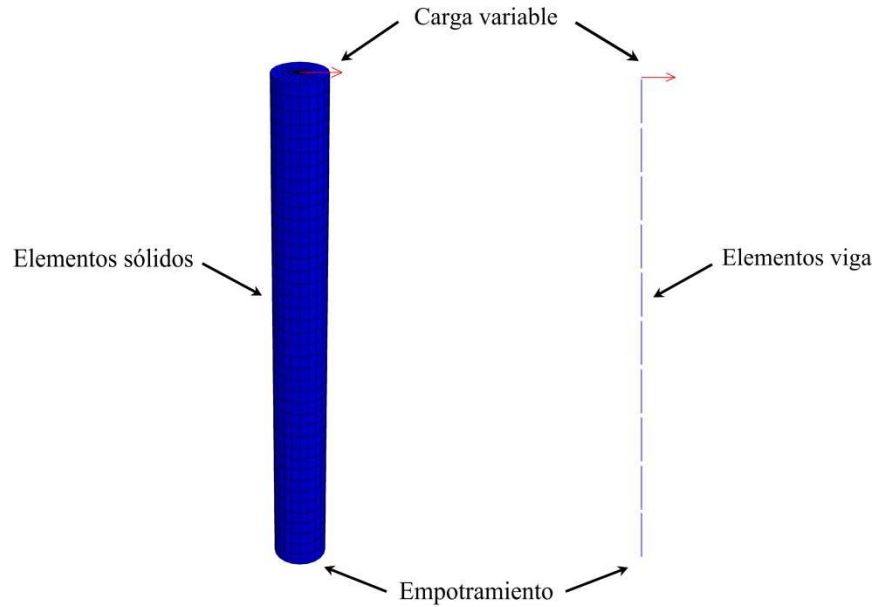


Figura 5.40 Modelos numéricos para evaluar los elementos sólidos y los elementos viga

Se monitorearon los desplazamientos horizontales a lo largo de los elementos y se compararon los resultados con la solución analítica, que para el caso particular estudiado toma la siguiente forma (Beer *et al.*, 2007):

$$dx = \frac{P}{6EI} (2l^3 - 3l^2y + y^3) \quad (5.5)$$

donde P , es el valor de la carga; I , el momento de inercia de la sección transversal; l , es la longitud de la columna; y y , es la distancia entre la sección bajo análisis y el extremo libre.

La carga aplicada en los diferentes modelos fue variable, de una magnitud tal que la solución analítica (Ecuación 5.5) produzca un desplazamiento en la cabeza de las columnas de 0.10 m. Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 5.41. Para todos los casos estudiados, el elemento viga coincide en forma excelente con la solución analítica, y el perfil de desplazamientos no varía para los diferentes diámetros estudiados. Por el contrario, los elementos sólidos tienden a sobreestimar la rigidez para diámetros pequeños, es decir, en el caso de elementos esbeltos. Para diámetros mayores, los elementos sólidos tienden a coincidir con los elementos viga y con la solución analítica.

Otra serie de análisis se llevó a cabo para estudiar la influencia del número de elementos sólidos que conforman a la columna. En la Figura 5.42 se muestran los perfiles de desplazamiento obtenidos para un diámetro de 30 cm (diámetro usual de las inclusiones rígidas) y diferentes números de elementos sólidos. Se observa cómo el número de elementos tiene una notable influencia en los resultados y que para el caso estudiado, se requiere una enorme cantidad de éstos para alcanzar representar adecuadamente la rigidez de la columna.

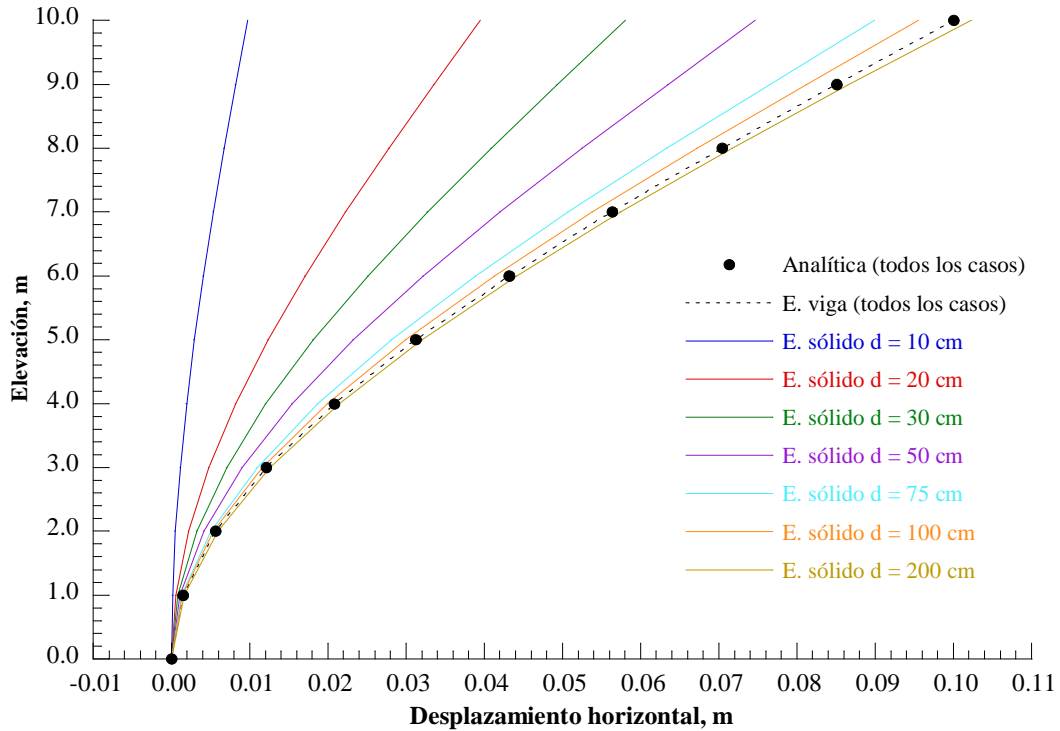


Figura 5.41 Desplazamientos horizontales de las columnas empotradas utilizando elementos sólidos y elementos viga.

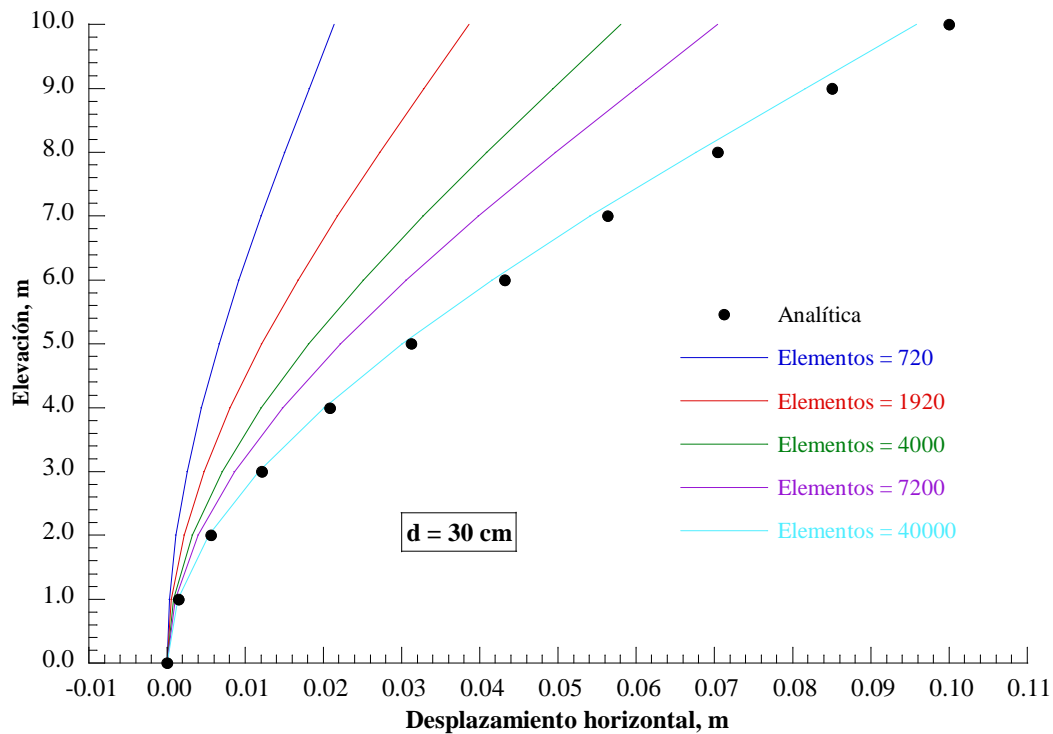


Figura 5.42 Desplazamientos horizontales de las columnas empotradas variando el número de elementos sólidos empleados.

De los resultados presentados es posible concluir que el uso adecuado de los elementos sólidos para modelar las inclusiones rígidas depende del número de elementos empleados. Entre mayor sea la esbeltez de la inclusión, se requerirán un número mayor de elementos para lograr representar adecuadamente la rigidez a flexión de las inclusiones. Generalmente, las inclusiones rígidas utilizadas en la Ciudad de México tienden a ser bastante esbeltas, con diámetros alrededor de 30 cm. Por lo tanto, modelar un campo de inclusiones a partir de elementos sólidos devendría en una malla extremadamente fina, traducida en tiempos de cálculo muy grandes (del orden de meses).

Tal como se observó en la Figura 5.41, los elementos viga reproducen en forma excelente la rigidez a flexión de las columnas analizadas, sin incurrir en tiempos de cálculo excesivos. Sin embargo, se convino evaluar su desempeño incluyendo ahora el suelo circundante. Los resultados se compararon con la solución presentada por Randolph (1981), la cual puede consultarse en el Anexo 2 del presente documento. Dicha solución considera un pilote flotante, flexible y embebido en un medio elástico continuo. El adjetivo flexible se refiere a aquellos pilotes cuya longitud total supera la longitud crítica, a partir de la cual se considera que la carga aplicada en la superficie no produce desplazamientos o elementos mecánicos al pilote.

En la Figura 5.43 se muestra un esquema del modelo número implementado para evaluar los elementos viga, en donde se indican las propiedades de la masa de suelo considerada, así como los diferentes diámetros de las inclusiones evaluadas. Nuevamente la carga es variable y de una magnitud tal que la solución de Randolph (1981) derive en un desplazamiento en la superficie igual a 0.10 m. Es importante mencionar que para todos los casos evaluados se verificó que la longitud crítica no excediera la longitud total de la inclusión.

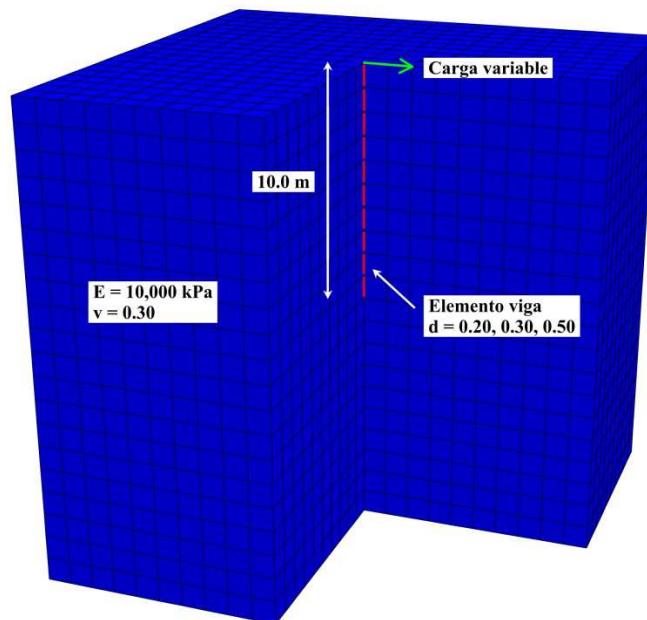


Figura 5.43 Modelo numérico para la evaluación de los elementos viga tomando en cuenta el suelo circundante.

En la Figura 5.44 se presentan los resultados obtenidos. Se aprecia cómo para el rango de diámetros usualmente utilizados en las inclusiones rígidas en el Valle de México, el elemento viga concuerda de forma aceptable con la solución de Randolph (1981), la cual ha sido exitosamente comparada con mediciones de campo. Para diámetros mayores, la falta de volumen de los elementos viga comienza a ser importante ocasionando que éstos se “incrusten” en la malla del modelo. Es importante mencionar que, al modelar campos de inclusiones con este tipo de elementos, el tiempo de cálculo es mucho menor que en el caso de los elementos sólidos (del orden de días).

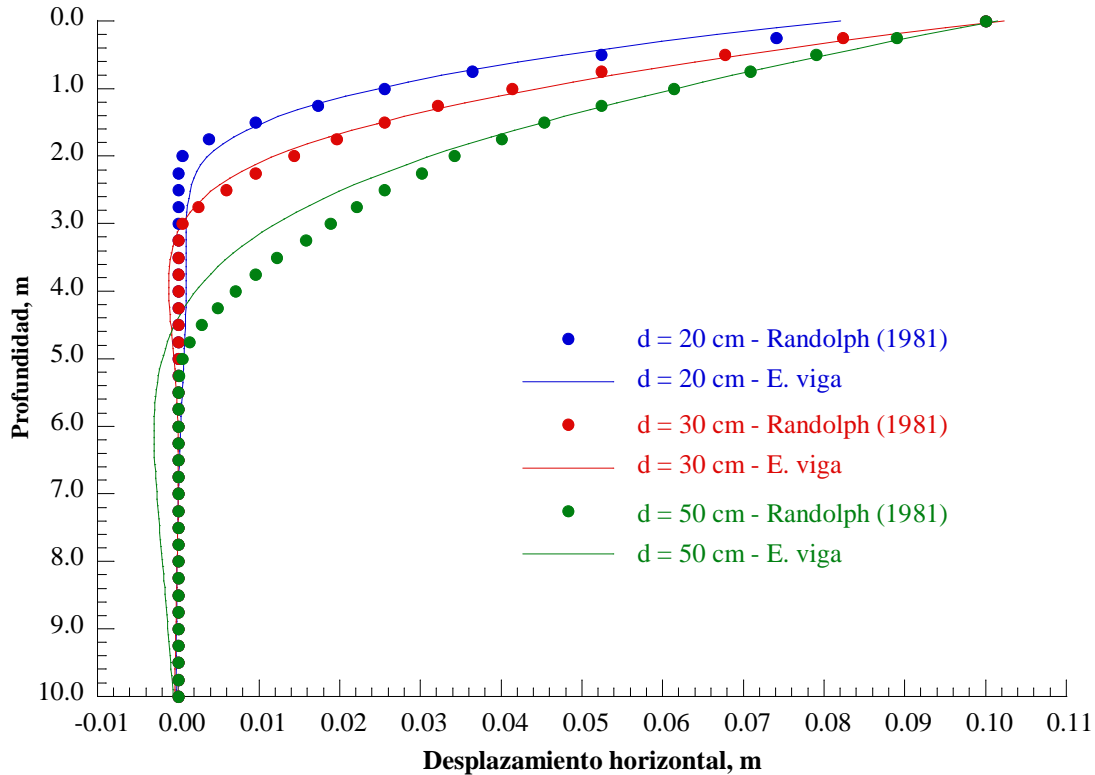


Figura 5.44 Desplazamiento horizontal de las inclusiones tomando en cuenta el suelo circundante

A partir de los resultados obtenidos, se concluyó que los elementos viga son la mejor opción para modelar los campos de inclusiones, motivo de la presente investigación, tanto por su desempeño, como por su eficiencia respecto a los tiempos de cálculo.

5.5. COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE GRUPOS DE INCLUSIONES

5.5.1. Casos Analizados

Tal como se mencionó previamente, las inclusiones estudiadas son inclusiones cilíndricas de concreto, coladas *in situ*, sin acero de refuerzo, construidas mediante la adaptación de técnicas para el colado de pilas. Este tipo de inclusiones son una de las más utilizadas en el Valle de México para el control de

hundimientos totales y diferenciales, en estructuras pequeñas y medianas que no transmiten descargas excesivas a la cimentación.

Los sistemas de inclusiones analizados pueden idealizarse tal como se muestra en la Figura 5.45. En este caso, los rellenos actúan como la plataforma de distribución, ya que éstos poseen una rigidez considerablemente mayor respecto a los suelos blandos subyacentes (Tabla 5.4). Generalmente las inclusiones utilizadas en el Valle de México no están conectadas en sus dos extremos, es decir, conectadas con la plataforma de distribución y con el estrato resistente. Lo anterior debido al fenómeno del hundimiento regional, el cual causaría la penetración de las inclusiones en la plataforma de distribución. Por lo tanto, es práctica común el construir las inclusiones rígidas unos cuantos metros antes de alcanzar la capa dura, a fin de que las inclusiones no lleguen a apoyarse en ésta durante la vida útil de la estructura. En los análisis también se incluyó la presencia de una edificación en la superficie, la cual se considera estructurada a base de muros de carga y desplantada sobre una losa de cimentación superficial.

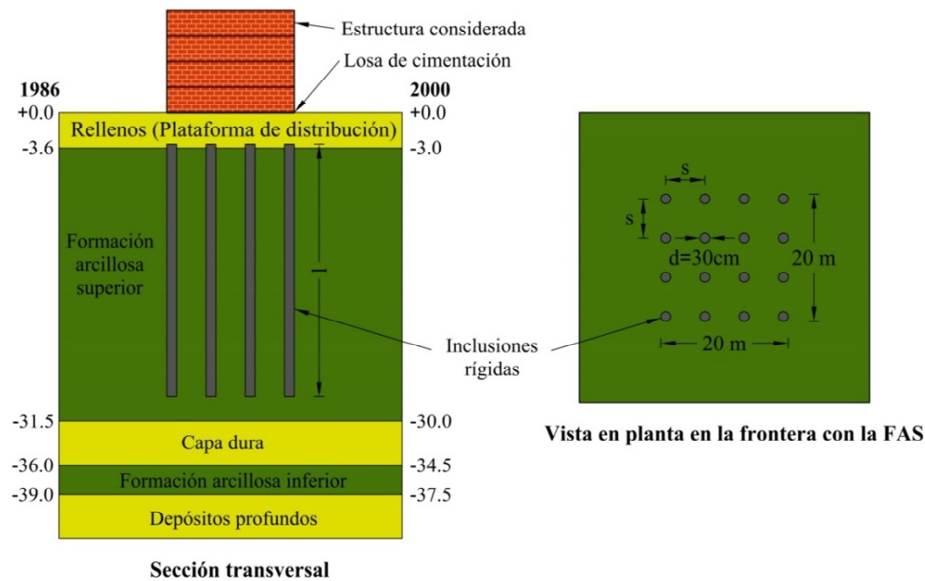


Figura 5.45 Idealización de los sistemas analizados

El diámetro de las inclusiones, así como las dimensiones del área reforzada, fueron fijadas a 30 cm y 20x20 m respectivamente en todos los análisis ejecutados. Los casos estudiados fueron organizados en cinco grupos los cuales se describen brevemente a continuación.

Grupo A (análisis base).- Este grupo contiene los análisis a partir de los cuales se identificó el efecto de las inclusiones rígidas en la respuesta sísmica del sitio. El análisis A-01 considera la presencia de 121 inclusiones separadas en forma equidistante a 2.0 m y de 26.0 m de longitud, pero sin considerar la presencia de ninguna estructura en la superficie. Las inclusiones fueron empotradas medio metro en la plataforma de distribución, pero su extremo inferior no alcanza la capa dura, dejando un espacio de 2.5 m. Contrario al análisis A-01, el análisis A-02 considera la presencia de una estructura de cinco

niveles, pero no toma en cuenta la presencia de las inclusiones; las dimensiones en planta de la estructura coinciden con el área reforzada por las inclusiones del análisis A-01, y su periodo fundamental de vibración es de 0.411 s. El análisis A-03 es una combinación de los dos anteriores, es decir, considera la presencia tanto de las inclusiones rígidas, como de la estructura en superficie; éste análisis fue la base de comparación para los diferentes grupos estudiados por representar una configuración típica del sistema a base de inclusiones rígidas. El análisis A-04 evalúa una solución alternativa a las inclusiones, la cual en este caso es un cajón de cimentación rígido de concreto, desplantado a 6.0 m de profundidad. Finalmente, el análisis A-05 considera nuevamente el cajón de cimentación, pero en combinación con inclusiones, las cuales se encuentran a 1.0 m de profundidad a partir del desplante del cajón y a 2.5 m de la capa dura. En la Figura 5.46 se esquematizan todos los análisis pertenecientes al grupo A.

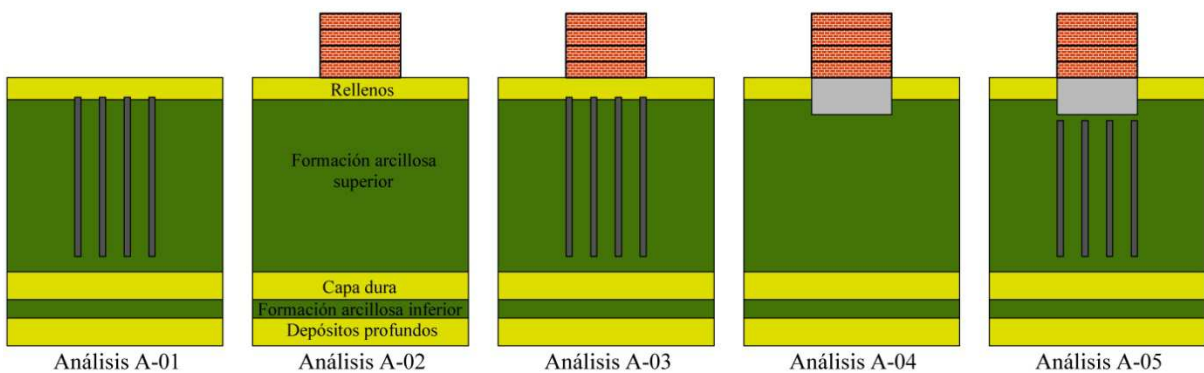


Figura 5.46 Análisis pertenecientes al grupo A

Grupo B (condiciones de apoyo).- En este grupo se evaluaron dos condiciones de apoyo distintas a la utilizada en el análisis A-03. El análisis B-01 considera que las inclusiones están conectadas en sus dos extremos, a la plataforma de distribución y a la capa dura; mientras que el análisis B-02 considera la conexión únicamente en el extremo inferior (Figura 5.47). El espaciamiento de las inclusiones, así como las características de la estructura en superficie, son iguales que para el análisis A-03. Las inclusiones tienen 29.0 y 26.0 m de longitud en los análisis B-01 y B-02 respectivamente.

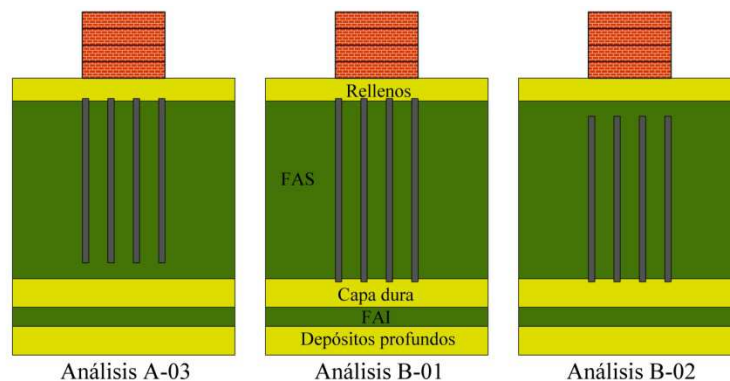


Figura 5.47 Análisis pertenecientes al grupo B

Grupo C (longitud de las inclusiones).- Los análisis C-01 y C-02 son similares al análisis A-03 con la diferencia que se utilizaron longitudes de las inclusiones de 20.0 y 10.0 m respectivamente.

Grupo D (separación de las inclusiones).- Los análisis D-01 y D-02 son similares al análisis A-03 pero utilizando separaciones de 1.0 y 4.0 m respectivamente.

Grupo E (periodo de la estructura).- Finalmente, los análisis E-01 y E-02 son nuevamente similares al análisis A-03, pero las estructuras en superficie tienen ahora 3 y 7 niveles, traducidos en periodos fundamentales de vibración de 0.238 y 0.616 segundos respectivamente.

En la Tabla 5.6 se muestra un resumen de las condiciones analizadas. Los análisis presentados en la Tabla 5.6 fueron ejecutados tanto para el sismo de Michoacán, como para el sismo de Tehuacán; ambos en combinación con sus respectivas condiciones estratigráficas. Es importante mencionar que en el caso del sismo de Tehuacán fue necesario ajustar la longitud de las inclusiones, ya que el espesor de los estratos no es el mismo que en el caso del sismo de Michoacán.

Tabla 5.6 Resumen de los análisis ejecutados

Grupo / Análisis	Condición de apoyo	Longitud 1985 / 1999	Espaciamiento de inclusiones	Periodo fundamental de la estructura	
Campo libre	-	-	-	-	
Grupo A	A-01	Superior	26.0 / 25.0 m	2.0 m	-
	A-02	-	-	-	0.411 s
	A-03	Superior	26.0 / 25.0 m	2.0 m	0.411 s
	A-04	- (cajón a 6.0 m)	-	-	0.411 s
	A-05	Flotantes (cajón a 6.0 m)	22.0 / 20.0 m	2.0 m	0.411 s
Grupo B	B-01	Superior e inferior	29.0 m	2.0 m	0.411 s
	B-02	Inferior	26.0 / 25.0 m	2.0 m	0.411 s
Grupo C	C-01	Superior	20.0 m	2.0 m	0.411 s
	C-02	Superior	10.0 m	2.0 m	0.411 s
Grupo D	D-01	Superior	26.0 / 25.0 m	1.0 m	0.411 s
	D-02	Superior	26.0 / 25.0 m	4.0 m	0.411 s
Grupo E	E-01	Superior	26.0 / 25.0 m	2.0 m	0.238 s
	E-02	Superior	26.0 / 25.0 m	2.0 m	0.616 s

5.5.2. Propiedades de las Inclusiones

Generalmente, las inclusiones están constituidas de un concreto pobre, con una resistencia a la compresión simple alrededor de 15.0 MPa (Rodríguez y Auvinet, 2006). Utilizando dicho valor de

resistencia, se calculó el módulo de elasticidad mediante la Ecuación (5.5) presentada en NTC-RCDF (2004) para concretos Clase 2.

$$E = 2500 \sqrt{f'c} \quad (\text{ en MPa }) \quad (5.5)$$

El módulo de elasticidad obtenido fue de 10e6 kPa. Se empleó una relación de Poisson de 0.25, valor típico para elementos de concreto sujetos a acciones dinámicas (Philleo, 1994), y un peso volumétrico igual a 21 kN/m³.

5.5.3. Propiedades de la Estructura en Superficie

Como se mencionó previamente, la estructura en superficie se consideró constituida a base de muros de carga; estructuración típica para unidades habitacionales, en las cuales las inclusiones rígidas han sido exitosamente utilizadas para el control de asentamientos (Rodríguez y Auvinet, 2006; Schmitter y Paulín, 2006). Para definir las propiedades de los muros, se consideraron construidos a base de tabiques de barro. El peso volumétrico y la resistencia en compresión referida al área bruta de los tabiques, f_m^* , se supuso de 14 kN/m³ y de 1.5 MPa respectivamente, según valores típicos presentados en NTC-RCDF (2004). El módulo de elasticidad se obtuvo a partir de la resistencia en compresión mediante la Ecuación (5.6) (NTC-RCDF, 2004), resultando en un valor de 5.25e5 kPa. La relación de Poisson utilizada fue de 0.25 y se consideró un espesor de los muros igual a 15 cm.

$$E = 350 f_m^* \quad (\text{ en MPa }) \quad (5.6)$$

La losa de cimentación y las de entrepiso, se consideraron constituidas por un concreto Clase 1, con agregado calizo, y de resistencia a la compresión simple igual a 25 MPa. Por lo tanto, el módulo de elasticidad empleado fue de 22e6 kPa obtenido con la Ecuación (5.7) (NTC-RCDF, 2004); nuevamente se utilizó una relación de Poisson de 0.25. El peralte considerado en la losa de cimentación y en las de entrepiso fue de 25 y 12 cm respectivamente.

$$E = 4400 \sqrt{f'c} \quad (\text{ en MPa }) \quad (5.7)$$

La estructura tiene una configuración en planta regular de 20 x 20 m, con claros de 5.0 m en ambas direcciones, y con alturas de entrepisos de 3.0 m.

5.5.4. Implementación Numérica

La malla de uno de los modelos numéricos implementados se muestra en la Figura 5.48. Puede apreciarse cómo la malla está más refinada en el área donde se instalan las inclusiones; ésta tiene un

total de 48,000 elementos. En la base del modelo se aplicó una frontera absorbente, mientras que en las caras laterales se utilizaron fronteras de campo libre (sección 4.4.1). El modelo se extiende lateralmente dos veces la dimensión de la zona reforzada en todas direcciones (Botero, 2012). Lo anterior es necesario debido a que las fronteras dinámicas en las caras laterales del modelo forzan los movimientos en campo libre y, por lo tanto, éstas deben de aplicarse a una distancia en la que se consideren despreciables los efectos de interacción suelo-estructura. Tal como se describió en la sección 5.3, las acciones dinámicas fueron aplicadas a la base del modelo como historias de esfuerzos cortantes, las cuales fueron previamente presentadas en la Figura 5.16. Es importante mencionar que la acción dinámica, obtenida de la componente N90E de los movimientos estudiados, se aplicó en la dirección “X” según el sistema de ejes globales.

Como se mencionó en la sección 5.4, las inclusiones rígidas fueron modeladas a partir del uso de elementos viga, cuyos nodos están rígidamente conectados a los elementos de suelo. Respecto a la estructura en superficie, ésta fue modelada a base de elementos shell. Estos elementos bidimensionales pueden manifestar un comportamiento diferente dependiendo de la formulación empleada. Los elementos pueden considerarse como membranas, los cuales resisten cargas axiales pero no resisten momentos; pueden considerarse como placas, las cuales resisten momentos pero no resisten cargas axiales; o pueden considerarse como elementos que resistan tanto cargas axiales como momentos. Esta última formulación fue empleada para modelar tanto los muros, como las losas de la estructura. En todos los elementos estructurales se utilizó una relación de amortiguamiento crítica del 5%.

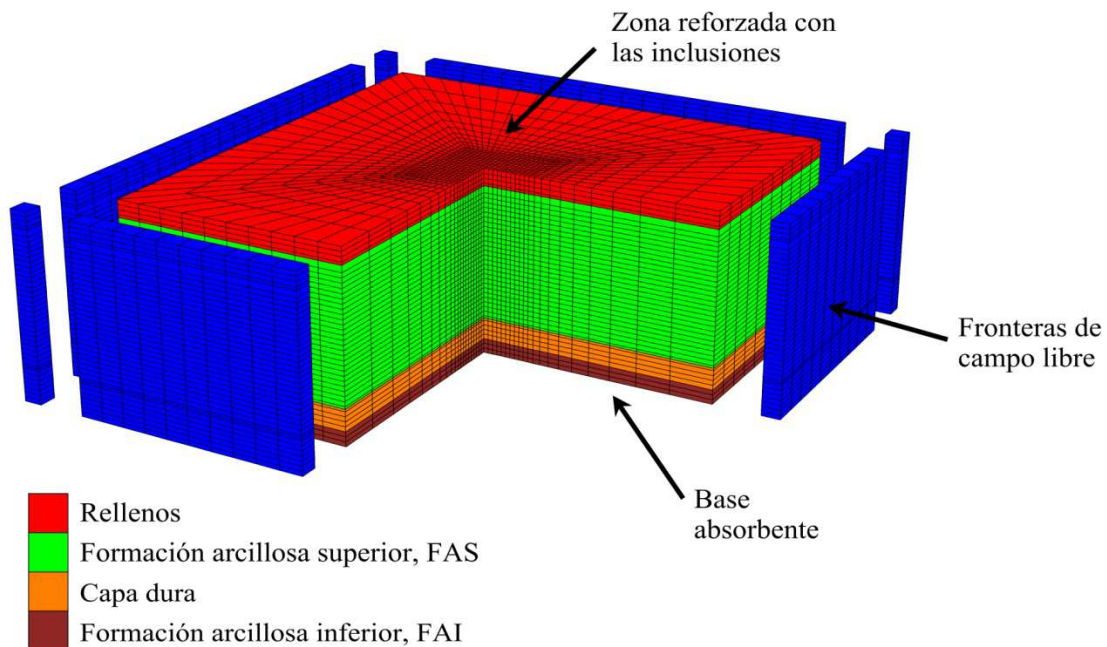


Figura 5.48 Malla de uno de los modelos numéricos implementados

En la Figura 5.49a se muestra la estructura en superficie implementada a base de elementos shell, mientras que en la 5.49b se aprecian las inclusiones rígidas implementadas a partir de elementos viga.

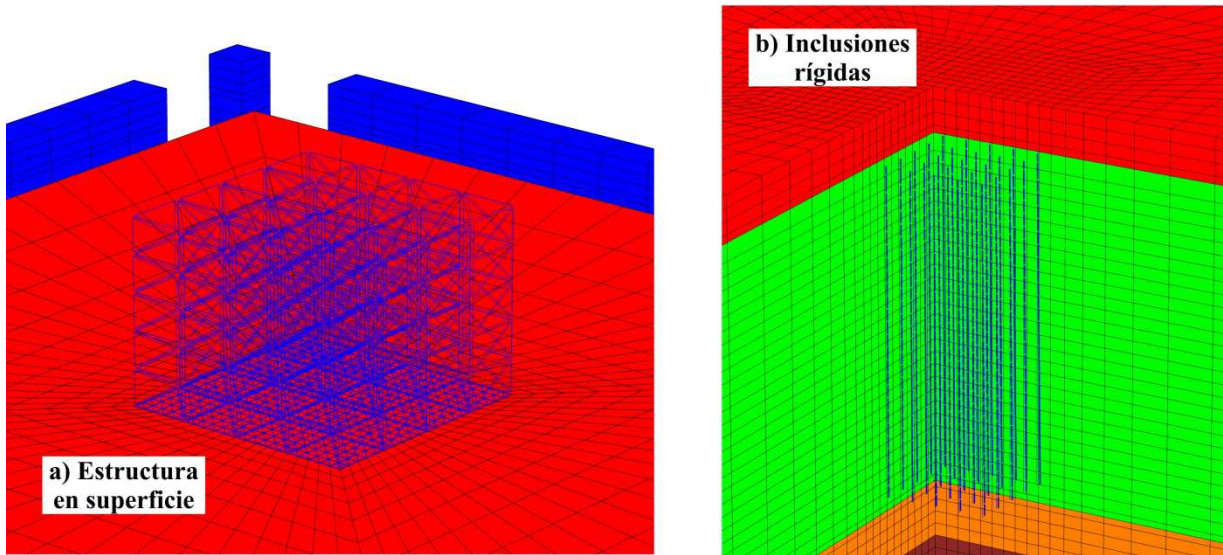


Figura 5.49 a) Estructura en superficie y b) Inclusiones rígidas

En todos los análisis ejecutados se obtuvieron las aceleraciones en la superficie al centro del área reforzada, a fin de determinar los espectros de respuesta. Adicionalmente, en los análisis del grupo A se monitorearon las aceleraciones en todos los nodos del corte AA' (Figura 5.50), así como los esfuerzos verticales y horizontales en todas las zonas correspondientes también a dicho corte. Finalmente, del análisis A-03 también se obtuvieron las distribuciones de fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flexionantes en las inclusiones; a fin de evitar monitorear las 121 inclusiones, los elementos mecánicos se monitorearon en las 36 inclusiones indicadas en la Figura 5.50.

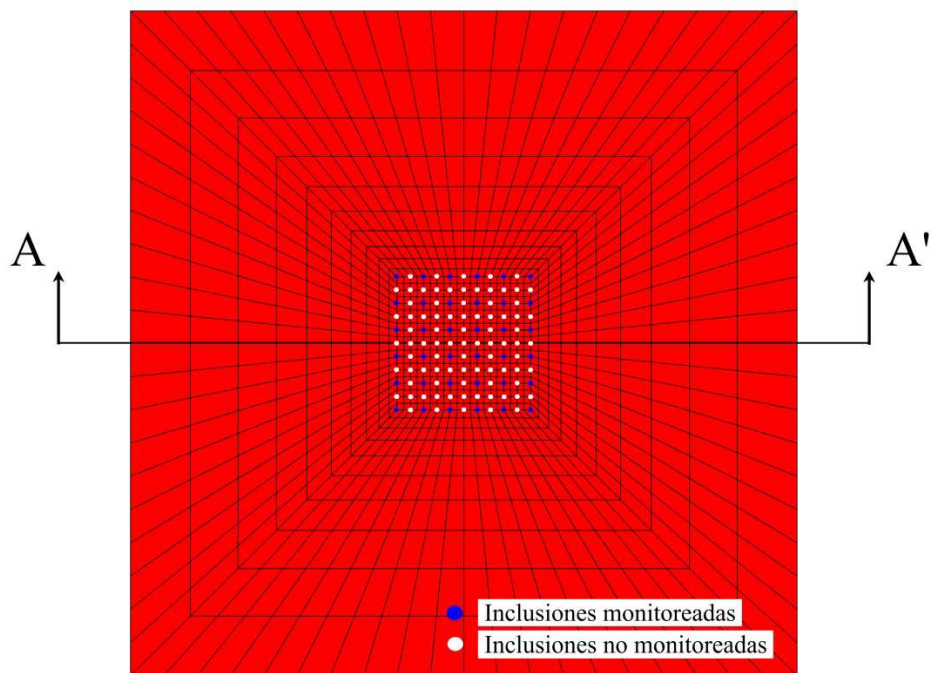


Figura 5.50 Ubicaciones monitoreadas en los modelos numéricos

5.5.5. Resultados

Grupo A

En la Figura 5.51 se muestran los espectros de respuesta de los análisis que comprenden el grupo A para el sismo de Michoacán. Es importante mencionar que las ordenadas espectrales para cada uno de los periodos fueron normalizadas respecto al espectro en campo libre, es decir, en dicha gráfica las ordenadas superiores a uno representan un incremento en las aceleraciones espectrales respecto al campo libre, mientras que ordenadas inferiores a uno representan una disminución en la respuesta espectral; lo anterior con el fin de visualizar más fácilmente los efectos de interacción suelo-estructura. Puede observarse que las inclusiones solas no producen una modificación importante en la respuesta sísmica. Por el contrario, la estructura en superficie sí tiene una notable influencia en la modificación del movimiento en superficie. En este caso se observa un incremento en la aceleración máxima del terreno del orden de 1.5%, así como una disminución de hasta el 10% en las ordenadas espectrales para periodos en el rango de 0.5 s, cercano al periodo fundamental de vibración de la estructura (0.411 s); para periodos superiores a 0.8 s existe un incremento en las ordenadas espectrales, el cual alcanza un máximo del 5% para un periodo de 1.0 s, y disminuye progresivamente hasta valores de 1% para periodos igual a 4.0 s. A pesar de que las inclusiones solas no producen una modificación sustancial en la respuesta, la combinación de éstas con la estructura producen un efecto positivo, reduciendo las ordenadas espectrales hasta un 15% para periodos en el rango de 0.5 s; para periodos diferentes la respuesta es similar que en el caso de la estructura sola. Se observa en el caso cajón un comportamiento dinámico bastante eficiente, en donde la respuesta espectral se atenúa en todos los periodos analizados; para periodos comprendidos entre 0.3 y 0.8 s, las ordenadas espectrales se reducen entre el 10 y el 22%, mientras que para periodos superiores la atenuación es menor, variando entre el 5 y el 2%. Finalmente se observa como la combinación del cajón de cimentación con las inclusiones rígidas producen una mayor atenuación de la respuesta sísmica para periodos entre 0.4 y 0.8 s, la cual alcanza valores de hasta el 23.5%; para periodos distintos, la respuesta es bastante similar que en caso del cajón solo, aunque se observa que la atenuación es ligeramente menor para periodos superiores a 0.9 s.

En la Figura 5.52 se muestran los espectros de respuesta normalizados pero ahora para el sismo de Tehuacán. Nuevamente las inclusiones solas no producen una modificación importante en la respuesta espectral. En el caso de la estructura en superficie, existe un incremento en la aceleración máxima del terreno del 2%, y una disminución en las ordenadas espectrales de entre el 6 y el 18% para periodos entre 0.2 y 0.7 s. Nuevamente para periodos superiores existe un incremento en la respuesta, el cual alcanza un máximo del 10% para un periodo igual a 0.9 s; dicho incremento disminuye gradualmente hasta un 2% para un periodo de 4.0 s. En el caso de la combinación de la estructura con las inclusiones, el incremento en la aceleración máxima del terreno es superior que en el caso de la estructura sola, del orden del 5%, y la disminución máxima en las ordenadas espectrales es similar pero recorrida hacia la izquierda, a un periodo igual a 0.4 s, el cual coincide con el periodo fundamental de vibración de la estructura. El incremento máximo es de 13% y se encuentra también recorrido un poco a la izquierda respecto a la estructura sola, mientras que para periodos superiores a 1.0 s los incrementos son

similares. Nuevamente el cajón de cimentación produce la atenuación de la respuesta espectral en todos los periodos considerados; la aceleración máxima del terreno se reduce un 8%, y se alcanza una disminución máxima en las ordenadas espectrales de hasta el 40%, para periodos cercanos 0.3 s. Para periodos mayores a 1.4 s la reducción en las aceleraciones es del orden del 2%. La combinación del cajón con las inclusiones produce una respuesta similar que en el caso del cajón solo, con una ligera mayor atenuación para periodos entre 0.4 y 0.7 s, y una menor atenuación para periodos superiores.

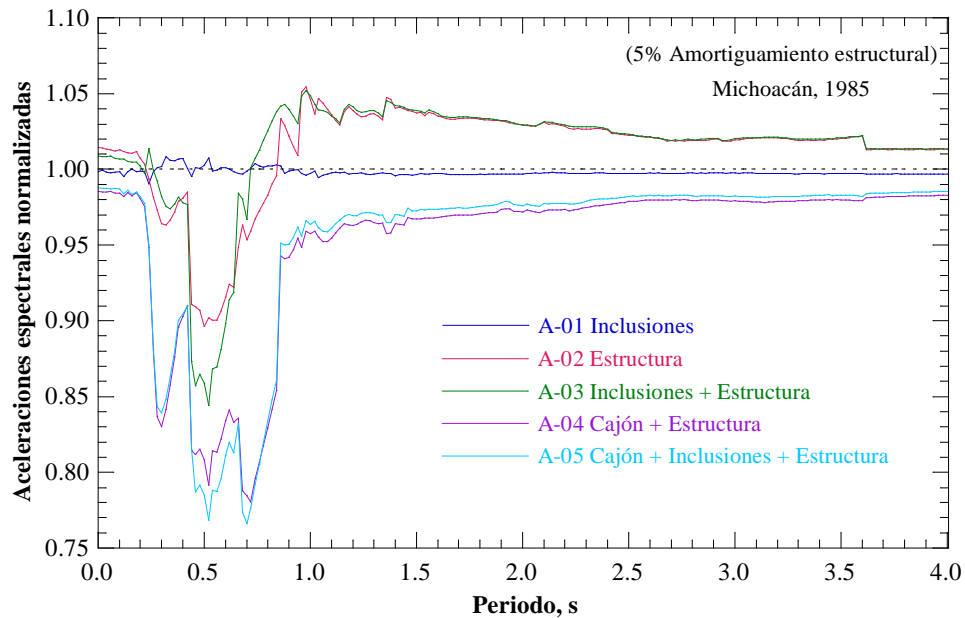


Figura 5.51 Espectros de respuesta normalizados del grupo A para el sismo de Michoacán

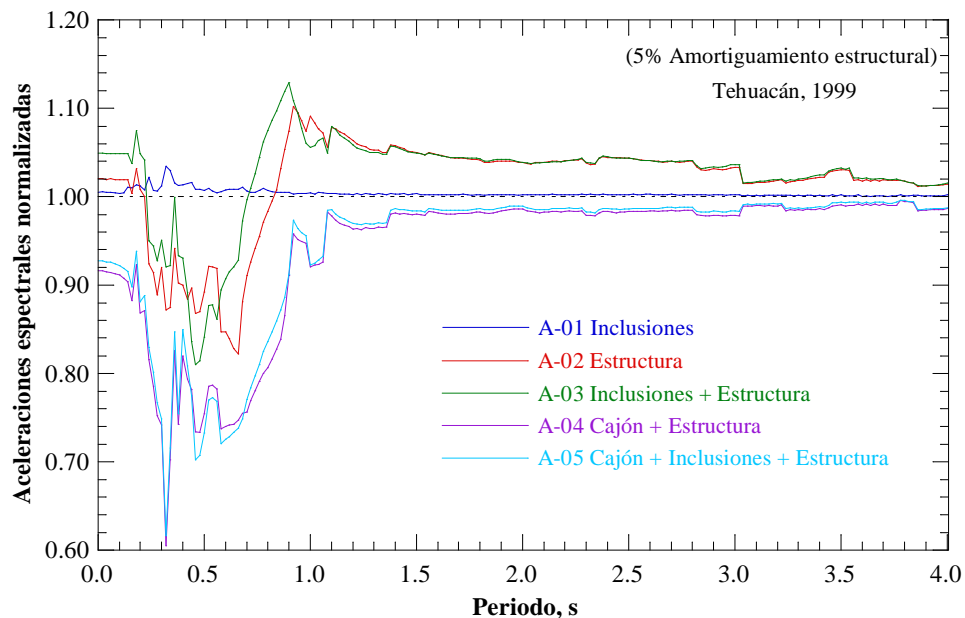


Figura 5.52 Espectros de respuesta normalizados del grupo A para el sismo de Tehuacán

Como se mencionó previamente, los resultados presentados en las Figuras 5.51 y 5.52, referentes a los sismos de Michoacán y Tehuacán respectivamente, toman en cuenta las condiciones estratigráficas correspondientes a la ocurrencia de dichos movimientos. A fin de observar la influencia únicamente de las características del sismo, se convino realizar una serie de análisis adicionales, en los cuales se consideran las condiciones estratigráficas determinadas en el año de 1986, pero con la ocurrencia del sismo de Tehuacán de 1999. El espectro de respuesta en campo libre (sin normalizar) que se obtiene al hacer dicha consideración se observa en la Figura 5.53. Es importante mencionar que los parámetros de rigidez y amortiguamiento empleados en estos análisis adicionales se calibraron de la misma forma que la descrita en la sección 5.3. En la Figura 5.53 se muestran los espectros de respuesta normalizados del grupo A para esta condición. Nuevamente se confirma que las inclusiones solas no son capaces de modificar en forma importante la respuesta en campo libre. A diferencia de los dos casos anteriores, la estructura en superficie produce ahora una reducción en la aceleración máxima del terreno, del orden de 2.5%; la atenuación máxima alcanza valores del 10.0% y ocurre a un periodo cercano a 0.5 s. Para periodos superiores a 0.8 s nuevamente existe un incremento en las ordenadas espectrales que alcanza un máximo del 5% para un periodo alrededor de 0.9 s el cual disminuye gradualmente hasta valores del 2% para un periodo de 4.0 s. La combinación de la estructura y las inclusiones resulta en una respuesta similar que en el caso de la estructura sola, aunque la reducción en la aceleración máxima del terreno es un poco superior, del orden del 3.0%, y destaca también que para un periodo cercano al periodo de vibración de la estructura, las ordenadas espectrales no sufren modificaciones. Para periodos cercanos a 0.5 s, nuevamente se produce una ligera mayor atenuación que en el caso de la estructura sola. El cajón, al igual que los dos casos anteriores, presenta una reducción en las ordenadas espectrales para todos los periodos considerados, con un decremento en la aceleración máxima del terreno de hasta el 9.0%, y con una máxima reducción en las ordenadas espectrales de hasta el 24.0% para periodos en el rango de 0.65 s. Al combinar el cajón con las inclusiones rígidas se observa una mayor atenuación para periodos inferiores a 0.8 s, alcanzando un máximo del 27.0% para un periodo de 0.65 s. Para periodos superiores existe una ligera menor atenuación en la respuesta espectral que en el caso del cajón solo.

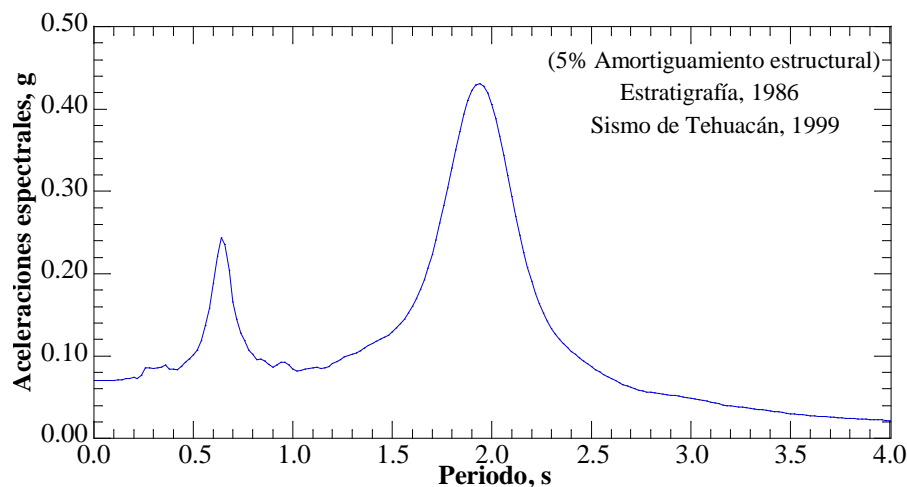


Figura 5.53 Espectro de respuesta en campo libre para el sismo de Tehuacán, tomando en cuenta las condiciones estratigráficas de 1986.

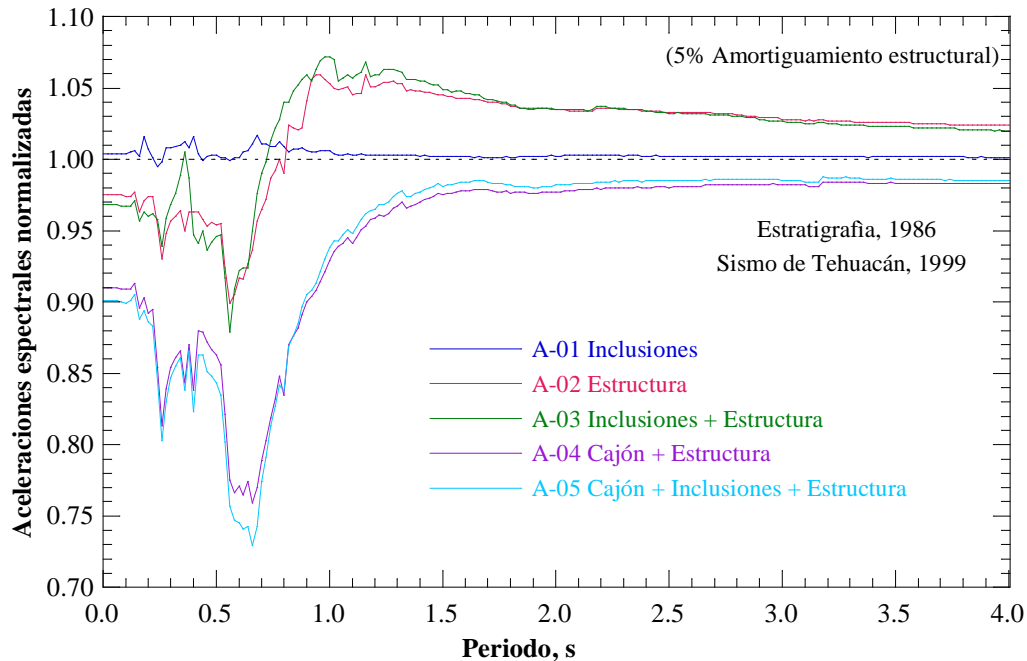


Figura 5.54 Espectros de respuesta normalizados del grupo A para el sismo de Tehuacán, tomando en cuenta las condiciones estratigráficas de 1986.

En la Figura 5.55 se muestra la distribución de aceleraciones máximas en el corte AA' para cada uno de los cinco casos correspondientes al grupo A, tanto para el sismo de Michoacán como para el sismo de Tehuacán, normalizada respecto a los valores en campo libre, es decir, dichos mapas de contorno representan la modificación en las aceleraciones máximas en el medio debido a la presencia de los elementos estructurales. Se observan discrepancias muy importantes en cada uno de los diferentes casos estudiados. Por lo tanto, la forma en que se modifican las aceleraciones en el medio será diferente para cada caso en particular, dependiendo de la estructura y sistema de cimentación empleados, de las propiedades y dimensiones del depósito de suelo, y de las características del sismo considerado. En general puede notarse que las inclusiones rígidas tienden a incrementar las aceleraciones máximas en el medio, y que estos incrementos relativos son bastante más significativos en el caso del sismo de Tehuacán.

En la Figura 5.56 se presentan los esfuerzos verticales máximos en el corte AA' normalizados respecto a los esfuerzos generados por peso propio, es decir, indican los incrementos de esfuerzo debido a la acción sísmica. Como era de esperarse, las inclusiones por sí mismas no producen un aumento considerable en los esfuerzos verticales; los incrementos máximos son del orden del 1.0 y 0.04% para los sismos de Michoacán y Tehuacán respectivamente. Por el contrario, se observa cómo las fuerzas inerciales generadas en la estructura producen el balanceo de la misma, incrementando los esfuerzos verticales, principalmente en las orillas de la cimentación. Se obtienen incrementos máximos del orden de 28.5 y 9.2% para los sismos de Michoacán y Tehuacán; también es importante notar cómo en ambos casos los incrementos de esfuerzo se propagan hasta el estrato blando subyacente. Al combinar la

estructura con las inclusiones rígidas se aprecia como la magnitud de los incrementos de esfuerzo es bastante similar que en el caso de la estructura sola, pero las inclusiones tienden a limitar la profundidad a la que éstos se propagan, haciendo que los incrementos en los materiales arcillosos subyacentes sean de pequeña magnitud, concentrándolos en la plataforma de distribución. En el caso del cajón, el suelo adyacente a los muros laterales tiende a impedir el libre balanceo de la estructura y, por lo tanto, a limitar los incrementos de esfuerzo vertical a valores máximos del orden 16.5 y 2.6% para los sismos de Michoacán y Tehuacán respectivamente. También se observa que debido a la interacción de los muros laterales con el suelo circundante, también existe un incremento en los esfuerzos verticales a los costados del cajón. Nuevamente, al combinar el cajón de cimentación con las inclusiones se observa que los incrementos máximos son similares que en el caso del cajón solo, pero las inclusiones tienden a mantener los incrementos de esfuerzo nulos en la zona reforzada por las mismas. En general también puede observarse como en todos los casos donde está presente la estructura en la superficie, los incrementos de esfuerzo verticales son nulos en el eje de simetría de la misma.

En la Figura 5.57 se muestran los esfuerzos horizontales máximos en el corte AA', también normalizados respecto a los esfuerzos producidos por peso propio. En todos los casos se observa cómo los incrementos de esfuerzos horizontales ocurren únicamente en la plataforma de distribución. En el caso de las inclusiones, éstas impiden que se desarrollen libremente los movimientos relativos entre la FAS y los rellenos, ocasionando un incremento en los esfuerzos horizontales, el cual se concentra en este último estrato por tener una rigidez considerablemente mayor; el incremento máximo es del orden de 6.5 y 4.3% para los sismos de Michoacán y Tehuacán respectivamente. En el caso de la estructura, se observa cómo el balanceo de la misma también produce una concentración en los incrementos de esfuerzos horizontales en el borde de la cimentación, efecto que se extiende horizontalmente una distancia considerable; el incremento máximo es de 109.3 y 25.1% para cada uno de los movimientos. Debido a que el efecto en los esfuerzos horizontales producido por las inclusiones es mucho menor que el que ocasiona la estructura, al considerar la combinación de ambas los resultados son prácticamente los mismos que en el caso de la estructura sola. En el caso del cajón, los resultados también son similares, aunque se observa una cierta influencia de los muros laterales de cajón.

Tal como se mencionó previamente, en el análisis A-03 se monitorearon los elementos mecánicos en 36 de las 121 inclusiones consideradas en dicho análisis. En la Figura 5.58 se presenta la distribución de fuerzas axiales en las inclusiones debido a carga estática. Se observa cómo, a pesar de que la mayor parte de la carga axial es transmitida a través de la cabeza de las inclusiones, también existe una transferencia importante de carga a través del fuste de las mismas. En general son las inclusiones centrales las que reciben mayor carga axial, mientras que las inclusiones de las esquinas son las menos solicitadas. La carga axial máxima alcanza valores de hasta 185.0 kN y ocurre en las inclusiones centrales, cerca del primer tercio de su longitud.

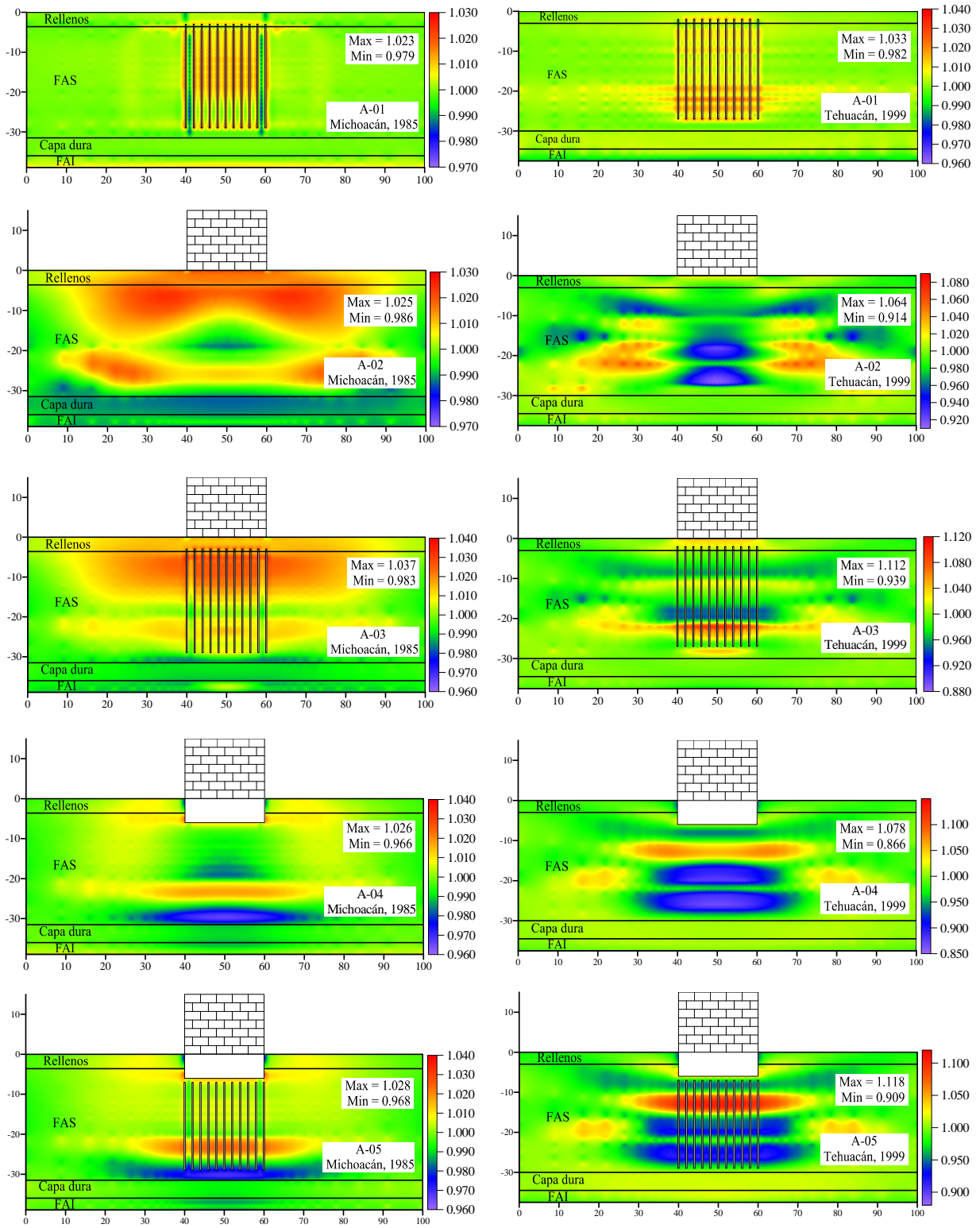


Figura 5.55 Aceleraciones máximas normalizadas en el corte AA' del grupo A

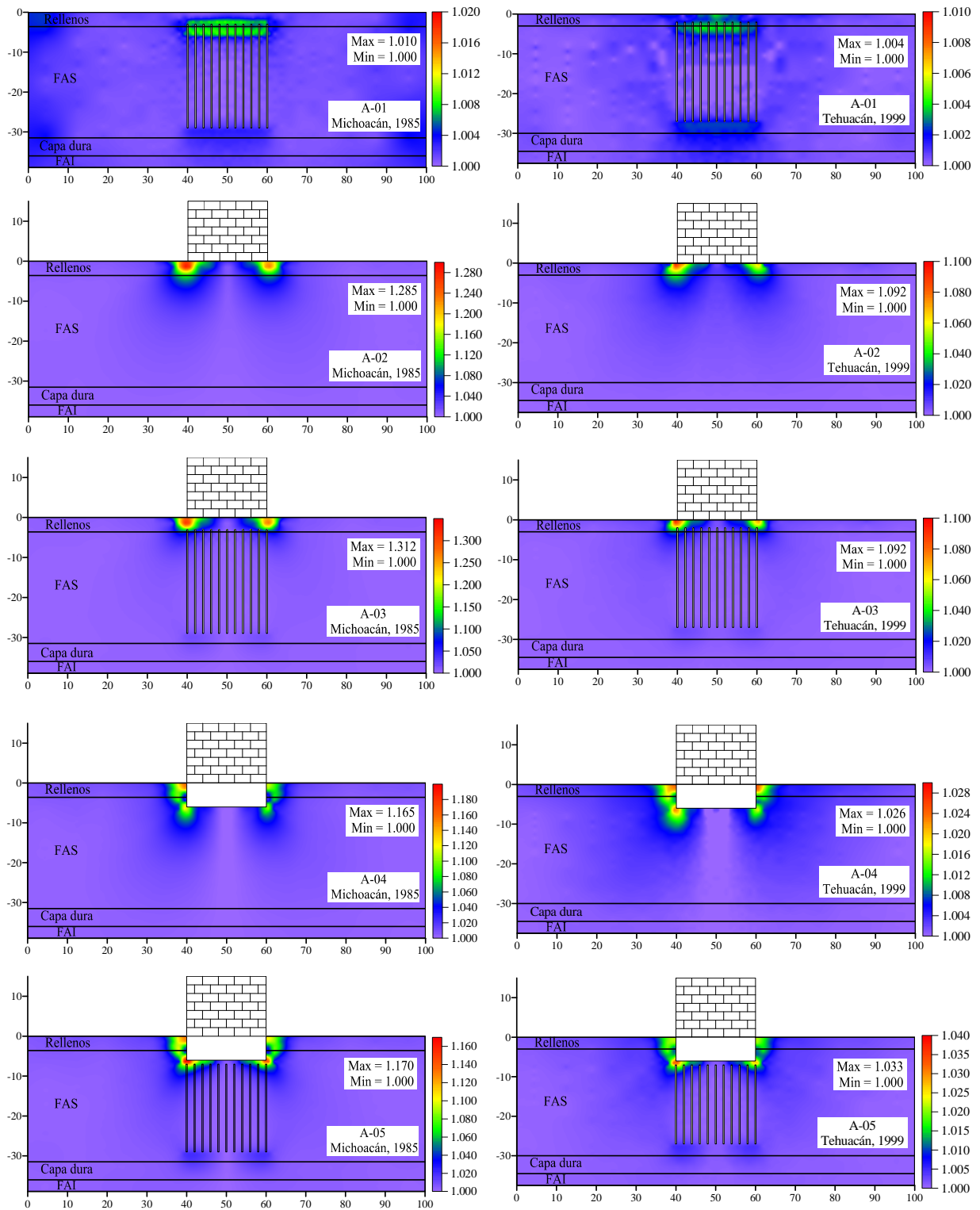


Figura 5.56 Esfuerzos verticales máximos normalizados en el corte AA' del grupo A

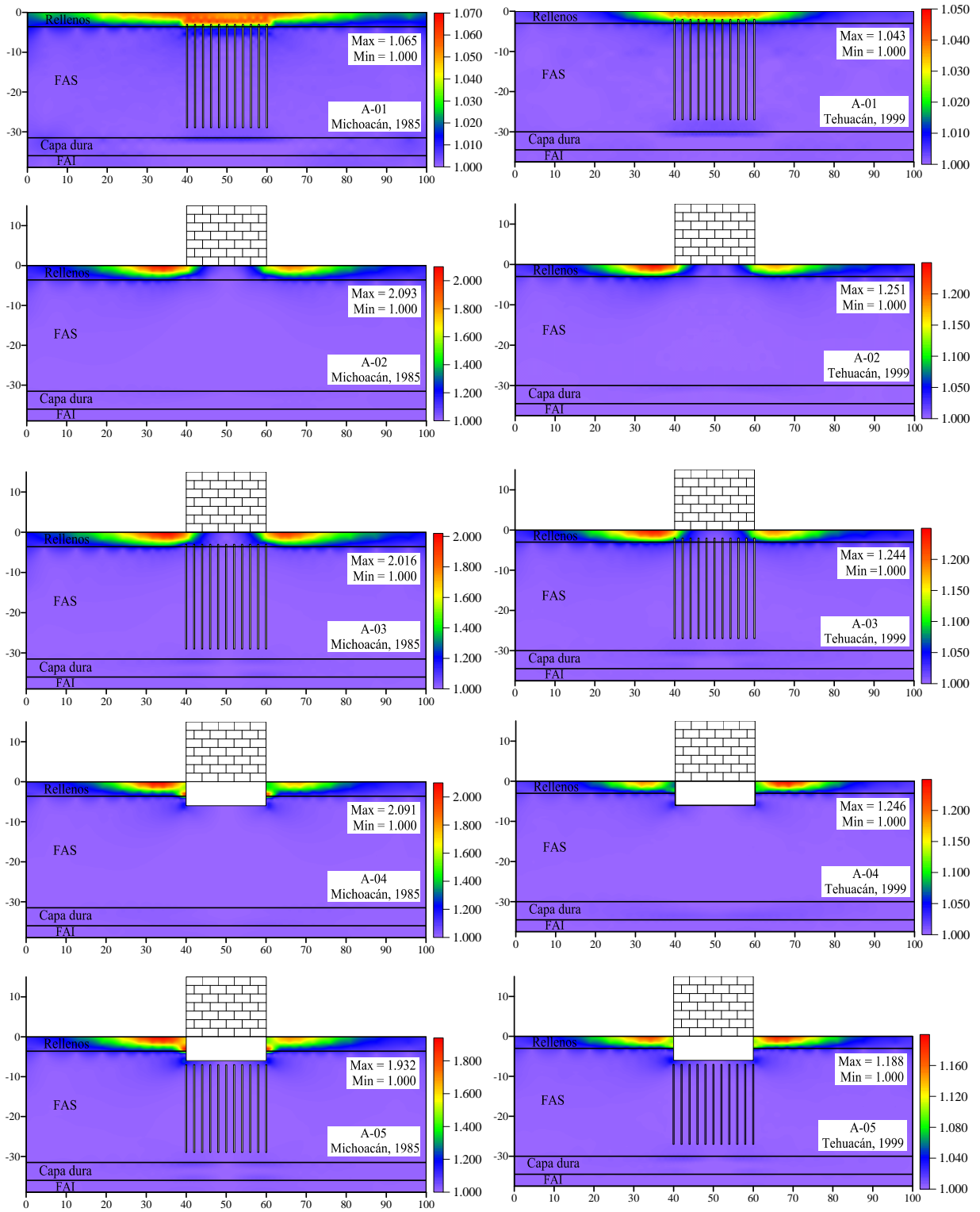


Figura 5.57 Esfuerzos horizontales máximos normalizados en el corte AA' del grupo A

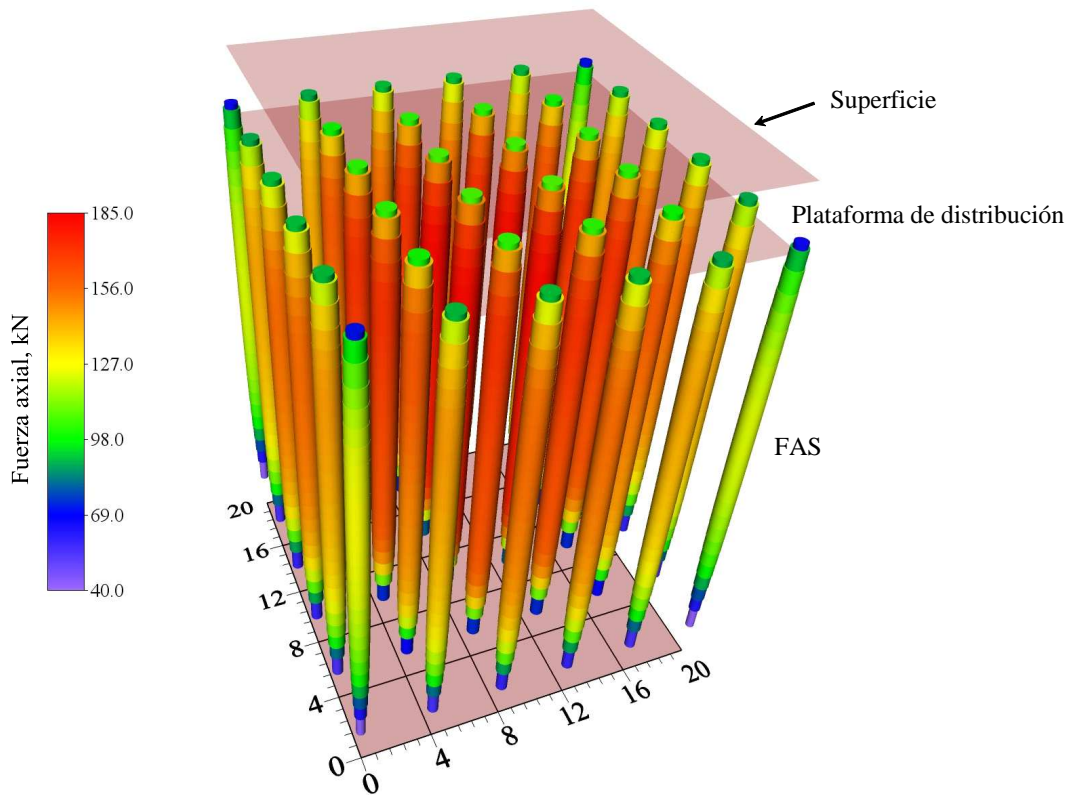


Figura 5.58 Distribución de fuerzas axiales estáticas

En la Figura 5.59 y 5.60 se presentan las fuerzas axiales máximas para los sismos de Michoacán y Tehuacán, normalizadas respecto a los valores producidos por carga estática (Figura 5.58), es decir, dichas figuras representan los incrementos en las fuerzas axiales debido a la acción dinámica. En el caso del sismo de Michoacán se observa como el balanceo de la estructura en superficie produce un mayor incremento en las fuerzas axiales de las inclusiones de la orilla, alcanzando incrementos máximos de hasta un 50%. Dicho incremento se va reduciendo hacia centro hasta volverse nulo en eje de simetría. En el caso del sismo de Tehuacán, la poca intensidad del movimiento no genera fuerzas de inercia importantes en la estructura y, por lo tanto, el balanceo de la misma es mucho menos intenso que en el caso del sismo de Michoacán. Lo anterior resulta en que los incrementos en las fuerzas axiales sean bastante pequeños, del orden de 1.0 a 2.5% concentrados nuevamente en las inclusiones de las orillas.

En el caso de las fuerzas cortantes y momentos flexionantes en las inclusiones, no fue posible normalizar los valores máximos obtenidos del análisis dinámico con los producidos por carga estática, ya que esta última condición no genera ninguno de estos elementos mecánicos en las inclusiones; por lo tanto, en el caso de las fuerzas cortantes y momentos flexionantes se presentan directamente los valores obtenidos en kN y kN-m.

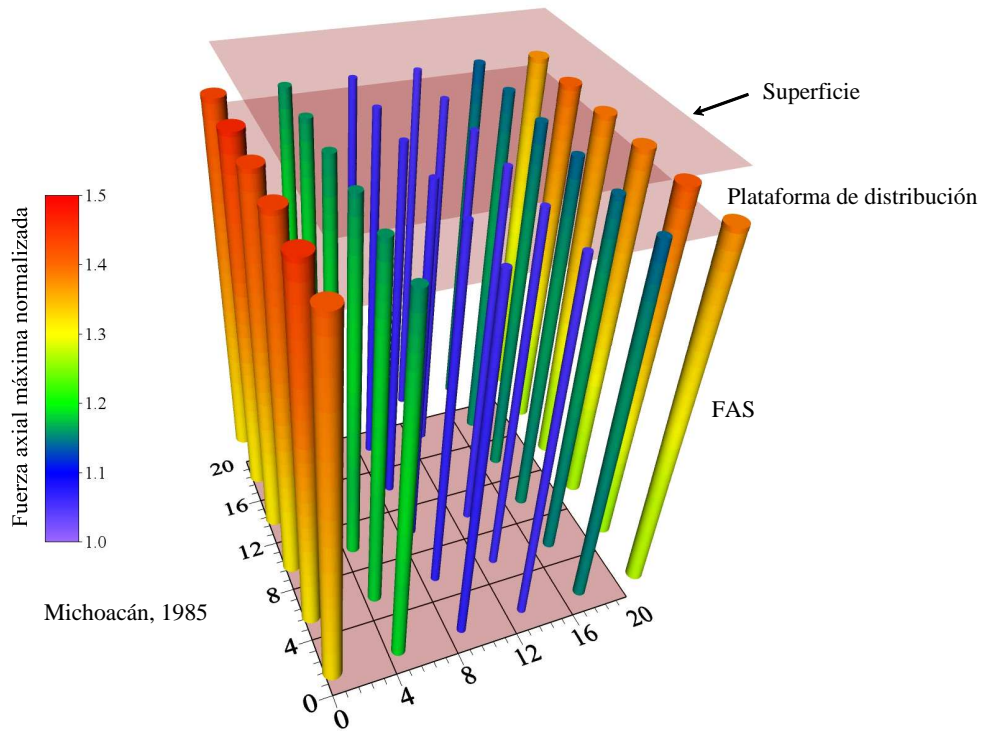


Figura 5.59 Distribución de fuerzas axiales máximas normalizadas para el sismo de Michoacán

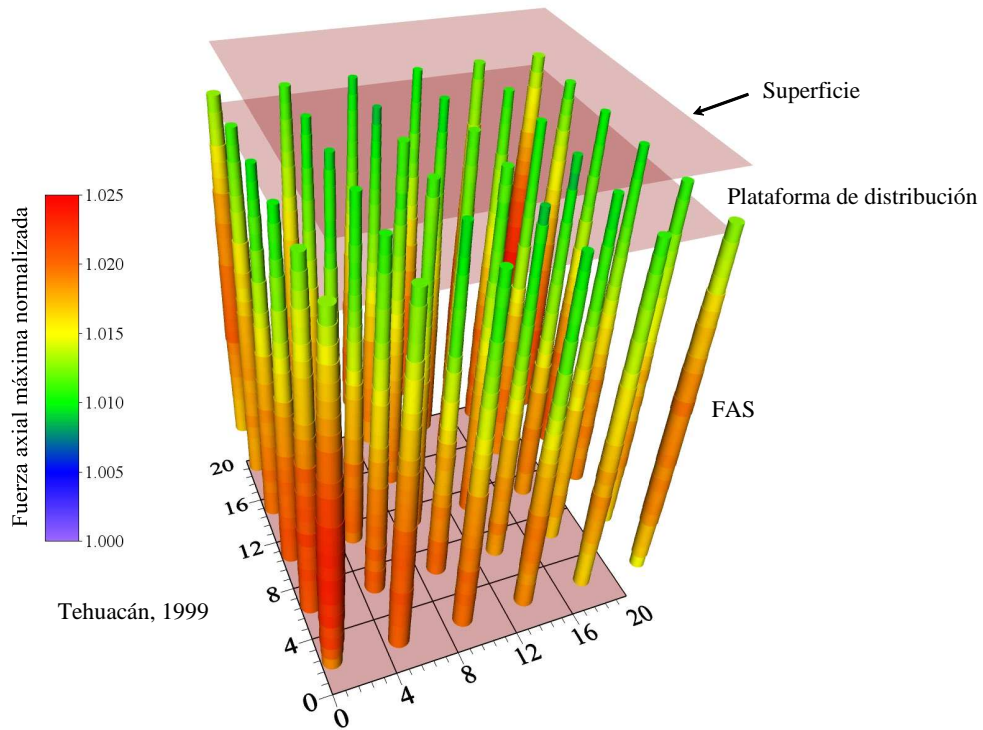


Figura 5.60 Distribución de fuerzas axiales máximas normalizadas para el sismo de Tehuacán

En las Figuras 5.61 y 5.62 se muestra la distribución de las fuerzas cortantes en las inclusiones para los sismos de Tehuacán y Michoacán respectivamente. En ambos casos se observa cómo la magnitud de los esfuerzos cortantes es muy pequeña en todo el desarrollo de las inclusiones con excepción de la zona que se encuentra empotrada en la plataforma de distribución. Las inclusiones tienden a impedir los movimientos relativos entre el estrato blando y la plataforma ocasionando la concentración de elementos mecánicos en dicha zona. Los esfuerzos cortantes máximos alcanzan valores de 14.0 y 1.5 kN para los sismos de Michoacán y Tehuacán respectivamente, poniendo en evidencia la gran influencia de la intensidad del movimiento en la magnitud de las fuerzas cortantes generadas. En el caso del sismo de Michoacán se observa cómo las fuerzas cortantes máximas se concentran en una de las orillas en donde la estructura osciló con más violencia, mientras que en el caso del sismo de Tehuacán los esfuerzos cortantes máximos son similares en ambos extremos.

En las Figuras 5.63 y 5.64 se presenta la distribución de los momentos flexionantes en las inclusiones para los sismos de Michoacán y Tehuacán respectivamente. El comportamiento es muy similar que en el caso de las fuerzas cortantes, nuevamente concentrando los elementos mecánicos en la frontera del estrato blando con la plataforma de distribución. A diferencia de las fuerzas cortantes, los momentos flexionantes deben ser nulos en los extremos de las inclusiones ya que éstas no están ligadas a ninguna otra estructura. Los valores máximos obtenidos fueron de 8.0 y 1.5 kN-m para cada uno de los movimientos.

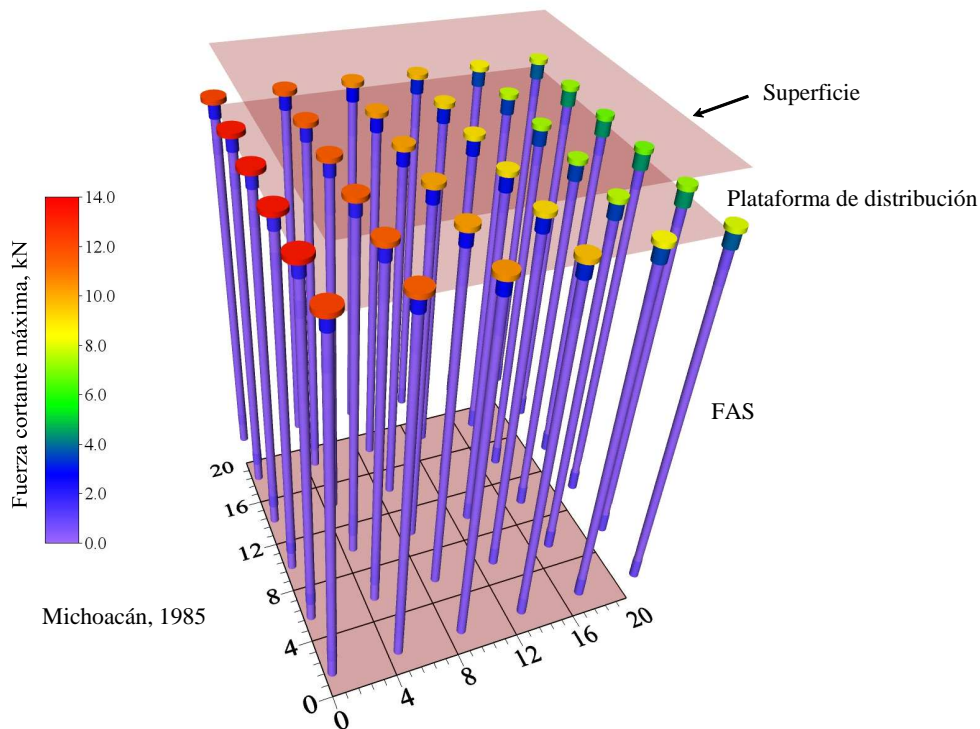


Figura 5.61 Distribución de fuerzas cortantes máximas para el sismo de Michoacán

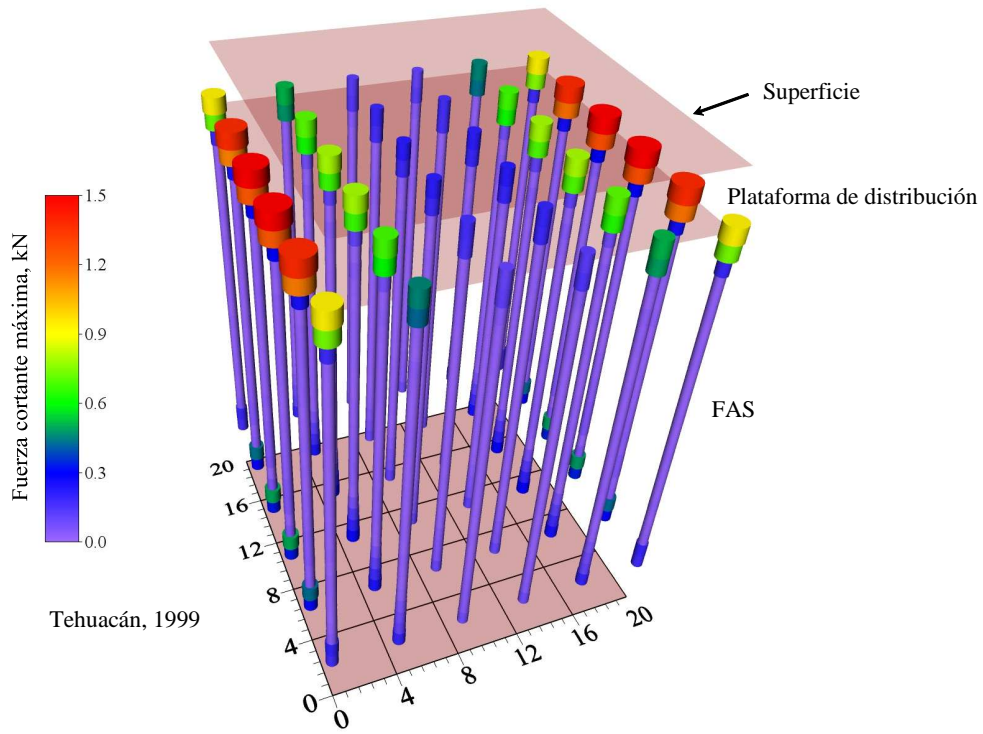


Figura 5.62 Distribución de fuerzas cortantes máximas para el sismo de Tehuacán

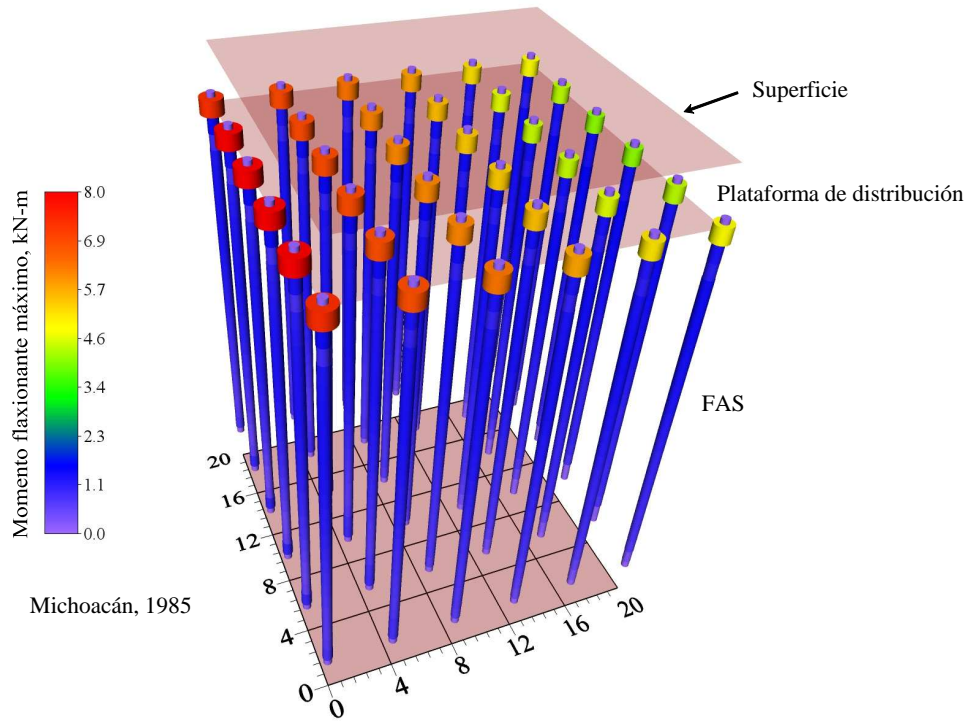


Figura 5.63 Distribución de momentos flexionantes máximos para el sismo de Michoacán

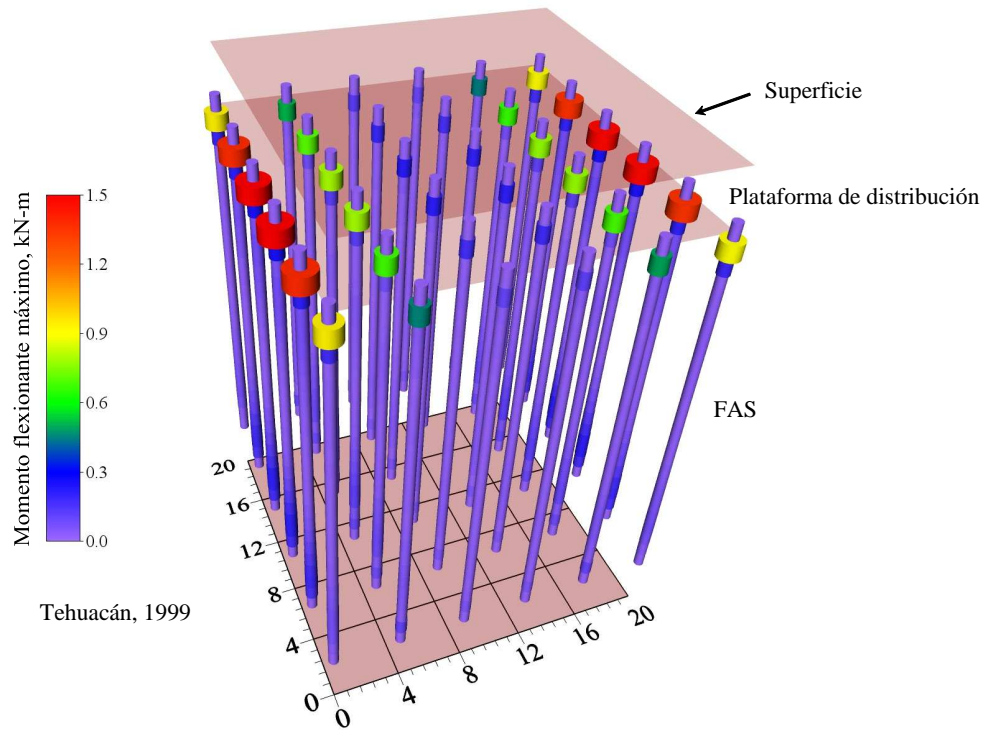


Figura 5.64 Distribución de momentos flexionantes máximos para el sismo de Tehuacán

Grupo B

En la Figura 5.65 se muestran los espectros de respuesta normalizados correspondientes a los análisis del grupo B para el sismo de Michoacán, junto con el espectro correspondiente al análisis A-03, el cual es la base de comparación para los diferentes grupos evaluados por representar la configuración típica del sistema. Se observa que no se produce una diferencia significativa al empotrar los dos extremos de las inclusiones respecto al empotramiento únicamente en el extremo superior. Por el contrario, al empotrar el extremo inferior y dejar libre el superior, se observa una menor reducción en las ordenadas espectrales para periodos en el rango de 0.5 s, del orden de 13%, valor menor que en los análisis A-03 y B-01 en donde la reducción alcanza el 16%. Para periodos diferentes, las tres condiciones evaluadas proporcionan una respuesta muy similar.

En la Figura 5.66 se presentan los espectros de respuesta normalizados para el sismo de Tehuacán. Se observa un comportamiento muy similar que en el caso del sismo de Michoacán, en donde las inclusiones empotradas en el extremo superior, y las empotradas en ambos extremos, presentan una respuesta sísmica bastante parecida. Para las inclusiones empotradas en el extremo inferior, el incremento en la aceleración máxima del terreno es menor, del orden del 3%, y la disminución máxima en las ordenadas espectrales alcanzó el 16%, valor inferior que para las otras dos condiciones. Es importante notar que para algunos periodos, la reducción en las ordenadas espectrales es mayor en el caso de las inclusiones empotradas en el extremo inferior respecto a las otras dos condiciones.

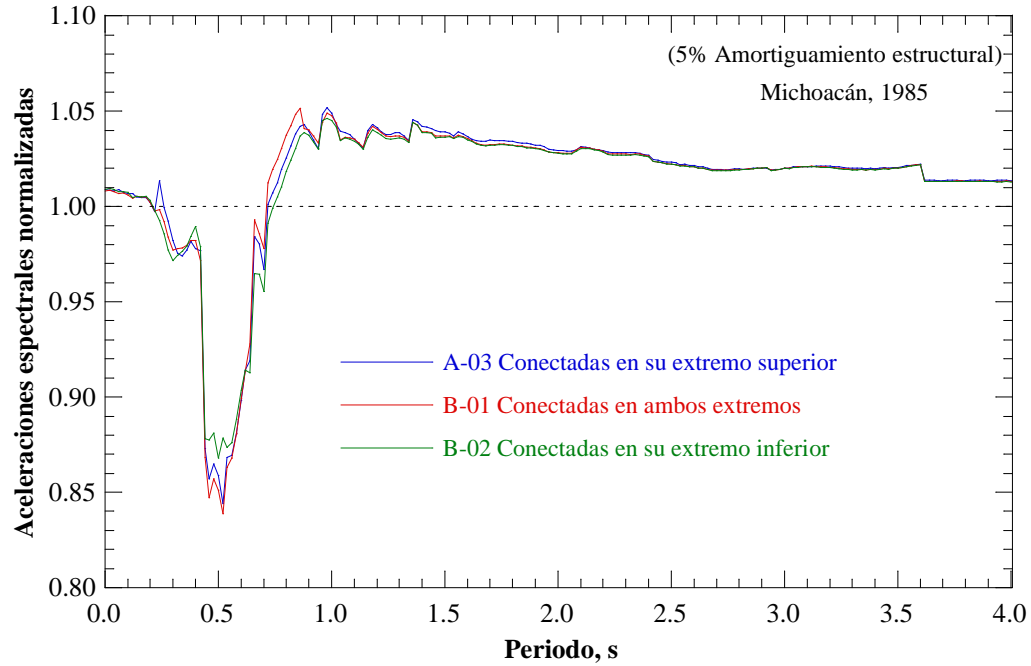


Figura 5.65 Espectros de respuesta normalizados del grupo B para el sismo de Michoacán

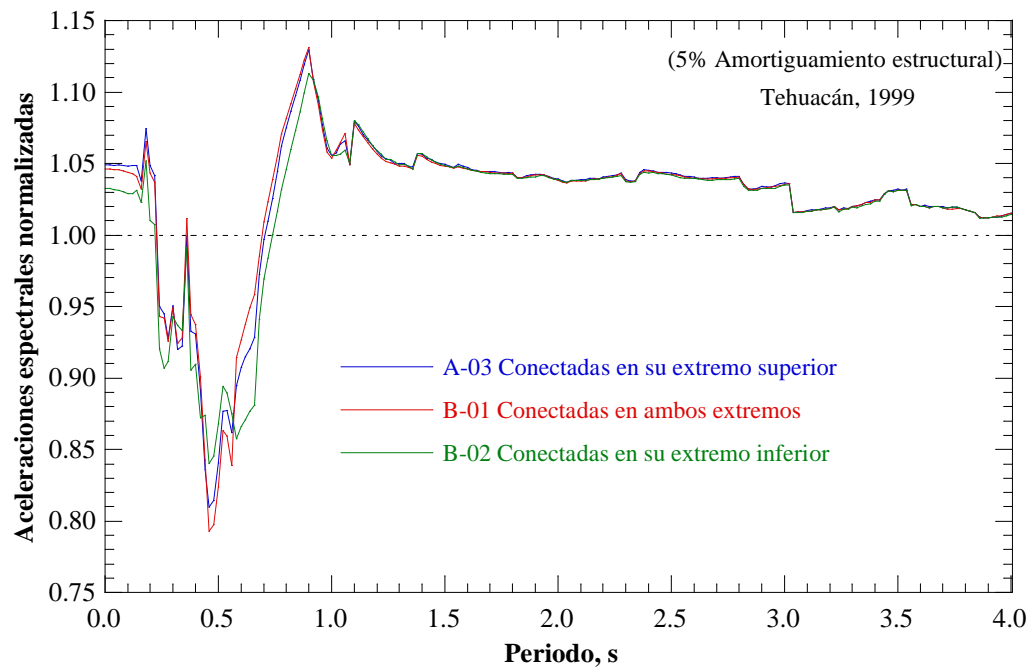


Figura 5.66 Espectros de respuesta normalizados del grupo B para el sismo de Tehuacán

Grupo C

En las Figuras 5.67 y 5.68 se presentan los espectros normalizados correspondientes al grupo C para los sismos de Michoacán y Tehuacán respectivamente. A partir de ambas figuras es posible concluir

que entre mayor sea la longitud de las inclusiones, mayor será la disminución en las ordenadas espectrales, aunque en el caso del sismo de Tehuacán, existen algunos periodos que contradicen la afirmación anterior, y las inclusiones de 10.0 m de longitud atenúan más la respuesta que las inclusiones de 20.0 y 26.0 m.

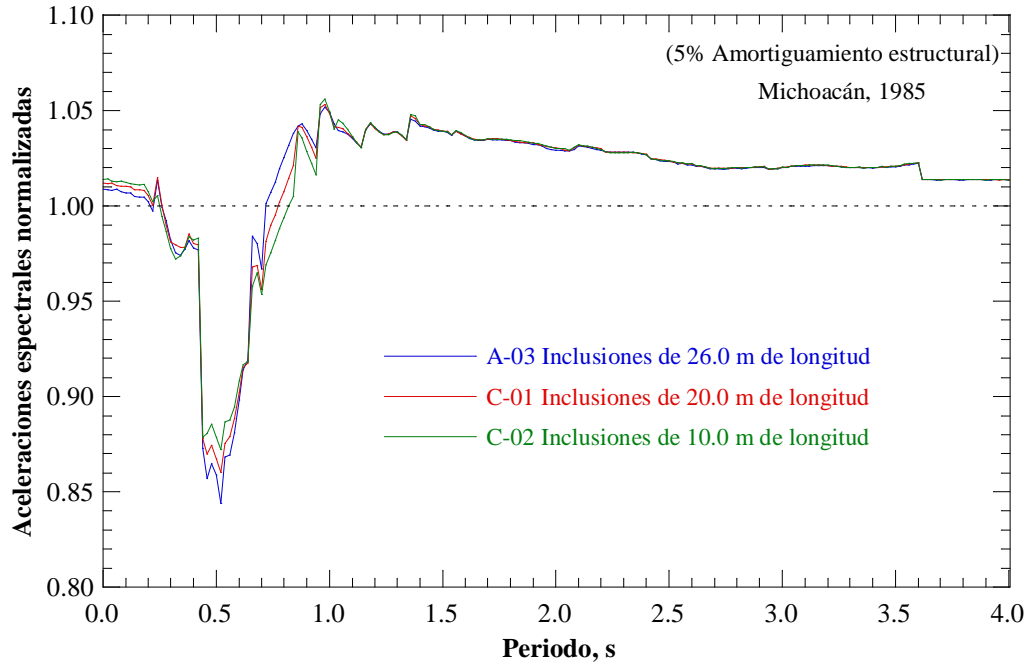


Figura 5.67 Espectros de respuesta normalizados del grupo C para el sismo de Michoacán

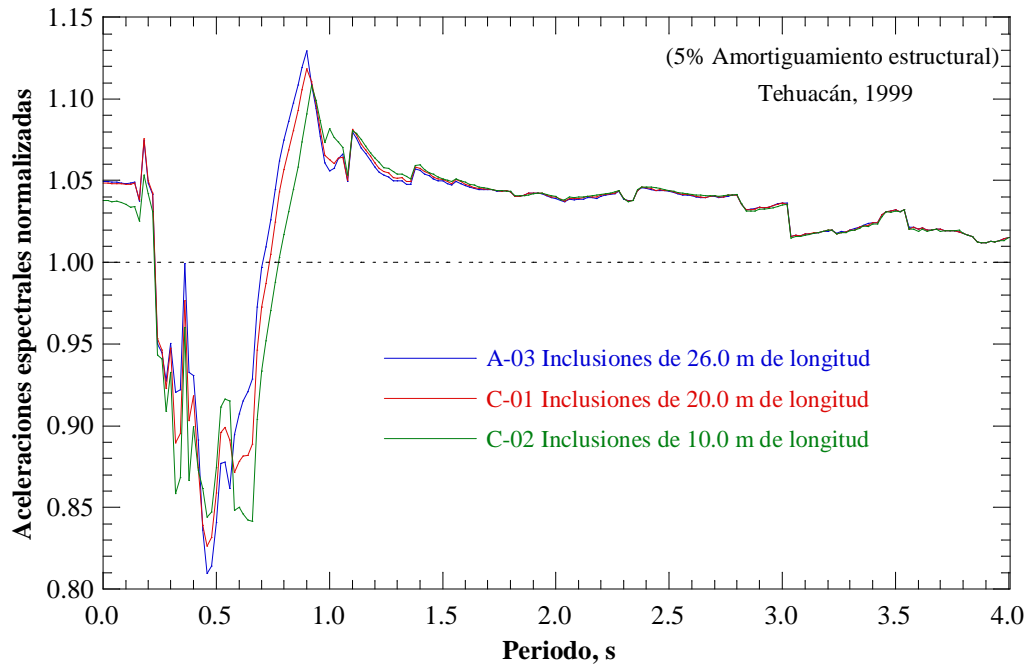


Figura 5.68 Espectros de respuesta normalizados del grupo C para el sismo de Tehuacán

Grupo D

En la Figura 5.69 se muestran los espectros de respuesta normalizados correspondientes a los análisis del grupo D para el sismo de Michoacán. Se observa que la atenuación máxima alcanzada para las separaciones de 1.0 y 2.0 m es bastante similar cercana al 16% para periodos en el rango de 0.5 s, mientras que para una separación de 4.0 m la atenuación máxima se reduce al 13%. Es importante notar cómo en el caso de separaciones de 1.0 m, existe un incremento de hasta el 8% en la respuesta espectral para periodos cercanos a 0.9 s.

En la Figura 5.70 se muestran los espectros de respuesta normalizados pero ahora para el sismo de Tehuacán. Destaca en este caso las discrepancias importantes de los incrementos en la aceleración máxima del terreno; se observa cómo a menor separación de las inclusiones, el incremento es menor y viceversa. Para periodos cercanos a los 0.5 s, la menor separación ocasiona la mayor atenuación en la respuesta espectral, mientras que para periodos mayores, la menor separación produce el mayor incremento en las ordenadas espectrales.

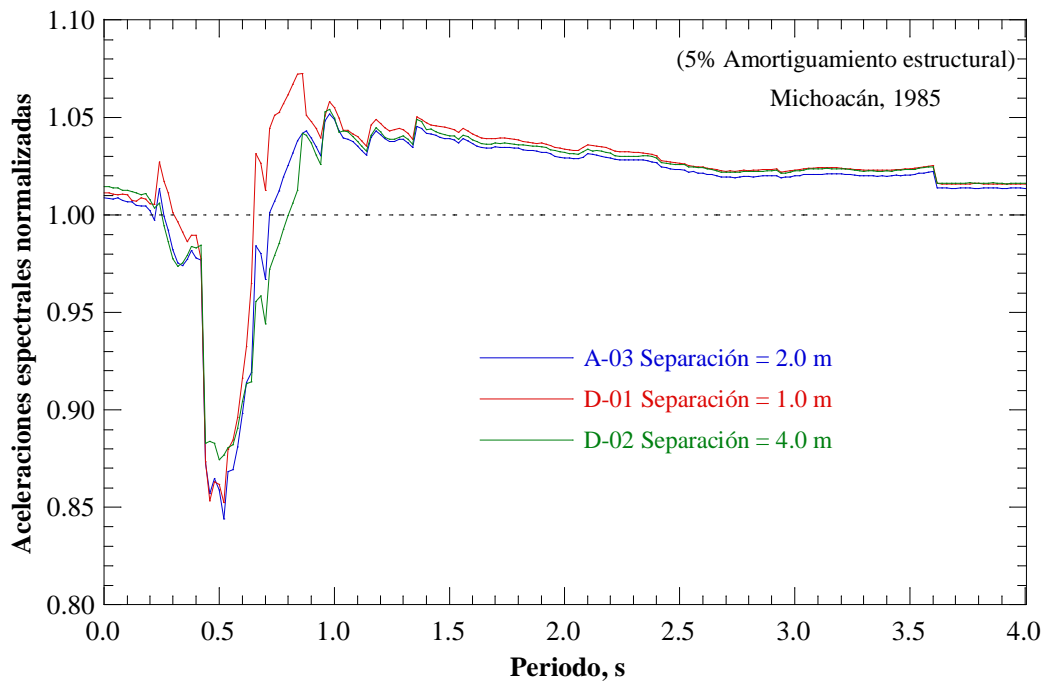


Figura 5.69 Espectros de respuesta normalizados del grupo D para el sismo de Michoacán

Grupo E

En las Figuras 5.71 y 5.72 se presentan los espectros de respuesta normalizados correspondientes a los análisis del grupo E, en donde se varió el periodo fundamental de vibración de la estructura en

superficie. A diferencia de los grupos B, C, y D; el variar las características de la estructura en superficie ocasiona modificaciones muy importantes en la respuesta sísmica del sitio.

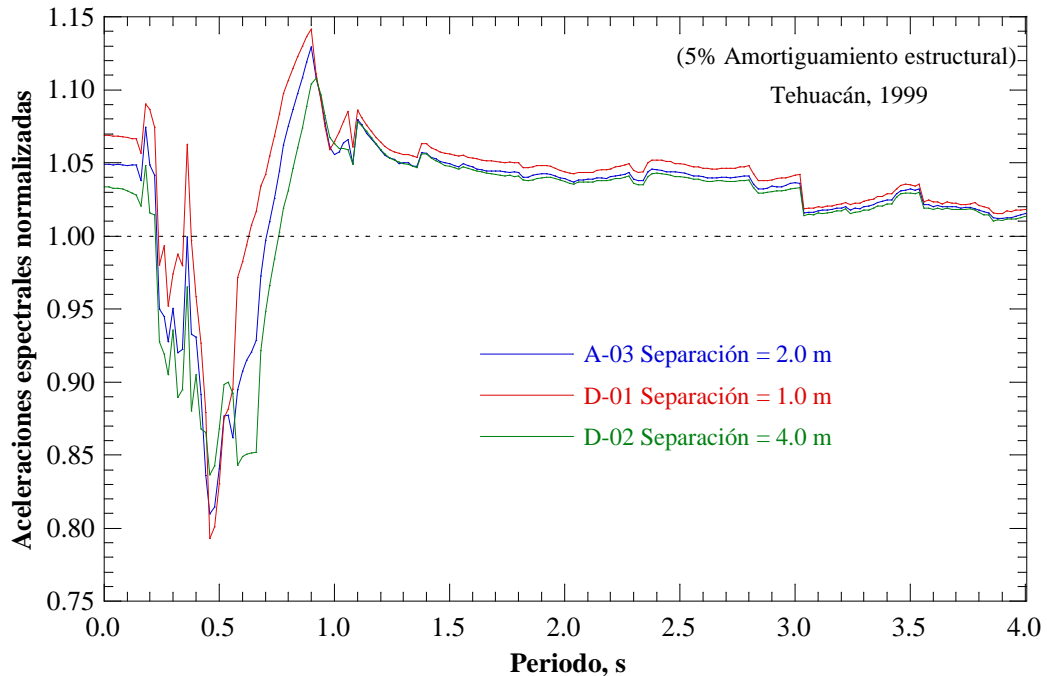


Figura 5.70 Espectros de respuesta normalizados del grupo D para el sismo de Tehuacán

En el caso del sismo de Michoacán, para un periodo fundamental de la estructura de 0.238 s, se observa una reducción en la atenuación máxima de la respuesta, así como en el periodo en la que ésta ocurre. Destaca también un incremento importante en las ordenadas espectrales para periodos entre 0.7 y 0.9 s, el cual alcanza un máximo del 8.0%. Para periodos superiores podemos decir en forma general que entre mayor sea el periodo fundamental de vibración de la estructura, mayor será la amplificación en la respuesta sísmica. Para un periodo de la estructura de 0.616 s, llama la atención el incremento en la aceleración máxima del terreno del orden de 4.0%; la atenuación máxima es similar que para el periodo de 0.411, del orden de 16.0%, pero recorrida hacia la derecha a un periodo de 0.7 s. En el caso del sismo de Tehuacán, el comportamiento es bastante similar que en el caso del sismo Michoacán, aunque tanto en el presente grupo, como en todos los demás considerados, las modificaciones relativas son de mayor magnitud. A diferencia del el sismo de Michoacán, en el caso de la estructura con un periodo de 0.616 s, existe una reducción y no un incremento en la aceleración máxima del terreno, así como una atenuación importante en la respuesta para periodos en el rango de 0.2 s. En la estructura con un periodo de 0.616 s ocurre la máxima reducción en las ordenadas espectrales, la cual alcanza valores de hasta 26% para periodos cercanos a 0.8 s. Al igual que en el sismo de Michoacán, para periodos superiores a 1.0 s, a mayor periodo fundamental de la estructura en superficie, mayor será la respuesta espectral.

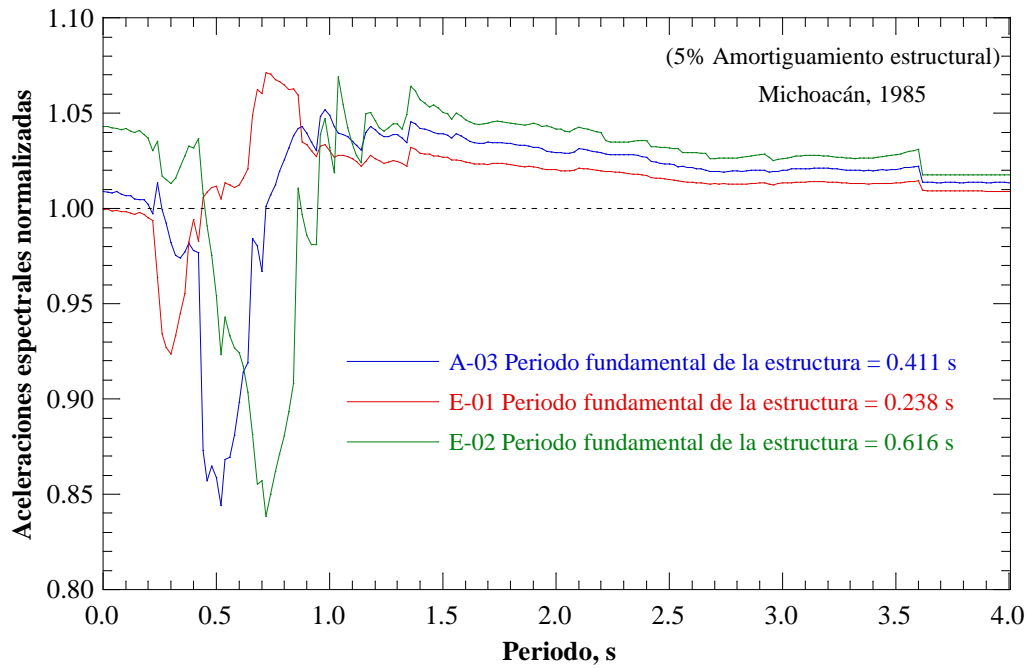


Figura 5.71 Espectros de respuesta normalizados del grupo E para el sismo de Michoacán

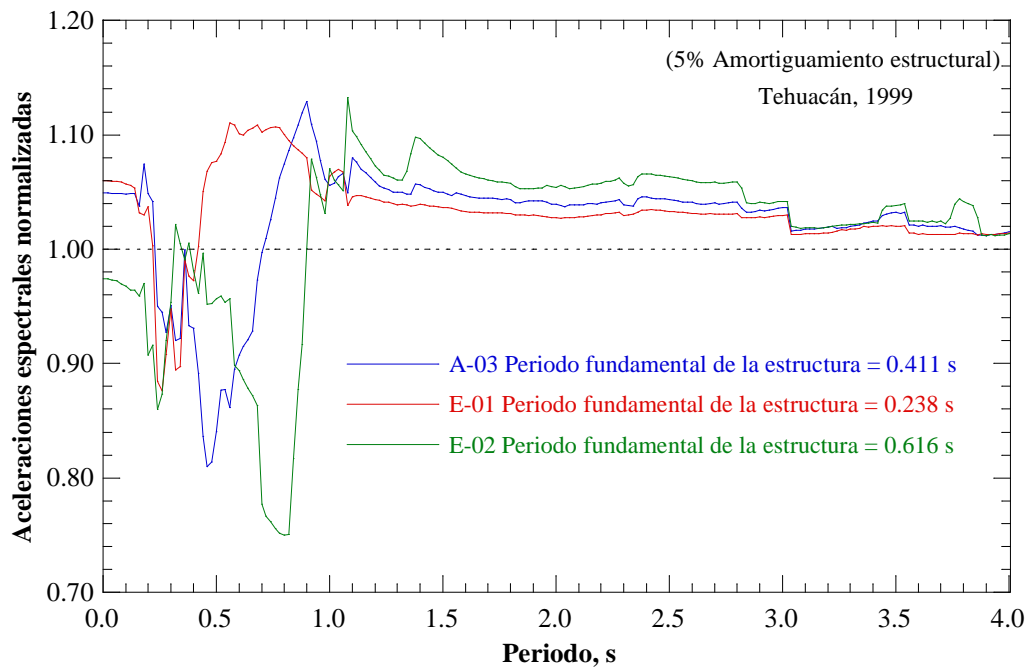


Figura 5.72 Espectros de respuesta normalizados del grupo E para el sismo de Tehuacán

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES

El principal objetivo de este trabajo fue evaluar el comportamiento del sistema de cimentación a base de inclusiones rígidas bajo acciones dinámicas. Lo anterior se llevó a cabo mediante la implementación de una serie de modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas, en los que se estudiaron diferentes configuraciones del sistema. Previo al análisis de las inclusiones, se hizo una exhaustiva calibración de los movimientos en campo libre, en donde se evaluaron distintos esquemas de amortiguamiento; de dicha calibración se pudo concluir lo siguiente:

- a) Los análisis numéricos de interacción suelo estructura requieren de la correcta consideración de diferentes aspectos que permitan representar adecuadamente el sistema dinámico analizado, entre los que destacan las condiciones de frontera, la selección y aplicación de las acciones dinámicas, y el amortiguamiento material de los elementos de suelo.
- b) Entre mayor sea la deformación inducida por la acción dinámica considerada, mayor será la importancia del amortiguamiento material en la simulación numérica, en especial en análisis elásticos, donde el suelo no es capaz de disipar energía a través de la fluencia.
- c) De los diferentes esquemas de amortiguamiento implementados en FLAC^{3D}, evaluados en la presente investigación, el amortiguamiento local y el amortiguamiento histerético, mostraron ser una alternativa inadecuada para representar la disipación de energía de los elementos de suelo.
- d) Contrario a los anteriores, el esquema de amortiguamiento Rayleigh fue el que mostró mejores resultados para representar la disipación de energía de los elementos de suelo, aunque este esquema tiene el inconveniente de requerir un intervalo de tiempo muy pequeño para la estabilidad de modelación y, por lo tanto, requiere tiempos de cómputo elevados.

También se evaluaron dos alternativas distintas en la implementación numérica de las inclusiones rígidas: las inclusiones modeladas a partir de elementos sólidos, y las modeladas a partir de elementos viga. De dicha evaluación destacan las siguientes observaciones:

- e) Bajo carga lateral, las inclusiones modeladas a partir de elementos sólidos tienden a requerir un número excesivo de éstos para representar adecuadamente la rigidez a la flexión, lo anterior siendo más crítico entre mayor sea la esbeltez de la inclusión. Para el modelado de campos de pilotes, esto deriva en una malla excesivamente fina, con millones de elementos, que eleva los tiempos de cálculo a magnitudes inmanejables.

- f) Por el contrario, los elementos viga representan en forma excelente la rigidez a la flexión de las inclusiones, y mostraron una adecuada interacción con los elementos de suelo adyacentes de la malla implementada.

De los análisis dinámicos de las diferentes configuraciones de inclusiones rígidas estudiadas, fue posible llegar a las siguientes conclusiones:

- g) Por sí solas, las inclusiones rígidas no son capaces de provocar una modificación considerable en los movimientos en campo libre, tanto en términos de la respuesta espectral, como en términos de las aceleraciones y esfuerzos máximos.
- h) Por el contrario, se observa que una estructura en superficie, desplantada en una losa de cimentación superficial, sí modifica en forma importante la respuesta en campo libre, aumentando y disminuyendo las ordenadas espectrales para distintos periodos, e incrementando en forma considerable los esfuerzos en el medio.
- i) Al combinar la estructura en superficie con las inclusiones rígidas, estas últimas sí producen modificaciones respecto a la respuesta producida por la estructura sola. En general, las ordenadas espectrales tienden a disminuir más para periodos cercanos al periodo fundamental de vibración de la estructura, y los incrementos de esfuerzos verticales tienden a permanecer nulos en la zona reforzada por las inclusiones, concentrándolos en la plataforma de distribución
- j) El cajón de cimentación mostró el comportamiento dinámico más eficiente, reduciendo las ordenadas espectrales para todos los periodos considerados, y presentando incrementos de esfuerzos verticales inferiores. Al combinarlo con las inclusiones, se logró una reducción adicional en las ordenadas espectrales, así como una disminución en los incrementos de esfuerzo en la zona reforzada por las inclusiones.
- k) La modificación de las aceleraciones en el medio depende no solo de la configuración de la cimentación y la estructura, sino también de las propiedades y dimensiones del depósito, y de las características del sismo considerado.
- l) Los incrementos de esfuerzo en el medio dependen de la capacidad del sismo considerado para producir fuerzas de inercia en la estructura y provocar su oscilación.
- m) En una configuración típica de inclusiones rígidas, los elementos mecánicos máximos ocurren en las inclusiones de las orillas respecto a la dirección en la que actúa la acción sísmica. Tanto las fuerzas cortantes, como los momentos flexionantes, tienden a ser muy pequeños a lo largo de toda la inclusión, a excepción de la zona donde éstas se empotran a la plataforma de distribución. Por lo tanto, se podría llegar a pensar en reforzar únicamente esa zona de la inclusión a fin de mantener su integridad durante un evento sísmico de gran intensidad.

- n) Aunque las condiciones de apoyo no tienen una influencia muy importante en la modificación de la respuesta sísmica, es posible concluir que es más eficiente dinámicamente el conectar a las inclusiones en su extremo superior que en su extremo inferior, y que al conectarlas en ambos extremos la respuesta es bastante similar que en el caso de la conexión en el extremo superior.
- o) También la longitud y espaciamiento de las inclusiones no mostraron tener una influencia importante, aunque en forma general es posible decir que a mayor longitud y menor espaciamiento, se alcanza una mayor reducción en las ordenadas espectrales para periodos cercanos al periodo fundamental de vibración de la estructura.
- p) Finalmente, se observó que a diferencia de la longitud, espaciamiento, y condición de apoyo de las inclusiones; las características de la estructura en superficie son el aspecto más relevante en el fenómeno de interacción suelo-estructura del sistema, ya que al modificar la configuración de ésta, cambiará también su periodo fundamental de vibración y, por lo tanto, la forma en que interactuará con el depósito de suelo y con el movimiento sísmico considerado.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

- Arias, A. (1970).** “A Measure of Earthquake Intensity”. R.J. Hansen, ed. Seismic Design for Nuclear Power Plants, MIT Press, Cambridge, Massachusetts, PP. 438-483.
- ASIRI (2012).** “Amélioration des sols par inclusions rigides”. Presses des Ponts, ISBN 978-2-85978-462-1.
- Astley, R. (2000).** “Infinite Elements for Wave Problems: a Review of Current Formulations and an Assessment of Accuracy”. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 49:951–976.
- Auvinet, G. (2012).** “Ingeniería Geotécnica en el Valle de México”. Curso: Práctica de la ingeniería geotécnica en el Valle de México, México DF, 6 y 7 de Septiembre, 2012.
- Auvinet, G. y Rodríguez, J. (2006).** “Rigid Inclusions in Mexico City Soft Soils: History and Perspectives”. Symposium Rigid inclusions in difficult subsoil conditions, ISSMGE TC36, UNAM.
- Balfour Beatty (2013).** “Vibro Concrete Columns” . [Documento en línea] <>http://www.penninevibropiling.com/Library/technique_sheets/Vibro_concrete_columns.pdf <>[Consulta: 01-03-2013].
- Basu, U. y Chopra, A. (2003).** “Perfectly Matched Layers for Time-harmonic Elastodynamics of Unbounded Domains: Theory and Finite-element Implementation. Computational Methods in Applied Mechanics and Engineering, 192:1337–11375.
- Bathe, K. y Wilson, E. (1976).** “Numerical Methods in Finite Element Analysis”. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Beer, F.; Johnston, E.; DeWolf, J. (2007).** “Mecánica de Materiales”. McGraw-Hill, 4th ed., Mexico DF.
- Belytschko, T. (1983).** “An Overview of Semidiscretization and Time Integration Procedures,” Computational Methods for Transient Analysis, Ch. 1, pp. 1-65. New York: Elsevier Science Publishers, B.V.
- Berenger, J. (1994).** “A Perfectly Matched Layer for the Absorption of Electromagnetic Waves”. Journal of Computational Physics, 114:185–200.
- Bettess, P. y Zienkiewicz, O. (1977).** “Differaction and Refraction of Surface Waves Using Finite and Infinite Elements”. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 11:1271–1290.
- Bolt, B. (1969).** “Duration of Strong Motion”. Proceedings of the 4th World Conference on Earth-quake Engineering, Santiago, Chile, pp. 1304-1315.
- Boore, D. (1983).** “Stochastic Simulation of High-frequency Ground Motions Base on Seismological Models of the Radiated Spectra”. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 73, pp. 1865-1884.
- Botero, E. (2012).** Comunicación personal.
- Brebbia, C.; Telles, J.; Wrobel, L. (1984).** “Boundary Element Techniques”. Springer-Verlag.
- Briançon, L.; Kastner, R.; Simon, B.; Dias, D. (2004).** “Etat des Connaissances: Amélioration des Sols par Inclusions Rigides”. Proceedings of the International Symposium on Ground Improvement, ASEP-GI 2004, Paris, September, Presses de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Broms, B. y Wong, I. (1985). “Embankment Piles.” Third International Geotechnical Seminar – Soil Improvement Methods, Singapore, 27-29 November.

Campillo, M.; Bard, P.; Nicollin, F.; Sanchez-Sesma, F. (1988). “The Incident Wave Field in Mexico City During the Great Michoacan Earthquake and its Interaction with the Deep Basin, Earthq. Spectra, 4, 591-608.

Comisión Federal de Electricidad, CFE (2008). “Manual de Diseño de Obras Civiles – Diseño por Sismo”. México, DF.

Correa, J. (1961). “The Application of Negative Friction Piles to Reduction of Settlement”. Proceedings Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, France.

Cundall, P. (1987). “Distinct Element Models of Rock and Soil Structure”. Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics, Ch. 4, pp. 129-163. E. T. Brown, ed. London: Allen & Unwin.

Esķışar, T.; Otani J.; Hironaka, J. (2012). “Visualization of Soil Arching on Reinforced Embankment With Rigid Pile Foundation Using X-ray CT”. Geotextiles and Geomembranes, Volume 32, June 2012, pp. 44-54.

Franco, F. (2002). “Evaluación de las Propiedades Geotécnicas del Sitio Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) a 15 Años del Sismo de 1985”. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Girault, P., (1964). “A New Type of Pile Foundation”. Proc. Conf. on Deep Foundations, Mexican Society of Soil Mechanics, Vol. 1, Mexico, D.F.

González, M. (1948). “Level Control in Buildings by Means of Adjustable Piling”. Proc. Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Vol. IV, p. 152.

Gutiérrez, L. (2012). “Uso de Inclusiones Rígidas en Arcillas para Minimizar Deformaciones en la Masa de Suelo”. Memorias de la XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Acapulco, México, vol. 1, pp. 291–299.

Hall, W. y Oliveto, G. (2003). “Boundary Element Methods for Soil-Structure Interaction”. Kluwer Academic Publishers.

Hardin, B. y Drnevich, V. (1972). “Shear Modulus and Damping in Soils: I. Measurement and Parameter Effects, II. Design Equations and Curves,” Technical Reports UKY 27-70-CE 2 and 3, College of Engineering, University of Kentucky, Lexington, Kentucky.

Holguín, E.; Vega, L., Santoyo, E.; Contreras, R. (2010). “Uso de Inclusiones Rígidas en Suelos Blandos de Origen Lacustre”. Memorias de la XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Acapulco, México, vol. 1, pp. 291–299.

Ibarra, E.; Rangel, J.; Contreras, N. (2006). “Inclusions Versus Piles in Soft Soils: a Case Study of Twin Foundations with Large Settlements”. Symposium Rigid inclusions in difficult subsoil conditions, ISSMGE TC36, UNAM.

Israeli, M. y Orszag, S. (1981). “Approximation of Radiation Boundary Conditions”. Journal of Computational Physics, 41:115–135.

Itasca Consulting Group (2003). “FLAC3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, User’s Guide”. Minneapolis, Minnesota, USA.

Jaime, A. (1987). “Características Dinámicas de la Arcilla del Valle de México”. Tesis de Doctorado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

- Jaime, A. y Romo, M. (1988).** “The Mexico Earthquake of September 19, 1985—Correlations Between Dynamic and Static Properties of Mexico City Clay”. *Earthquake Spectra*, Vol. 4, No. 4, pp. 787-804.
- Jaime, A.; Romo, M.; Ovando, E. (1987).** “Características del Suelo en el Sitio SCT”. Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Kausel, E. (1992).** “Thin Layer Method: Formulation in Time Domain”. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 37:927–941.
- Keller, J. y Givoli, D. (1989).** “Exact Non-reflecting Boundary Conditions”. *Journal of Computational Physics*, 82:172–192.
- Kobayashi, H.; Seo, K.; Midorikawa, A.; Katakao, S. (1986).** “Measurement of Microtremor in and Around Mexico, DF”. Part I in: Report of Seismic Microzoning Studies of the Mexico Earthquake of September 19, 1985, Tokyo, the Grand School of Nagatsuto, Inst. of Technology.
- Koerner, R. (1985).** “Construction and Geotechnical Methods in Foundation Engineering”, McGraw Hill.
- Kolsky, H. (1963).** “Stress Waves in Solids”. New York: Dover Publications.
- Kostoglodov, V. y Pacheco, J. (1999).** “Cien Años de Sismicidad en México”. Suplemento del Instituto de Geofísica, UNAM, México D. F.
- Kramer, S. (1996).** “Geotechnical Earthquake Engineering”. Prentice Hall, Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.
- Lermo, J.; Rodríguez, M.; Singh, S. (1988).** “Natural Periods of Sites in the Valley of Mexico from microtremor measurements”. *Earthquake Spectra*, 4, 4, 805-14.
- Lysmer, J. (1970).** “Lumped Mass Method for Rayleigh Waves”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 43:17–34.
- Lysmer, J. y Kuhlemeyer, R. (1969).** “Finite Dynamic Model for Infinite Media”. *J. Eng. Mech.*, 95(EM4), 859-877.
- Malcolm Drilling Co. (2013).** “Soil Mixing Systems”. [Documento en línea] <>http://www.malcolmdrilling.com/images/printable_pdfs/soilmixing.pdf <>[Consulta: 01-03-2013].
- Marsal, R. y Mazari, M. (1959).** “El Subsuelo de la Ciudad de México”. Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F.
- Mayoral, J. y Romo, M. (2006).** “Effect of Layered Clay Deposits on the Seismic Behavior of a Single Rigid Inclusion”. Symposium Rigid inclusions in difficult subsoil conditions, ISSMGE TC36, UNAM.
- McCann, M. y Shah, H. (1979).** “Determining Strong Motion Duration of Earthquakes”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 69, No. 4, pp. 1253-1265.
- Mejía, L. y Dawson, E. (2006).** “Earthquake Deconvolution for Flac”. Proceedings of the Forth International FLAC Symposium, Madrid, Spain, May 2006.
- Menache, A. y Jaramillo, G. (2006).** “Rigid Inclusions to Reduce Vertical Deformation in a Commercial Store Set on Highly Compressible Lacustrine Soils, with Low Shear Stress Resistance”. Symposium Rigid inclusions in difficult subsoil conditions, ISSMGE TC36, UNAM.

-
- Menard (2013).** “Controlled Modulus Columns”. [Documento en línea] <> [http://www.menardweb.com/InternetMenard.nsf/0/3739C12CF337CA11C125718F004DFC9C/\\$FILE/CMCFICHEEN.PDF](http://www.menardweb.com/InternetMenard.nsf/0/3739C12CF337CA11C125718F004DFC9C/$FILE/CMCFICHEEN.PDF)<>[Consulta: 01-03-2013].
- Mendoza, M. (2006).** “On the Soil Arching and Bearing Mechanisms in a Structural Fill over Piled Foundations”. Symposium Rigid inclusions in difficult subsoil conditions, ISSMGE TC36, UNAM.
- Mendoza, M. y Auvinet, G. (1988).** “The Mexico Earthquake of September 19, 1985—Behavior of Building Foundations in Mexico City”. *Earthquake Spectra*, Vol. 4, No. 4, pp. 835-853.
- Mooser, F. (1956).** “Los Ciclos del Vulcanismo que Formaron la Cuenca de México”. Congreso Geológico Internacional, XX, México D.F.
- Mooser, F. y Ramírez, T. (1987).** “Faja Volcánica Transmexicana: Morfoestructura, Tectónica y Vulcanotectónica”. *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana*, XLVIII, 2, 15-36.
- NTC-RCDF (2004).** “Normas Técnicas Complementarias - Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”. Administración Pública del Distrito Federal, Jefatura de Gobierno.
- Ovando, E. y Ossa, A. (2004).** “Modelo Elastoviscoplastico para la Consolidación de los Suelos y su Aplicación al Hundimiento Regional de la Ciudad de México”. *Memorias de la XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Guadalajara, México, vol. 1, pp. 291–299.
- Ovando, E. y Romo, M. (1991).** “Estimación de la Velocidad de Ondas S en la Arcilla de la Ciudad de México con Ensayes de Cono”. *Sismogeodinámica*, 2, pp. 107-123.
- Ovando, E. y Santoyo, E. (2001),** “Underexcavation of Buildings in Mexico City: the Case of the Metropolitan Cathedral and the Sagrario Church”. *Proc. ASCE, Journal of Architectural Engineering*.
- Ovando, E.; Ossa, A.; Romo, M. (2007).** “The Sinking of Mexico City: It’s Effects on Soil Properties and Seismic Response”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27, pp. 333–343.
- Pecker, A. (2004).** “Design and Construction of the Rion Antirion Bridge”. *Geotechnical Engineering for Transportation Projects*, ASCE vol. 1, Geotechnical Special Publication No. 126, pp. 216-240.
- Pérez, V. (1974).** “Time Dependent Spectral Analysis of Thirty One Strong Motion Earthquake Records”. Open File Report 74-48, U.S. Geological Survey, Reston, Virginia.
- Philleo, E. (1994).** “Elastic Properties and Creep”. En: *Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete Making Materials* / Klieger, P. and Lamond, J. editors, 4th ed., ASTM, Philadelphia, PA.
- Randolph, M. (1981).** “The Response of Flexible Piles to Lateral Loading, *Géotechnique*, 31(2): 247–259.
- Rangel, J.; Ovando, E.; Aguirre, J.; Ibarra, E. (2006).** “A Parametric Study of the Factors Involved in the Dynamic Response of Soft Soil Deposits When Rigid Inclusions are Used as a Foundation Solution”. Symposium Rigid inclusions in difficult subsoil conditions, ISSMGE TC36, UNAM.
- Rathmayer, H. (1975).** “Piled Embankment Supported by Single Pile Caps”. *Proc. Istanbul Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Istanbul, Turkey, 283-290.
- Reséndiz, D. & Auvinet, G., (1973).** “Analysis of Pile Foundations in Consolidating Soil”. *Proceedings, VIIIth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 211-218, Moscow, USSR.

- Rodríguez, J y Auvinet, G. (2006).** “Rigid Inclusions in Mexico City Soft Soils”. Symposium Rigid inclusions in difficult subsoil conditions, ISSMGE TC36, UNAM.
- Rodríguez, J. (2001).** “Uso de Inclusiones Rígidas para el Control de Asentamientos en Suelos Blandos”. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Rodríguez, J. (2010).** “Modelado del Comportamiento de Pilotes e Inclusiones Sometidos a Consolidación Regional en la Zona Lacustre de la Ciudad de México”. Tesis de Doctorado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Rodríguez, N. (1986).** “Análisis Experimental de Vibraciones en Edificios”. Memorias, V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Veracruz.
- Romo, M. (1990).** “Comportamiento Dinámico de la Arcilla de la Ciudad de México y su Repercusión en la Ingeniería de Cimentaciones”. Memorias del Simposio El Subsuelo de la Cuenca de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a Cinco Años del Sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México D.F.
- Romo, M. (1995).** “Clay Behavior, Ground Response and Soil-structure Interaction Studies in Mexico City”. Proceedings of the third international conference on recent advances in geotechnical engineering and soil dynamics, University of Missouri, Saint Louis, Missouri.
- Romo, M. et al. (2002).** “Estudio de ingeniería geotécnica para el nuevo aeropuerto internacional de la ciudad de México en el ex-lago de Texcoco y Zapotlán de Juárez. Anexo A.X”. Informe técnico del instituto de ingeniería, Mayo, México, DF.
- Romo, M. y Jaime, A. (1986).** “Características Dinámicas de las Arcillas del Valle de México y Análisis de la Respuesta Sísmica del Suelo”. Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Romo, M. y Ovando, E. (1994).** “Comportamiento Dinámico y Estático de los Suelos del Sitio Proyecto Alameda”. Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Rosenblueth, E. y Ovando, E. (1990).** “Riesgo Sísmico en el Valle de México: Una Perspectiva Geotécnica”. Memorias del Simposio El Subsuelo de la Cuenca de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a Cinco Años del Sismo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México D.F.
- Rosenblueth, E.; Ordaz, M.; Sánchez-Sesma; F.; Singh, S. (1989).** “Design Spectra for Mexico’s Federal District”. Earthquake Spectra, 5, 1, 273-91.
- Santoyo, E. y Gutiérrez, C. (1990).** “Estratigrafía y Muestreo de los Suelos Lacustres del Valle de México”. Memorias del Simposio: El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a Cinco Años del Sismo. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Santoyo, E. y Ovando, E. (2006).** “Geotechnical Considerations for Hardening the Subsoil in Mexico City’s Metropolitan Cathedral”. Symposium Rigid inclusions in difficult subsoil conditions, ISSMGE TC36, UNAM.
- Santoyo, E.; Ovando, E.; Mooser, F.; León, E. (2005).** “Síntesis Geotécnica de la Cuenca del Valle de México”. TGC, México D.F.
- Schmitter, J. y Paulín, J. (2006).** “Housing Complex with Surface Foundation on Soft Subsoil, Reinforced with Settlement Reducing Inclusions”. Symposium Rigid inclusions in difficult subsoil conditions, ISSMGE TC36, UNAM.

Schnabel P.; Lysmer J.; Seed H. (1972). “A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites”. Report No. EERC 72-12, University of California, Berkeley.

Seed H.; Romo M.; Sun J.; Jaime A.; Lysmer J. (1988). “The Mexico Earthquake of September 19, 1985—Relationships Between Soil Conditions and Earthquake Ground Motions”. *Earthquake Spectra*, Vol. 4, No. 4, pp. 687-729.

Seed, B. e Idriss, I. (1970). “Soil Moduli and Damping Factor for Dynamic Response Analysis”. Report No. EERC 70-10, University of California, Berkeley.

Simon, B. (2012). “Session 5 – Rigid Inclusions and Stone Columns (General Report)” International Symposium on Ground Improvement, IS-GI Brussels, 31 May & 1 June 2012.

Simon, B. y Schlosser, F. (2006). “Soil Reinforcement by Vertical Stiff Inclusions in France”. Symposium Rigid inclusions in difficult subsoil conditions, ISSMGE TC36, UNAM.

Sing, S. y Ordaz, M. (1990). “Sismicidad y Movimientos Fuertes en México: Una Visión Actual”. *Memorias del Simposio El Subsuelo de la Cuenca de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a Cinco Años del Sismo*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México D.F.

Song, C. y Wolf, J. (1997). “The Scaled Boundary Finite-element Method Alias Consistent Infinitesimal Finite-element Cell Method for Elastodynamics”. *Computational Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 147:329–355.

Swedish Road Board (1974). “Bankpålning Embankment Piles”. Report No. TV 121. 49p.

Tamez, E.; Ovando-Shelley, E; Santoyo, E. (1997). “Underexcavation of Mexico City’s Metropolitan Cathedral and Sagrario Church”. Special Invited Lecture, Proc., XIVth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, v 4, 2105-2126.

Tamez, E.; Santoyo, E.; Ovando-Shelley, E. (1995), “Procedimiento de Subexcavación”, Chap. VI in: *Catedral Metropolitana: Corrección geométrica, informe técnico*. S. Zaldívar (ed), México, Asociación de Amigos de la Catedral Metropolitana de México, 201-286.

Terzaghi, K. (1943). “Theoretical Soil Mechanics”. John Wiley, New York.

Trelles, A.; Cirión, A.; Paulín, J.; Ibarra, E.; Cruz, J.; Rangel, J. (2008). “Mejoramiento Masivo de Arcillas Blandas en la Ciudad de México, Mediante Inclusiones Rígidas: Caso Historia de Edificios de Vivienda” “. *Memorias de la XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Aguascalientes, México*, vol. 1, pp. 291–299.

Trifunac, M. y Westermo, B. (1977). “A Note on the Correlation of Frequency-dependent Dependent Duration of Strong Earthquake Motion with the MMI and Geologic Condition at the Recording Stations”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 67, No. 3, pp. 917-927.

Tsynkov, S. (1998). “Numerical Solution of Problems on Unbounded Domains: a Review”. *Applied Numerical Mathematics*, 27:465–532.

Vanmarcke, E. y Lai, S. (1977). “Strong Motion Duration of Earthquakes”. Report R77-16, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.

Wolf, J. (1985). “Dynamic Soil-Structure Interaction”. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

Yin, J. y Graham, J. (1996). "Elasto Visco-plastic Modelling of One Dimensional Consolidation". *Geotechnique*, 46(3): 515-527.

Zeevaert, L. (1973). "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions". Van Nostrand-Reinhold.



ANEXO 1

FORMULACIÓN NUMÉRICA DEL PROGRAMA FLAC^{3D}

A1.1 Formulación Caso Estático

FLAC^{3D} utiliza un esquema de solución explícito de diferencias finitas. En un intervalo de tiempo, la secuencia de cálculo puede resumirse como se ilustra en la Figura A1.1. Las velocidades de deformación se derivan a partir de las velocidades nodales. Posteriormente, las ecuaciones constitutivas se utilizan para calcular nuevos esfuerzos y fuerzas a partir de las velocidades de deformación. Finalmente se invoca la ecuación del movimiento para derivar nuevas velocidades nodales y desplazamientos a partir de los esfuerzos y las fuerzas.

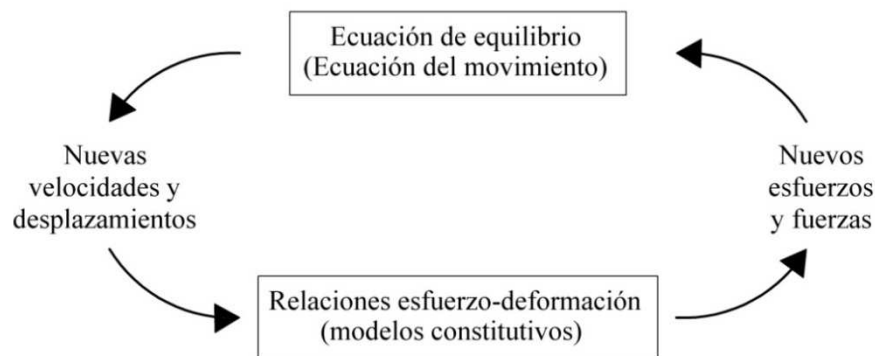


Figura A1.1 Ciclo básico de cálculo (Itasca, 2003)

Es importante mencionar que en la obtención de nuevas velocidades y desplazamientos, los esfuerzos y fuerzas de cada uno de los nodos permanecen constantes dentro de un mismo ciclo. Lo mismo ocurre en el cálculo de los esfuerzos y las fuerzas. Esto puede parecer irracional, ya que si los esfuerzos cambian en algún punto del modelo, éstos influenciarán a los vecinos. Sin embargo, el intervalo de tiempo de la solución explícita se selecciona lo suficientemente pequeño de manera que la información no pueda ser físicamente transmitida de un elemento a otro. Ya que el ciclo de cálculo ocupa un intervalo de tiempo completo, los elementos vecinos no pueden afectarse los unos a los otros durante un mismo ciclo. Desde luego, después de varios ciclos de cálculo, las perturbaciones se propagan a través de varios elementos, tal como se propagarían físicamente.

Se monitorea la máxima fuerza fuera de balance en el modelo. Esta fuerza deberá tender a cero, indicando que el sistema está alcanzando un estado de equilibrio, o acercarse a un valor constante diferente de cero, indicando que una porción (o todo el sistema) está bajo un estado de flujo plástico.

A fin de definir las variaciones en la velocidad y los correspondientes intervalos espaciales, el medio se discretiza en elementos de forma tetraédrica, tal como el mostrado en la Figura A1.2a. Es importante mencionar que a pesar de que en la construcción de la malla se emplean zonas con elementos de forma generalmente hexaédrica, el programa subdivide dichas zonas en elementos tetraédricos mediante un proceso de discretización mixto (Figura A1.2b). Los elementos tetraédricos son los únicos utilizados en la formulación numérica tridimensional.

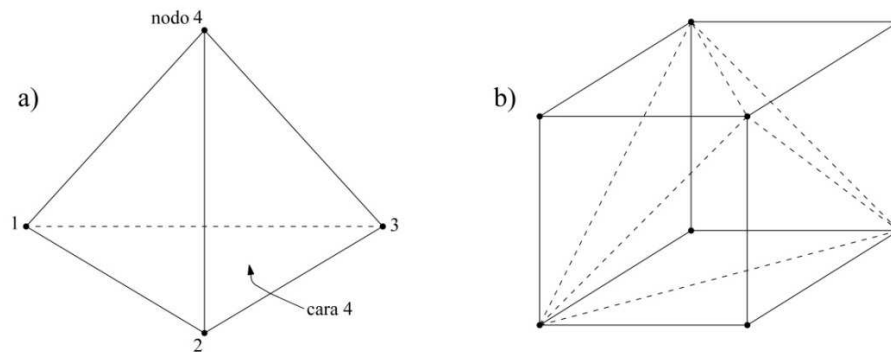


Figura A1.2 a) Elemento tetraédrico en FLAC^{3D}, b) Discretización de una zona hexaédrica en elementos tetraédricos (modificado de Itasca, 2003).

Cálculo de la Velocidad de Deformación

Tal como se ilustró en la Figura A1.1, la velocidad de deformación debe obtenerse a partir de un campo de velocidades conocido. Aplicando el teorema de divergencia de Gauss a los elementos tetraédricos, es posible determinar las componentes del tensor de velocidad de deformación a partir de las velocidades nodales, tal como se expresa en la Ecuación (A1.1).

$$\zeta_{ij} = -\frac{1}{6V} \sum_{l=1}^4 \left(v_i^l n_j^{(l)} + v_j^l n_i^{(l)} \right) S^{(l)} \quad (\text{A1.1})$$

donde ζ_{ij} , es el tensor de velocidad de deformación; V , es el volumen del elemento; v_i , son las componentes del vector de velocidades nodales; n_i , es un vector unitario normal a la superficie; S , es el área de la superficie; y el superíndice l identifica el nodo del tetraedro (Figura A1.2a).

Cálculo de Esfuerzos

Las ecuaciones constitutivas se utilizan en su forma incremental, H_{ij}^* , para calcular los incrementos de esfuerzo en cada elemento tetraédrico dentro de una zona:

$$\Delta\sigma_{ij} = H_{ij}^* \left(\sigma_{ij}, \Delta\varepsilon_{ij} \right) \quad (\text{A1.2})$$

donde $\Delta\sigma_{ij}$, son los incrementos en las componentes del tensor esfuerzo; σ_{ij} , es el tensor de esfuerzo; y $\Delta\varepsilon_{ij}$, son los incrementos de deformación en un intervalo de tiempo.

Los incrementos de deformación $\Delta\varepsilon_{ij}$ se obtienen multiplicando el tensor de velocidad de deformación por el intervalo de tiempo de la solución explícita, Δt :

$$\Delta\varepsilon_{ij} = -\frac{\Delta t}{6V} \sum_{l=1}^4 \left(v_i^l n_j^{(l)} + v_j^l n_i^{(l)} \right) S^{(l)} \quad (A1.3)$$

Los nuevos valores de esfuerzo son derivados de la suma de los incrementos. Para un tetraedro en particular, k , dentro de una zona hexaédrica, se estima el tensor y se descompone en sus partes desviadoras y volumétricas:

$$\sigma_{ij}^{[k]} = s_{ij}^{[k]} + \sigma^{[k]} \delta_{ij} \quad (A1.4)$$

donde s_{ij} , es el tensor de velocidad de deformación desviadora; y σ es el esfuerzo normal medio, definido de la siguiente forma:

$$\sigma^{[k]} = \frac{1}{3} \sigma_{ii}^{[k]} \quad (A1.5)$$

El primer invariante de la zona hexaédrica se calcula como el promedio volumétrico sobre todos los elementos tetraédricos dentro de dicha zona:

$$\sigma^z = \frac{\sum_{k=1}^{n_t} \sigma^{[k]} V^{[k]}}{\sum_{k=1}^{n_t} V^{[k]}} \quad (A1.6)$$

donde n_t , es el número de tetraedros dentro de una misma zona.

Finalmente, las componentes del tensor esfuerzo respecto al tiempo de un tetraedro, se obtienen mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{ij}^{[l]} = s_{ij}^{[l]} + \sigma^z \delta_{ij} \quad (A1.7)$$

Donde σ^z , es el primer invariante de la zona hexaédrica.

Cálculo de las Velocidades y Desplazamientos Nodales

La formulación nodal de las ecuaciones del movimiento se deriva de la aplicación del teorema de trabajos virtuales. Después de la aplicación de las velocidades nodales, la tasa de trabajo externo generada por las fuerzas nodales $[f]^n$ y las fuerzas de cuerpo $[B]$, se iguala con la tasa de trabajo interno realizada por los esfuerzos σ_{ij} . La condición de equilibrio del sistema puede establecerse en cada nodo mediante la suma de las contribuciones de todos los elementos tetraédricos asociados al mismo, la cual debe tender a cero. De esta forma es posible escribir la segunda ley de Newton para los nodos de la siguiente forma:

$$F_i^{<l>} = M^{<l>} \left(\frac{dv_i}{dt} \right)^{<l>} \quad l=1, n_n \quad (\text{A1.8})$$

donde F_i , es la fuerza fuera de balance del sistema; M , es la masa nodal; y n_n , es el número total de nodos del sistema.

Es importante mencionar que en el caso de análisis estáticos, las masas nodales M , no representan exactamente la masa de los elementos adyacentes, sino que su valor es calculado para la óptima convergencia de la solución estática.

Tomando en consideración las ecuaciones constitutivas (ecuación A1.2), y la relación entre las velocidades de deformación y las velocidades nodales (ecuación A1.1), la ecuación de equilibrio en los nodos (ecuación A1.8) puede expresarse formalmente como un sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias de la siguiente forma:

$$\frac{dv_i^{<l>}}{dt} = \frac{1}{M^{<l>}} F_i^{<l>} \left(t, \{v_i^{<1>}, v_i^{<2>}, v_i^{<3>}, \dots, v_i^{<p>}\}^{<l>}, \kappa \right) \quad l=1, n_n \quad (\text{A1.9})$$

donde κ , es un parámetro que toma en cuenta la historia de carga.

En FLAC^{3D}, el sistema planteado por la Ecuación (A1.9) se resuelve numéricamente utilizando una formulación explícita de diferencias finitas en el tiempo. Se asume que la velocidad de un nodo varía linealmente sobre el intervalo de tiempo Δt , y la derivada de la parte izquierda de la Ecuación (A1.9) se evalúa utilizando el esquema de diferencias finitas centrales, donde las velocidades se almacenan para tiempos desplazados un medio del intervalo respecto a las fuerzas y desplazamientos. De esta forma, las velocidades nodales se calculan a partir de la siguiente relación de recurrencia:

$$v_i^{<l>} \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) = v_i^{<l>} \left(t - \frac{\Delta t}{2} \right) + \frac{\Delta t}{M^{<l>}} F_i^{<l>} \left(t, \{v_i^{<1>}, v_i^{<2>}, v_i^{<3>}, \dots, v_i^{<p>}\}^{<l>}, \kappa \right) \quad (\text{A1.10})$$

Finalmente, los desplazamientos nodales se calculan a partir de la siguiente relación:

$$u_i^{<l>}(t + \Delta t) = u_i^{<l>}(t) + \Delta t v_i^{<l>} \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) \quad (\text{A1.11})$$

donde u_i , son las componentes del vector de desplazamientos nodales.

Amortiguamiento Mecánico

En el caso de análisis estáticos, la ecuación de movimiento (ecuación A1.8) debe ser amortiguada para obtener la solución del sistema. Para este fin, FLAC^{3D} utiliza un esquema de amortiguamiento no-viscoso similar al descrito por Cundall (1987), en donde un término que representa la fuerza amortiguadora se añade a la ecuación del movimiento:

$$F_i^{<l>} + \mathcal{F}_{(i)}^{<l>} = M^{<l>} \left(\frac{dv_i}{dt} \right)^{<l>} \quad l = l, n_n \quad (\text{A1.12})$$

donde $\mathcal{F}_{(i)}^{<l>}$ es la fuerza amortiguadora dada por:

$$\mathcal{F}_{(i)}^{<l>} = -\alpha \left| F_i^{<l>} \right| \text{sign} \left(v_{(i)}^{<l>} \right) \quad (\text{A1.13})$$

$$\text{sign} (y) = \begin{cases} +1, & \text{si } y > 0; \\ -1, & \text{si } y < 0; \\ 0, & \text{si } y = 0 \end{cases}$$

Expresada en términos de la fuerza fuera de balance, F_i , y la velocidad nodal, $v_{(i)}$. La magnitud de la fuerza de amortiguamiento se controla por la constante α_D , cuyo valor se toma igual 0.80.

Este esquema de amortiguamiento tiene la ventaja de ser independiente de la frecuencia, por lo que las regiones del sistema con diferente periodo fundamental de vibración se amortiguan equitativamente, utilizando la misma constante de amortiguamiento.

A1.2 Formulación Dinámica

Debido a que la ecuación del movimiento se incluye en la formulación numérica para los análisis estáticos, es bastante sencillo la aplicación de ésta para análisis dinámicos. La única diferencia radica en el uso de masas reales en los nodos (ecuación A1.8) en lugar de masas ficticias utilizadas para la

óptima convergencia del esquema de solución estática. Cada elemento tetraédrico contribuye con un cuarto de su masa para cada uno de sus cuatro nodos.

El intervalo de tiempo crítico de la solución explícita se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\Delta t_{crit} = \min \left\{ \frac{V}{V_p A_{max}^f} \right\} \quad (A1.14)$$

La función $\min\{\}$ se evalúa sobre todos los elementos, incluyendo la contribución de interfaces y elementos estructurales. Se utiliza un factor de seguridad igual a dos, por lo que el intervalo de tiempo para análisis dinámicos será igual a:

$$\Delta t_d = \frac{\Delta t_{crit}}{2} \quad (A1.15)$$

En el caso de utilizar algún esquema de amortiguamiento proporcional a la rigidez del sistema, el intervalo de tiempo debe ser reducido para garantizar la estabilidad de la solución. Belyteschko (1983) proporciona una expresión para el cálculo del intervalo de tiempo crítico que incluye el efecto del amortiguamiento proporcional a la rigidez:

$$\Delta t_\beta = \left\{ \frac{2}{\omega_{max}} \right\} \left(\sqrt{1 + \xi^2} - \xi \right) \quad (A1.16)$$

donde ω_{max} es la frecuencia circular característica más grande del sistema, y ξ es la relación de amortiguamiento crítico a esa frecuencia. Ya que el programa no resuelve el problema de valores característicos, ω_{max} y ξ se estiman en forma aproximada de la siguiente forma:

$$\omega_{max} = \frac{2}{\Delta t_d} \quad (A1.17)$$

$$\xi = \frac{0.4\beta}{\Delta t_d} \quad (A1.18)$$

ANEXO 2

RESPUESTA DE PILOTES FLEXIBLES ANTE CARGA LATERAL (RANDOLPH, 1981)

La solución presentada por Randolph (1981), considera un pilote flotante, flexible, embebido en un medio elástico continuo. El adjetivo flexible se refiere a aquellos pilotes cuya longitud total supera la longitud crítica, a partir de la cual se considera que el momento o carga lateral aplicados en la superficie no producen desplazamientos o elementos mecánicos.

A fin de evitar la necesidad de diferentes soluciones para diferentes valores de la relación de Poisson, Randolph (1981) introdujo el módulo G^* definido por la siguiente expresión.

$$G^* = G \left(1 + \frac{3\nu}{4} \right) \quad (\text{A2.1})$$

El módulo característico, G_c , está definido como el valor promedio de G^* a lo largo de la longitud activa del pilote. Además, un parámetro ρ_c es introducido a fin de tomar en cuenta el grado de homogeneidad en la rigidez de la masa de suelo. Para una variación lineal del módulo (Figura A2.1), ρ_c se define de la siguiente forma:

$$\rho_c = \frac{G_{l_c/4}^*}{G_{l_c/2}^*} = \frac{G_{l_c/4}^*}{G_c} \quad (\text{A2.2})$$

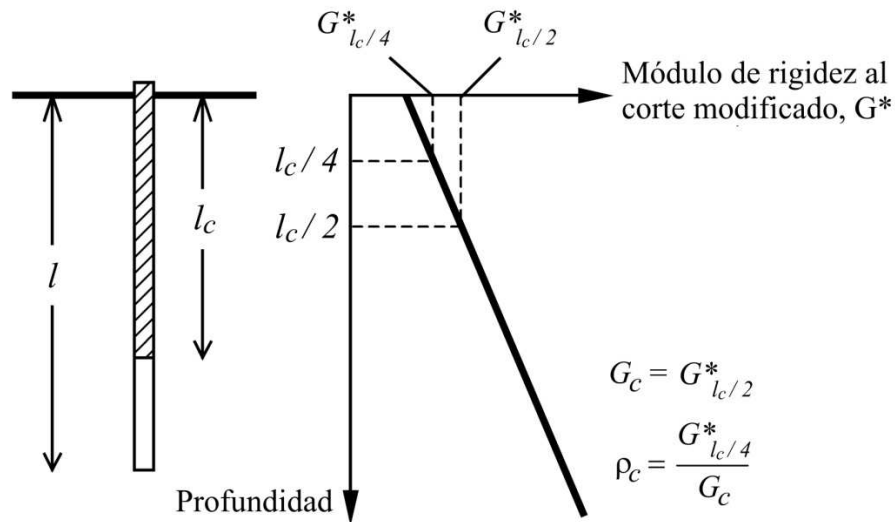


Figura A2.1 Definición de ρ_c y G_c

La longitud crítica del pilote se determina con la siguiente expresión:

$$l_c = d \left(\frac{E_p}{G_c} \right)^{2/7} \quad (\text{A2.3})$$

Puede verse en la Figura A1.1 que la definición de G_c requiere del conocimiento de la longitud crítica, l_c , la cual a su vez está definida en términos de G_c . Por lo tanto, algunas iteraciones son necesarias, con excepción de suelos homogéneos donde $\rho_c = 1$, y suelos donde G es proporcional a la profundidad donde $\rho_c = 0.5$ y la longitud crítica se reduce a:

$$l_c = d \left(\frac{2E_p}{m^* d} \right)^{2/9} \quad (\text{A2.4})$$

m^* indica la relación de incremento de G^* con la profundidad.

El desplazamiento horizontal y la rotación del elemento en superficie, producidos por una carga lateral, P , y un momento flexionante, M_0 , podrán estimarse mediante las siguientes expresiones para un pilote sin restricciones de giro en su cabeza:

$$u = \frac{(E_p/G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left[0.27P \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-1} + 0.3M_0 \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-2} \right] \quad (\text{A2.4})$$

$$\theta = \frac{(E_p/G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left[0.3P \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-2} + 0.8(\rho_c)^{1/2} M_0 \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-3} \right] \quad (\text{A2.5})$$

El máximo momento flexionante ocasionado por una carga lateral, P , puede estimarse con la Ecuación (A2.6), y éste ocurre a una profundidad $l_c/4$ para suelos homogéneos y a una profundidad $l_c/3$ para suelos con rigidez proporcional a la profundidad.

$$M_{max} = (0.1/\rho_c)P l_c \quad (\text{A2.6})$$

En el caso de pilotes donde se restringe el giro en su cabeza ($\theta = 0$ en la superficie), el momento de empotramiento queda definido por la siguiente expresión:

$$M_f = - \left[\frac{0.375}{(\rho_c)^{1/2}} \right] P (l_c/2) \quad (\text{A2.7})$$

La condición de empotramiento en la cabeza conduce a una deflexión, u , aproximadamente igual a la mitad que para el caso de los pilotes sin restricciones de giro, bajo la misma carga lateral, P .

Los perfiles de deformación y momentos flexionantes, para pilotes sujetos a una carga lateral o a un momento M_0 actuando en la cabeza de los pilotes, pueden obtenerse con el uso de las curvas presentadas en las Figuras A2.2 y A2.3 respectivamente. En ambas figuras se considera libertad de giro de la cabeza del pilote.

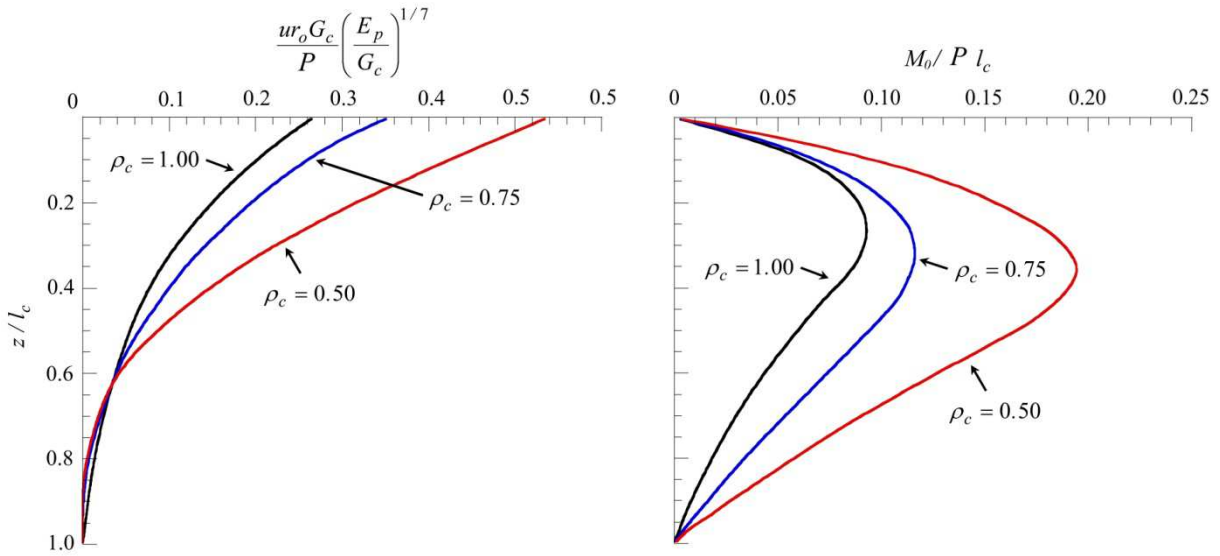


Figura A2.2 Curvas generalizadas para a) el perfil de deformaciones horizontales y b) el perfil de momentos flexionantes, para una carga lateral puntual en la cabeza del pilote.

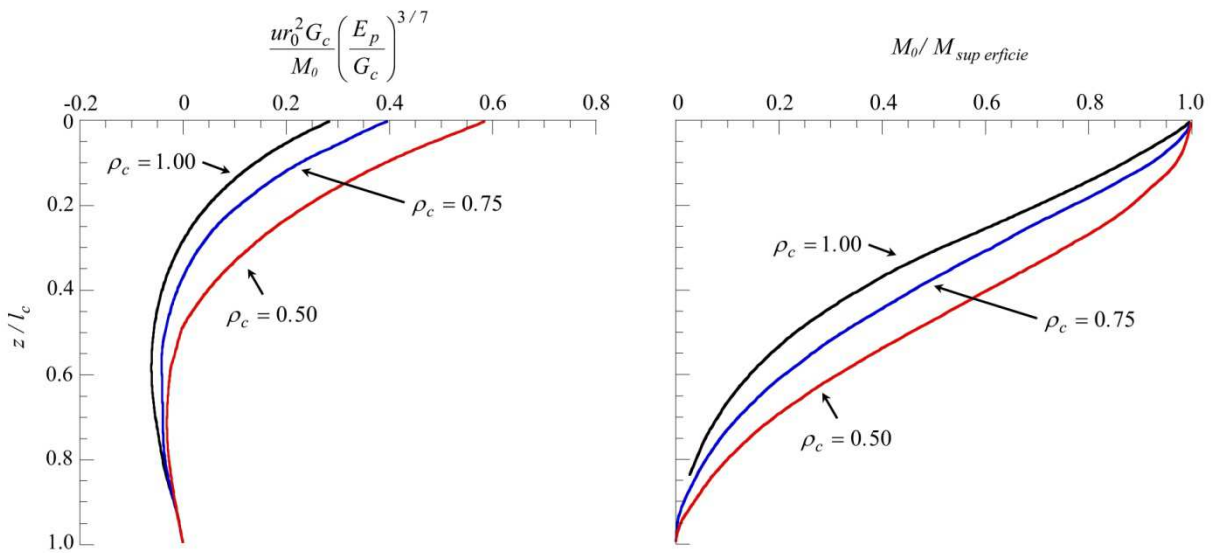


Figura A2.3 Curvas generalizadas para a) el perfil de deformaciones horizontales y b) el perfil de momentos flexionantes, para momento en la cabeza del pilote.