



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS CRÍTICO DE ALGUNOS ASPECTOS
GEO-SÍSMICOS PRESENTADOS EN CÓDIGOS DE
CONSTRUCCIÓN**

T E S I S

QUE PARA OBTENER POR EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

YOLANDA ALBERTO HERNÁNDEZ

TUTOR:

DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA



JURADO ASIGNADO:

Presidente:	M.I. HUGO SERGIO HAAZ MORA
Secretario:	DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA
Vocal:	M.I. CARLOS ADAN MONTOYA BELTRAN
1 ^{er} . Suplente:	ING. MARCOS TREJO HERNANDEZ
2 ^{do} . Suplente:	M.I. ENRIQUE CESAR VALDEZ

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA



Dedicatoria

A mi madre, Lucía Hernández López, por su amor, por su ejemplo y por su apoyo. Porque todo lo que soy hoy es gracias a ella

A mi hermana, Fernanda, por las grandes lecciones de vida que me ha dado

A mi hermano, David, porque alimenta mi alma con su espíritu noble y alegre

A Sinue, por compartir conmigo esta maravillosa etapa de nuestras vidas



Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por darme la oportunidad de tener una preparación profesional

A la Facultad de Ingeniería, UNAM, por todas las valiosas lecciones aprendidas dentro de sus aulas

Al Instituto de Ingeniería, UNAM, por ser uno de los pilares en el desarrollo intelectual del país

Al Dr. Juan Manuel Mayoral Villa por brindarme la oportunidad de incorporarme a su grupo de trabajo, por el tiempo y la dedicación otorgados a la dirección de mi tesis y por sus acertados consejos que me han ayudado en mi desarrollo profesional y personal

Al Dr. Miguel P. Romo Organista por sus contribuciones a este trabajo

Al M.I. Humberto Gardea Villegas por su sabio consejo en todo momento

Al M.I. Hugo Haaz Mora por ser pilar en mi formación dentro de la mecánica de suelos

A mis amigos y compañeros de la Facultad de Ingeniería, Miguel Ángel, Maru, Perla, Alexander, Jaime y Edgar por su compañía y ayuda durante la licenciatura

A mis compañeros: Alonso, Luis Osorio, Elia, Rafael, Luis, Catalina y Antonio, por el apoyo que me han brindado desde que me incorporé al Instituto de Ingeniería



ÍNDICE

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTOS

INTRODUCCIÓN	1
1. ANTECEDENTES	3
1.1 La relevancia de los Códigos de Construcción	3
1.2 Filosofía de los Reglamentos	3
1.2.1. Reglamento de Construcciones del Distrito Federal	4
1.2.2 Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad	6
1.2.3 International Building Code	7
1.2.4 Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismorresistente	8
1.3 Aspectos Geo-sísmicos	10
1.3.1 Módulo de cortante	11
1.3.2 Relación de amortiguamiento	13
1.3.3 Espectros de respuesta	14
1.3.4 Comportamiento no lineal del suelo	15
1.3.5 Evaluación de la respuesta sísmica	16
2. EVALUACIÓN DE RESPUESTA DE SITIO	19
2.1 Problema de la respuesta dinámica de un depósito de suelo	19
2.1.1 Análisis lineales de respuesta	20
2.1.1.1 Depósitos de suelo homogéneo no amortiguado en roca rígida	20
2.1.1.2 Depósitos de suelo homogéneo amortiguado en roca rígida	22
2.2 Resolución del problema de propagación de ondas	23
2.2.1. Análisis determinista	24
2.2.2 Análisis probabilista	28
2.2.2.1 Teoría de vibraciones aleatorias	32
2.2.3 Métodos semiempíricos	34
2.2.3.1 Relación espectral estándar (Standard spectral ratio)	34
2.2.3.2 Los microtemblores	35
2.2.3.3 La técnica de Nakamura	36
2.3 Estudio de casos prácticos de diseño	38
Análisis de respuesta de sitio	38
2.3.1 Aplicación de los Reglamentos	39
2.3.1.1 Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF).	



Normas Complementarias Técnicas para Diseño por Sismo. 2004	39
Condiciones del subsuelo	39
Espectros para diseño sísmico	39
Análisis de respuesta de sitio	42
2.3.1.2 Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo.	
Comisión Federal de Electricidad (MDOC), 1993	43
Espectros para diseño sísmico	43
Análisis de respuesta de sitio	44
2.3.1.3 International Building Code, 2000	46
Condiciones del subsuelo	46
Espectro de respuesta	47
Análisis de respuesta de sitio	50
2.3.1.4 Normas Colombianas de Diseño y Construcción	
Sismorresistente NSR – 98	51
Espectro de diseño	52
2.3.2 Evaluación del nivel de conservadurismo exhibido en los Reglamentos	56
3. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	60
3.1 Planteamiento del problema	60
3.2 Modelado numérico	62
3.2.1 Ecuación de movimiento	62
3.2.2 Resolución numérica	63
3.2.2.1 Técnica de elementos finitos	63
3.2.2.2 Técnica de diferencias finitas	67
3.3 Estudio de casos prácticos de diseño	67
3.3.1 Aplicación de los Reglamentos	67
3.3.1.1 Reglamento de Construcciones del Distrito Federal	67
Análisis estático	71
Análisis dinámico modal	71
3.3.1.2 Manual de Diseño de Obras Civiles de la	
Comisión Federal de Electricidad	73
3.3.1.3 Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismorresistente	74
3.3.2 Análisis con técnicas avanzadas	76
Caso de estudio	76
3.3.3 Evaluación del nivel de conservadurismo exhibido en los Reglamentos	81
4. NUEVAS PROPUESTAS DE SISTEMAS DE CIMENTACIÓN	
EN SUELOS BLANDOS	83
4.1 Cambio de reglamentación y práctica en la construcción	
de cimentaciones a partir del sismo de 1985	84
4.2 Cimentaciones a base de inclusiones	85
4.2.1 Inclusiones rígidas	85
4.2.2 Comportamiento de las inclusiones	88
4.2.3 Caso de estudio	88



Perfil de suelo seleccionado para el análisis	88
Descripción del problema	88
Condiciones generales del subsuelo	89
Propiedades dinámicas	90
Movimiento de entrada	90
5. CONCLUSIONES	100
Próximos temas de investigación	101
REFERENCIAS	102





INTRODUCCIÓN

La predicción del movimiento del suelo causado por los terremotos que pueden afectar a un sitio determinado es uno de los retos que se plantea actualmente en el campo de la sismología y que presenta, a su vez, gran interés en el ámbito de la ingeniería sísmica. El diseño antisísmico requiere determinar previamente las características de los sismos esperados en una zona, que afectarán previsiblemente a las edificaciones asentadas en la misma, durante su tiempo de vida útil. Dichas características serán después introducidas en los cálculos dinámicos de las estructuras, siendo ésta una cuestión abordada por los códigos y normativas sismorresistentes

El objetivo de los Reglamentos de Construcción sismorresistente puede resumirse en:

1. Evitar pérdidas de vidas humanas y accidentes que pudieran originarse por la ocurrencia de cualquier evento sísmico.
2. Evitar daños en la estructura y en las componentes de cada construcción, durante terremotos de frecuente ocurrencia.
3. Evitar que se originen colapsos totales o parciales en las construcciones, que puedan poner en peligro la seguridad de las personas durante terremotos muy severos, de ocurrencia extraordinaria.

Por ello destaca la importancia de contar con Reglamentos de Construcción que cubran estos objetivos. El primer capítulo aborda este tema y describe la filosofía de tres de algunos de los Reglamentos de Construcción más usados en América: el mexicano, el colombiano y el estadounidense. Además, se brinda una pequeña introducción a los aspectos geotécnicos fundamentales que deben ser considerados en el diseño sismorresistente.

La estimación de la respuesta de la estructura ante un determinado movimiento de entrada es el segundo problema que se plantea en el diseño sismorresistente. El análisis de respuesta de un depósito de suelos ante una carga sísmica puede evaluarse por diferentes métodos. Se han desarrollado diversos métodos para evaluar la respuesta del suelo ante una excitación sísmica. La mayoría de estos métodos suponen una propagación ascendente de ondas planas de corte desde la roca hacia los estratos superiores. El método más utilizado hasta ahora ha sido el equivalente lineal, utilizándose en menor proporción los métodos no lineales. Estos últimos, a pesar de que proveen resultados más representativos del fenómeno modelado, tienden a ser analíticamente más complicados y necesitan de mayor cantidad y calidad de datos de entrada. En el segundo capítulo se estudia este problema y se emplea el método lineal equivalente para el análisis de casos en tres zonas cubiertas por los Reglamentos antes mencionados; se destacan también, algunos aspectos particulares que no se incluyen en ellos.

El tercer capítulo es una introducción al complejo problema de la interacción suelo-estructura. Se mencionan las recomendaciones de los Reglamentos de México y



Colombia y se indican algunas consideraciones que éstos hacen respecto al problema de interacción suelo-estructura y no han sido ampliamente discutidas.

El cuarto capítulo está orientado al Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y al diseño de cimentaciones. Se hace una reseña de los efectos que tuvieron los sismos de 1985 en los cambios de este Reglamento sobre los lineamientos para la construcción sismorresistente y se incorpora un sistema de cimentaciones no incluido en el Reglamento: las inclusiones. Se presenta un breve caso de análisis y se obtienen algunos puntos importantes sobre el comportamiento sísmico de las inclusiones.

El último capítulo contiene las conclusiones derivadas de este trabajo junto con algunas recomendaciones que necesitan ser contempladas en futuras versiones de los Reglamentos expuestos.



1. ANTECEDENTES

1.1 La relevancia de los Códigos de Construcción

Los Códigos de Construcción o Reglamentos son un conjunto de reglas que especifican el nivel mínimo aceptable de seguridad para las diversas edificaciones. Su propósito principal es proporcionar un medio para cuidar la vida y proteger la seguridad social, regulando el diseño, las prácticas de construcción, la calidad de los materiales empleados, la localización, la ocupación y el mantenimiento de edificios y estructuras.

La mayoría de los países desarrolla este tipo de reglamentos para asegurar la calidad de la construcción a un nivel local anterior a un desastre, haciendo los modelos nacionales adecuados para todo tipo de siniestros. Una vez establecidos como Códigos de Construcción nacionales, todas las personas involucradas en el desarrollo de infraestructura, deben atenerse a sus lineamientos.

Generalmente, los Reglamentos de Construcción incluyen recomendaciones para el diseño estructural, tipos de materiales, conservación de energía, requerimientos sanitarios, accesibilidad, seguridad y mitigación de desastres por agua, viento o sismo. Estas recomendaciones son acompañadas, en muchas ocasiones, por otros códigos o anexos que especifican los detalles de dicha práctica. Estos anexos, que generalmente son más detallados, requieren constantes cambios e innovaciones y un grado mayor de especialización para su realización.

Los Códigos de Construcción adoptados como nacionales, deben ajustarse a las características del país, tomando en cuenta los riesgos que pueden presentarse. Por dicha razón, países como Estados Unidos, México, Japón, Colombia e India desarrollan Reglamentos de Construcción sismorresistente.

1.2 Filosofía de los Reglamentos

Los principales objetivos de los Reglamentos de Construcción sismorresistente son: evitar pérdidas humanas, la defensa de las estructuras y propiedades, y el mantenimiento de la estabilidad social tras un terremoto.

Para comprender el problema de la vulnerabilidad de las construcciones, hay que tener claro que un sismo es un movimiento que se aplica en la base de las mismas y que induce deformaciones que la estructura, en su conjunto, debe ser capaz de soportar sin desplomarse. Esta es la filosofía básica que persigue todo reglamento para construcciones sismorresistentes.

La distribución y la magnitud del daño sísmico están muy influenciadas por la respuesta del suelo frente a cargas cíclicas. Dicha respuesta está controlada en gran medida por las propiedades del suelo. Cuando se produce un terremoto se libera energía que se transmite por el interior de la Tierra en forma de ondas sísmicas. Durante este viaje, las ondas experimentan procesos de reflexión, difracción y refracción, y la energía inicial se atenúa con la distancia y el tiempo. Sin embargo, se ha observado que los depósitos de



suelo amplifican el movimiento de entrada cuando las frecuencias predominantes son bajas. Este fenómeno se agudiza en materiales blandos caracterizados por velocidades de onda de cortante bajas, observándose además, mayor duración de la señal sísmica (Rodríguez, 2005).

La amplificación debida a un movimiento fuerte del suelo después de un sismo importante y a dichas frecuencias, causa un aumento de los daños observados en edificios y otras estructuras cuyos terrenos de cimentación son suelos blandos o poco consolidados. Si, además, las frecuencias predominantes del suelo y la estructura son similares, el fenómeno de amplificación es más severo. Este fenómeno se conoce como resonancia (Rodríguez, 2005). Por lo tanto, el reconocimiento de la respuesta del suelo es un campo de interés en el análisis de riesgo sísmico y en el diseño sismorresistente.

El estudio de los movimientos del suelo se puede realizar a través de dos medios: análisis específicos de la zona y a través de las indicaciones de los códigos sísmicos. En concreto, los lineamientos propuestos por el reglamento consisten en diseñar edificios que resistan movimientos pequeños sin daño, movimientos moderados sin daño estructural y movimientos fuertes sin colapso.

1.2.1. Reglamento de Construcciones del Distrito Federal

Este Reglamento tiene una estructura normativa que define requisitos mínimos: el diseñador de acuerdo con el propietario, puede escoger requisitos menos conservadores para disminuir las pérdidas económicas.

La estructura de este Código consiste en incluir en el cuerpo únicamente las disposiciones relativas a las responsabilidades de las distintas partes que intervienen en la construcción, a la clasificación de las edificaciones y a los criterios en que debe basarse la revisión de la seguridad de las mismas. Los aspectos propiamente técnicos, relativos al diseño de las estructuras de distintos materiales y de sus cimentaciones, así como los que especifican la manera de tomar en cuenta los efectos de acciones como el sismo y el viento, se detallan en un conjunto de Normas Técnicas Complementarias (NTC).

El propósito de las NTC para Diseño por Sismo es obtener un nivel de seguridad adecuado para garantizar que, para el terremoto de mayor intensidad probable, no habrá ninguna falla estructural mayor ni pérdida de vidas, aunque existan daños que impidan los servicios y demanden reparaciones significativas.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal ha hecho grandes modificaciones en su estructura a partir del sismo de 1985. Las NTC incluyen un método simplificado para considerar los efectos de la interacción suelo-estructura y la respuesta de sitio; incluyen la zonificación sísmica de la Ciudad de México, dividiéndola en 3 zonas: lomas, transición y lago.

Estas zonas presentan las siguientes características:

- a) Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta Zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelo para explotar minas de arena.
- b) Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m. de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre, el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.
- c) Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m. De los estudios de mecánica de suelos y geotecnia realizados después del terremoto de 1985, se determinó que la Zona de Lago tiene características diferentes en su entorno, debidas principalmente a las variaciones en los espesores de los estratos de arcilla y en los períodos dominantes del suelo, generando importantes amplificaciones de las ondas sísmicas, que sacuden a las edificaciones de una manera mucho más violenta que en el resto de la Ciudad; por ello esta zona se divide en cuatro sub-zonas, incorporando los coeficientes sísmicos para cada una de éstas.

Este Reglamento propone una clasificación estructural basada en el tipo de ocupación:

- a) Grupo A. Son aquellas estructuras cuyas fallas pueden causar un alto número de muertes, altas pérdidas económicas y culturales y riesgo causado por sus contenidos tóxicos o explosivos. También incluye aquellas que deben mantenerse en servicio después de una emergencia urbana. Factor de importancia $I=1.5$
- b) Grupo B. Todas las estructuras no incluidas en el Grupo A. Factor de importancia $I=1.0$

Para el efecto de las acciones sísmicas, el Reglamento propone espectros de respuesta elásticos (horizontales y verticales) y espectros de diseño afectados por un factor de reducción para el cálculo de las fuerzas sísmicas laterales con métodos estáticos y de superposición modal.

En el apéndice de las NTC para Diseño por Sismo se incluyen los espectros de diseño sísmico y el fenómeno de interacción suelo-estructura, considerando para éste, un análisis estático y uno dinámico modal.

1.2.2 Manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad

Dadas las condiciones tectónicas particulares de México, la ingeniería sísmica ha tenido un gran desarrollo en este país. Con el fin de prevenir y mitigar los efectos dañinos que ocasionan los fuertes y frecuentes temblores sobre las obras civiles en el sector energético, desde 1969, la Comisión Federal de Electricidad ha apoyado en la elaboración del Manual de Diseño de Obras Civiles con el fin de aumentar la seguridad de sus construcciones.

Este Reglamento cubre tanto las estructuras convencionales como las construcciones industriales. Además de estructuras de edificios, se consideran péndulos invertidos, muros de retención, chimeneas, tanques, estructuras fabriles, puentes, tuberías y presas. La intención de esta obra es mostrar el estado actual del conocimiento sobre diseño sísmico de estructuras, especialmente en aquellas áreas donde la investigación científica ha avanzado notablemente y probado que puede aplicarse en la práctica profesional. Los criterios y recomendaciones en ella especificados, están basados en los resultados de investigaciones realizadas sobre los fenómenos físicos involucrados en la respuesta estructural ante temblores, tales como son los efectos de fuente, trayecto, sito, interacción suelo-estructura y comportamiento estructural, entre otros.

La zonificación sísmica propuesta por este Manual se basa en una escala de intensidad sísmica y varía de A (la más baja) a D (la más severa). De esta manera, el país se divide en cuatro zonas.

Además de esta regionalización se ha hecho una clasificación de las condiciones del suelo local que incluye tres categorías dependiendo de sus características de rigidez y definidos con base en el período natural del depósito:

- a) Tipo I. Terreno firme: depósitos de suelo formados solamente por estratos con velocidades de propagación $\beta_0 \geq 700 \text{ m/s}$ o módulos de rigidez $G_0 \geq 85000 \text{ t/m}^2$
- b) Tipo II. Terreno intermedio: depósitos de suelo con período fundamental de vibración, T_s , y velocidad efectiva de propagación, β_s , tales que se cumple la relación $\beta_c T_s + \beta_s T_c \geq \beta_c T_c$. En donde β_c y T_c son los parámetros característicos de la zona.
- c) Tipo III. Terreno blando: depósitos de suelo con período fundamental de vibración y velocidad efectiva de propagación tales que se cumple la relación: $\beta_c T_s + \beta_s T_c < \beta_c T_c$

Atendiendo a la seguridad estructural recomendada para la estructura, este Manual propone tres grupos de estructuras:

- a) Grupo A. Estructuras en que se requiera un grado de seguridad alto. Construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales de magnitud excepcionalmente alta, o

que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o inflamables, así como construcciones cuyo funcionamiento sea esencial a raíz de un sismo.

- b) Grupo B. Estructuras en que se requiere un grado de seguridad intermedio. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia o pondría en peligro otras construcciones de este grupo o del A.
- c) Grupo C. Estructuras en que es admisible un grado de seguridad bajo. Construcciones cuya falla estructural causaría pérdidas de magnitud sumamente pequeña y no causaría normalmente daños a construcciones de los grupos A y B ni pérdida de vidas.

Para la definición de los espectros de diseño, se consideró un concepto de optimización que conduce a la mínima suma del costo inicial de la estructura y la esperanza del valor presente de las pérdidas por daños sísmicos (Esteve y Ordaz, 1989). De acuerdo al tipo de estructura, se incluyen factores de comportamiento sísmico, factor reductivo por ductilidad y se puede escoger entre tres tipos de análisis: método simplificado, análisis estático y análisis dinámico.

La interacción suelo-estructura se considera dentro de este Manual de Diseño por Sismo y se detallan la caracterización del sistema suelo-estructura y los análisis estático y dinámico.

1.2.3 International Building Code

El International Building Code fue desarrollado por el Consejo Internacional de Códigos (International Code Council) y fue adoptado por los Estados Unidos de América. Se aplica a todas las estructuras en las áreas donde fue admitido.

Las recomendaciones de este Código deberán aplicarse a la construcción, modificación, movimiento, ampliación, reemplazo, reparación, equipamiento, uso y ocupación, localización, mantenimiento y demolición de cualquier facilidad o estructura.

El objetivo del International Building Code es establecer los requerimientos mínimos para salvaguardar la salud pública, la seguridad y el bienestar general a través del reforzamiento estructural, instalaciones adecuadas, estabilidad, saneamiento y protección a la vida y propiedades, contra fuego y otros riesgos naturales.

El diseño sismorresistente está basado en las recomendaciones de NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) que establece los procedimientos recomendados para determinar los espectros de diseño basándose en mapas de peligro sísmico de aceleración espectral y en coeficientes de sitio determinados por las condiciones geológicas locales.

La clasificación del material está basada en las condiciones geológicas locales por medio de:

- a) La descripción física de los materiales subsuperficiales
-



- b) Estimaciones de la velocidad de las ondas sísmicas de cortante medias obtenidas a partir de correlaciones con ensayos de penetración SPT y teniendo en cuenta el valor de C_U
- c) Medidas directas de la velocidad sísmica de las ondas S en los treinta primeros metros. Esta profundidad de interés corresponde a aquella en que las resonancias con el depósito de suelo son mayores que 1 s.

La zonificación sísmica obtenida de estos parámetros y mostrada en el International Building Code está dada por la aceleración espectral para periodos cortos y la aceleración espectral para un segundo, en todas las zonas del país. Estos valores se utilizan para calcular coeficientes de sitio y parámetros máximos de aceleración espectral, que permiten calcular el espectro de diseño para cada lugar.

Este Código tiene una clasificación estructural de acuerdo al tipo de ocupación de la estructura, a la seguridad contra incendios y el riesgo relativo: grupo A de asambleas, grupo B de negocios, grupo E de educación, grupo F para fábricas, grupo H para edificios de alto riesgo, grupo I para facilidades institucionales, grupo M para el sector mercantil, grupo R para estructuras residenciales, grupo S para almacenamiento y grupo U para utilidad y mixtos.

Se tiene también una división de estructuras de acuerdo al riesgo sísmico:

- a) Grupo de uso sísmico I: Son aquellas estructuras que no encajan dentro de los grupos de usos sísmico II y III
- b) Grupo de uso sísmico II: Son aquellas estructuras cuya falla resultaría en un riesgo público sustancial debido a su uso u ocupación
- c) Grupo de uso sísmico III: Son aquellas estructuras que tienen facilidades esenciales para la recuperación después de un sismo o contienen cantidades sustanciales o sustancias peligrosas.

Se definen espectros de respuesta de diseño de acuerdo al tipo de suelo y grupos de importancia sísmica.

Para considerar las acciones sísmicas, se toman en cuenta las cargas del terremoto de acuerdo a un diseño mínimo de fuerzas laterales y efectos relacionados. Para el diseño se emplea el procedimiento de análisis dinámico y para el estudio de los efectos de la interacción suelo-estructura se hace referencia al procedimiento establecido en las provisiones de cargas sísmicas, definidas en el Manual de Cargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras de la ASCE (American Society of Civil Engineers, ASCE).

1.2.4 Normas colombianas de diseño y construcción sismorresistente

Esta norma adoptada por la República de Colombia en 1998 establece que las estructuras diseñadas de conformidad con ellas deberían, en general, ser capaces de:



- a) Resistir un nivel menor de movimiento de tierra por sismo sin daño
- b) Resistir un nivel moderado de movimiento de tierra por sismo sin daño estructural, pero posiblemente experimentar algún daño no estructural
- c) Resistir un nivel mayor de movimiento de tierra por sismo sin derrumbarse, pero posiblemente con algún daño estructural así como no estructural

La zonificación sísmica de Colombia se incluye en estas Normas. El país está dividido en tres zonas sísmicas a lo largo de una región que va de noreste a sudoeste paralela a la zona de falla de Bucaramanga que entra a Ecuador, las zonas sísmicas están representadas por un coeficiente, A_a , que representa la aceleración pico efectiva para diseño. Las zonas están designadas como de alto riesgo sísmico para valores de A_a menores o iguales a 0.10; riesgo sísmico intermedio para valores de A_a entre 0.10 y 0.20; y bajo riesgo sísmico, para valores de A_a mayores a 0.20.

Se consideran cuatro niveles de importancia para las estructuras de acuerdo a su ocupación, ésta es la clasificación estructural:

- a) Grupo I. Estructuras de ocupación normal: todas las edificaciones cubiertas por el alcance del Reglamento, pero que no se han incluido en los grupos II, III y IV.
- b) Grupo II. Estructuras de ocupación especial.
- c) Grupo III. Edificaciones de atención a la comunidad: este grupo comprende aquellas edificaciones, y sus accesos, que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y seguridad de las personas.
- d) Grupo IV. Edificaciones indispensables: son aquellas de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, y cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alterno.

Las acciones sísmicas se definen en términos de la masa y rigidez de la estructura. Se dan tres métodos para los cálculos numéricos:

- 1) En el primer método se definen espectros de respuesta elásticos y se da una prescripción para un procedimiento de fuerza horizontal equivalente.
- 2) En el segundo método se da un procedimiento para un análisis dinámico elástico
- 3) El tercer método es un procedimiento para un análisis dinámico inelástico

El método de fuerza horizontal equivalente consiste en la definición de un sismorresistencia base de diseño que es posteriormente distribuida a través de la altura de la estructura. Ésta se define como :

$$V_s = S_a M g \quad (1.1)$$



Donde

V_s : Sismorresistencia base de diseño

S_a : Coeficiente sísmico

M : Masa de la carga muerta sísmica total

g : aceleración de la gravedad

La sismorresistencia base de diseño es el cortante sísmico en la base, equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección de estudio.

Los espectros de respuesta elásticos verticales se definen mediante el cálculo a escala de los correspondientes espectros de respuesta horizontales ajustados por un factor de dos tercios.

La interacción suelo-estructura está contemplada en uno de los capítulos, describiendo el fenómeno de manera general, especificando los requerimientos geotécnicos para su consideración y proponiendo medidas para escoger el método de análisis.

1.3 Aspectos Geo-sísmicos

La modificación de la señal sísmica debida a la influencia de las condiciones geológicas y topográficas durante o después de un terremoto, se conoce como efecto de sitio. Esta modificación consiste en la amplificación fuerte de la señal así como una mayor duración de la misma y el cambio de su contenido de frecuencias.

Los análisis de las anomalías de la intensidad sísmica realizados, han permitido realizar correlaciones entre la intensidad y las condiciones geológicas y topográficas específicas de la zona; todo ello, con el objetivo de realizar mapas de zonificación sísmica que permitan delinear distintas zonas en función de su capacidad para ampliar el daño sísmico.

La susceptibilidad de un suelo para amplificar la señal sísmica está determinada por sus propiedades dinámicas. Dentro de éstas, la rigidez y el amortiguamiento son las propiedades claves para el estudio de la respuesta de sitio. Una buena aproximación a la rigidez del suelo se obtiene a partir del módulo de cortante, G , que se calcula por medio de la velocidad de ondas sísmicas. La razón de amortiguamiento, ξ , muestra la capacidad que tiene el suelo para disipar la energía.

Los efectos de la amplificación de la señal en los depósitos de suelo son fácilmente observados en los espectros de respuesta y éstos también permiten modelar el comportamiento de las estructuras. A continuación, se presentan los conceptos fundamentales en la respuesta sísmica.

1.3.1 Módulo de cortante

Pruebas de laboratorio han demostrado que la rigidez del suelo está afectada por la amplitud de deformación cíclica, la relación de vacíos, los esfuerzos principales, el índice de plasticidad, el radio de sobre consolidación y el número de ciclos de carga. El módulo de corte secante de un elemento de suelo varía con la amplitud de deformación de cortante cíclica. A bajas amplitudes de deformación, el módulo de corte secante es alto, pero disminuye conforme aumenta la amplitud de deformación.

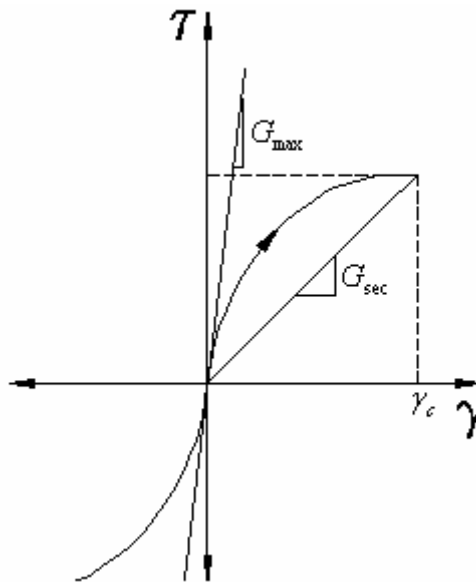


Fig. 1.1. Curva tipo mostrando la variación típica de G_{sec} contra la deformación por cortante

El lugar de puntos correspondiente a la punta de la curva de histéresis de varias amplitudes de deformación cíclicas es llamado curva tipo (Fig. 1.1); su pendiente al origen (donde la amplitud de deformación es cero) representa el valor más grande del módulo de cortante, G_{max} . Para amplitudes de deformación cíclica mayores, la relación de módulos $G_{\text{sec}} / G_{\text{max}}$ arroja valores menores a 1.

La caracterización de la rigidez de un elemento de suelo requiere por tanto la consideración de ambos elementos: G_{max} y la forma en que la relación de módulos G / G_{max} varía con la amplitud de deformación cíclica y otros elementos.

La variación de la relación de módulos con la deformación por cortante se describe gráficamente con una curva de reducción de módulos (Fig. 1.2) Esta curva presenta la misma información que la curva tipo, y una puede ser determinada a partir de la otra.

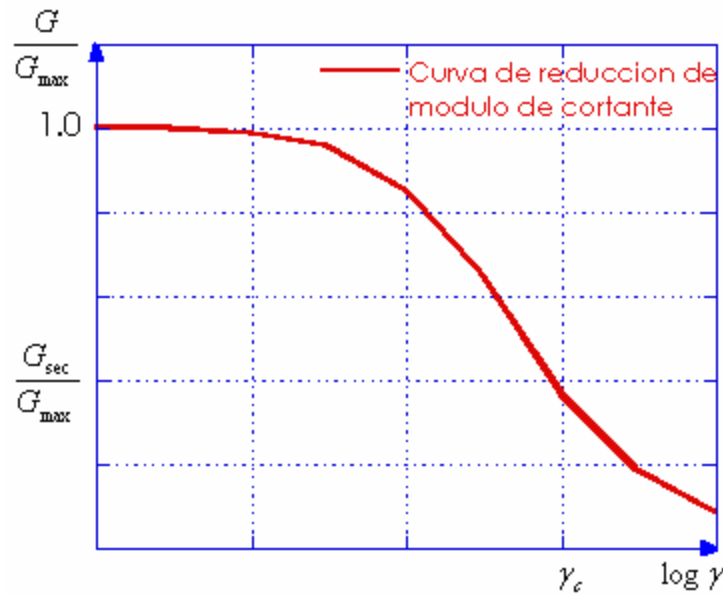


Fig. 1.2. Variación de la relación de módulos de cortante respecto a la deformación

Dado que la mayoría de las pruebas geofísicas inducen deformaciones menores de $3 \times 10^{-4} \%$, la velocidad de onda de cortante puede utilizarse para calcular $G_{\max}$:

$$G_{\max} = \rho v_s^2 \quad (1.2)$$

El uso de velocidades de onda de cortante es la manera más confiable de obtener en sitio el valor de $G_{\max}$ para un depósito de suelo en particular.

Para suelos finos, las estimaciones preliminares del módulo de cortante máximo pueden obtenerse del índice de plasticidad, el radio de sobre consolidación y el esfuerzo no drenado. La influencia de la tasa de deformación sobre $G_{\max}$, aumenta conforme crece el índice de plasticidad del suelo.

Zen et al. (1978) y Kokusho et al. (1982) fueron los primeros en notar la influencia de la plasticidad del suelo en la forma de la curva de reducción de módulo de cortante; se observó que el módulo de cortante de suelos altamente plásticos se degrada más lentamente con la deformación, que los suelos con bajo índice de plasticidad. Después de la revisión de resultados experimentales de un amplio rango de materiales, Dobry y Vucetic (1987) y Sun et al. (1988) concluyeron que la forma de la curva de reducción de módulos está más afectada por el índice de plasticidad que por la relación de vacíos y presentaron las curvas correspondientes (Fig. 1.3).

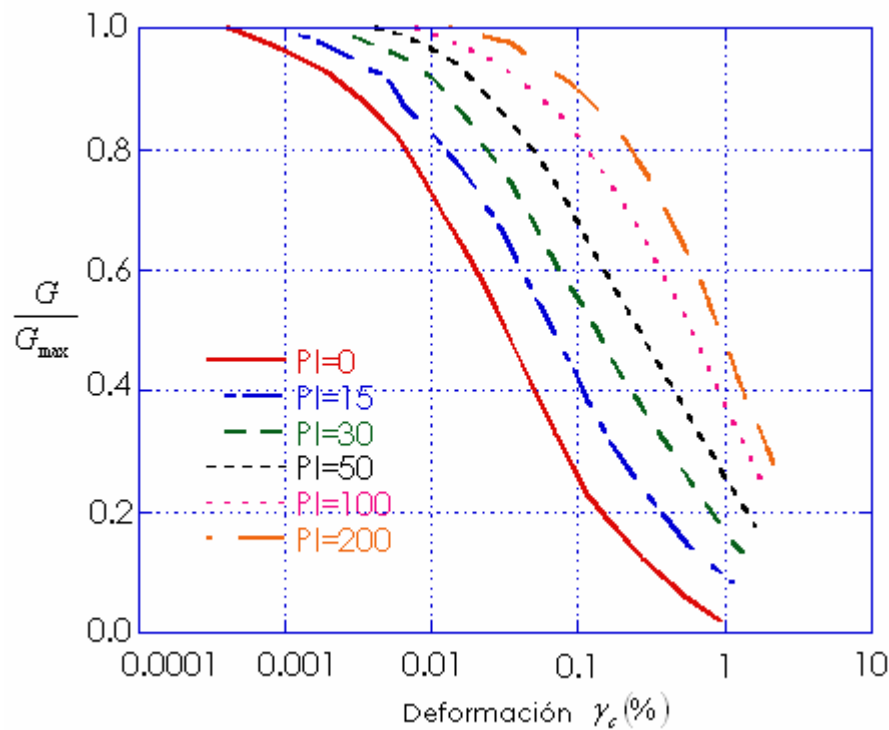


Fig. 1.3. Curvas de reducción de módulos para suelos finos de diferente plasticidad. Vucetic y Dobry (1991)

Estas curvas muestran que el umbral cíclico lineal de deformación por cortante, γ_{tl} , es más grande para suelos altamente plásticos, que para suelos de baja plasticidad. Esta característica es relevante ya que puede influir de manera importante la forma en que un depósito de suelo amplificará o atenuará un sismo. La curva de reducción de módulo, $PI = 0$ (Fig. 1.3) es muy similar a la curva que se usa comúnmente para arenas; esta similitud sugiere que las curvas de reducción de módulo mostradas pueden ser aplicadas a suelos finos y granulares.

1.3.2 Relación de amortiguamiento

En teoría, no hay disipación histerética de energía para deformaciones menores al umbral lineal cíclico de deformaciones por cortante. No obstante, evidencia experimental muestra que un poco de energía es disipado incluso para niveles de deformación muy bajos, así que la relación de amortiguamiento nunca es cero. Arriba del umbral de deformaciones el ancho de las ramas de histéresis, dados por un suelo cíclicamente cargado, aumenta con el incremento de la amplitud de deformación cíclica; esto indica que la relación de amortiguamiento crece de manera directamente proporcional a la amplitud de deformación.

Del mismo modo en que el comportamiento de reducción de módulo de cortante está influenciado por las características de plasticidad, está afectado el del amortiguamiento.

La relación de amortiguamiento de suelos altamente plásticos son menores que aquellos de baja plasticidad en la misma amplitud de deformación cíclica (Fig. 1.4). La curva $PI=0$ es similar a la curva promedio de amortiguamiento que fue utilizada para suelos granulares, lo que sugiere que las curvas mostradas en la Fig. 1.4 pueden ser utilizadas para suelos finos y granulares.

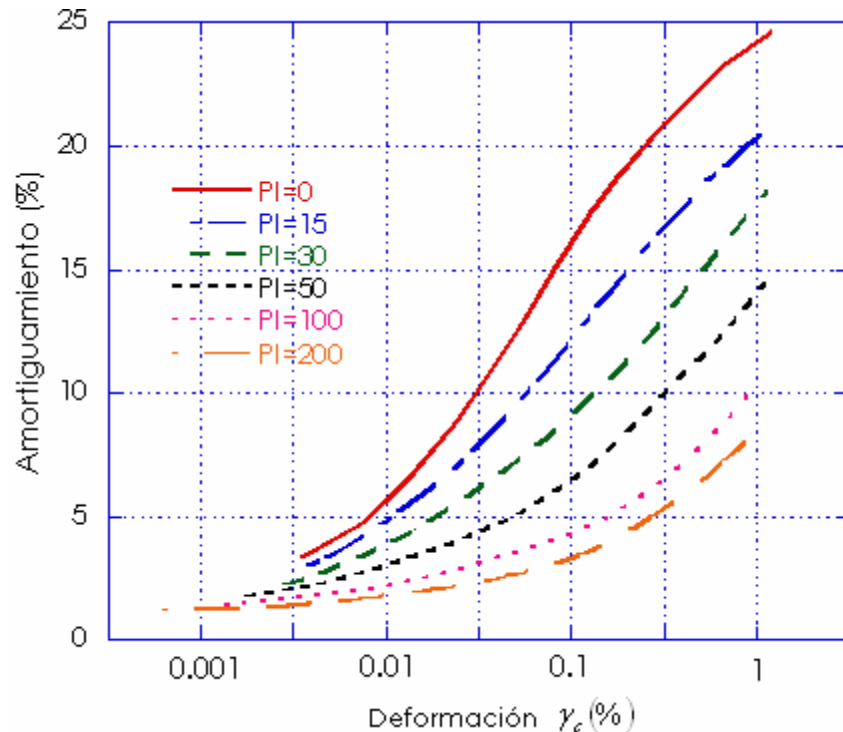


Fig. 1.4. Variación de la relación de amortiguamiento en función del índice de plasticidad

1.3.3 Espectros de respuesta

Cuando se somete un oscilador elemental con frecuencia, ω_1 y amortiguamiento, ξ_1 a una determinada excitación u_g , la respuesta de la estructura será en general distinta a la señal excitadora tanto en amplitud, como en el contenido de períodos y en la duración del movimiento. La respuesta tomará en algún instante un valor máximo de amplitud $a_{\max_1}$ que la estructura debe resistir para evitar la falla elástica.

Si se expone otro oscilador elemental a la misma excitación y con el mismo amortiguamiento, pero con una frecuencia ω_2 , su respuesta será sensiblemente diferente y en general, con un valor máximo $a_{\max_2}$, distinto. Si se siguen obteniendo diversas respuestas ante la misma excitación y el mismo amortiguamiento, variando únicamente la frecuencia natural, y se grafica ω contra $a_{\max}$, se tendrá finalmente un espectro de

respuesta (Fig. 1.5). Éste representa la máxima respuesta (aceleración, velocidad o desplazamiento relativo del terreno) de un sistema de un solo grado de libertad a un movimiento de entrada, como función de la frecuencia o el período natural de las estructuras y de la razón de amortiguamiento del sistema.

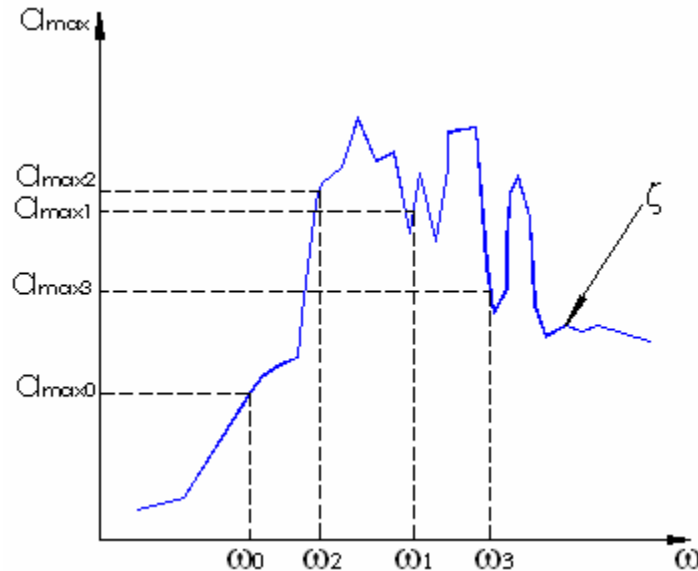


Fig. 1.5 Obtención esquemática de un espectro de respuesta

1.3.4 Comportamiento no lineal del suelo

Los sismos más recientes han proporcionado datos representativos sobre el comportamiento no lineal del suelo. Se ha establecido que en movimientos fuertes, el suelo se comporta de manera no lineal, es por ello que las capas superiores del suelo son considerados como sistemas no lineales que transforman las señales sísmicas incidentes en movimientos en la superficie (Pavlenko e Irikura, 2000). Por ello se requiere el análisis de la influencia del comportamiento no lineal del suelo en la amplificación de la señal sísmica.

El análisis lineal equivalente para aproximar la respuesta no lineal del suelo sigue el siguiente procedimiento iterativo:

1. Se realiza una estimación inicial de G y ξ para cada capa de suelo. Los primeros valores considerados corresponden al mismo nivel de deformación y generalmente se usan los menores valores de deformación.
2. Los valores de G y ξ se utilizan para calcular la respuesta del suelo, incluyendo historias de tiempo de las deformaciones para cada capa.
3. La deformación cortante efectiva en cada capa es determinada de la deformación cortante máxima, así, para la capa j :

$$\gamma_{eff}^{(i)} = R_{\gamma} \gamma_{\max j}^{(i)} \quad (1.3)$$

donde el superíndice se refiere al número de iteración y R_{γ} es la relación entre la deformación efectiva y la deformación máxima, depende de la magnitud del sismo y puede obtenerse con la ecuación:

$$R_{\gamma} = \frac{M - 1}{10} \quad (1.4)$$

4. De la deformación efectiva obtenida en el punto anterior se calculan nuevos valores de G y ξ .
5. Se repiten estos pasos hasta que la diferencia entre los valores calculados, de la relación de amortiguamiento y el módulo de cortante, esté en un rango del 5 al 10%.

Aunque este análisis proporciona resultados razonables para muchos problemas prácticos, sigue siendo una aproximación a la respuesta sísmica no lineal del suelo y no representa los cambios en la rigidez del suelo que ocurren durante el sismo.

1.3.5 Evaluación de la respuesta sísmica

La evaluación de la respuesta sísmica en un sitio específico involucra varios aspectos (Sarmiento, 2001):

1. La evaluación del ambiente sísmico y su influencia en la estabilidad de las estructuras
2. La identificación de los tipos de fallas que originan los sismos
3. El proceso de propagación de las ondas sísmicas de la fuente de origen al sitio de diseño
4. La determinación de la respuesta sísmica de los depósitos de suelo y la interacción suelo-estructura

Aunque las ondas sísmicas se propagan a través de kilómetros de roca y solamente unas decenas de metros en el suelo, en la mayoría de los casos son los depósitos de suelo el factor más importante que afecta las características del movimiento del terreno. Por ello, el problema de respuesta dinámica puede plantearse básicamente como el efecto que tienen las condiciones locales del sitio sobre las características de las ondas sísmicas incidentes.

Se puede definir el efecto de sitio de tres maneras (Jamison et al., 1996):

- a) Utilizando una definición teórica, según la cual, la respuesta de sitio se estima al simular la propagación hacia arriba de un movimiento en la base de una columna de suelo. Para obtener el movimiento en la superficie se debe aplicar un filtro a la onda incidente. Este filtro registra la respuesta de sitio teórica. Ésta es utilizada frecuentemente en análisis de riesgo e ingeniería sísmica.
- b) Usando una definición práctica, se considera como respuesta de sitio a las modificaciones que se requiere aplicar a los movimientos en una roca superficial para obtener los movimientos en la superficie del suelo, que generalmente son estimadas mediante los cocientes espectrales del suelo con respecto a la roca. Este método lo usan ampliamente los sismólogos
- c) Se calcula la diferencia entre el movimiento en una perforación que ha alcanzado el basamento rocoso, y los movimientos registrados en la superficie del mismo.

El riesgo sísmico puede aumentar considerablemente por causa de la geología y/o la topografía de la zona que experimenta la sacudida, y por eso es conveniente que los reglamentos de construcción reflejen adecuadamente el peligro sísmico.

Los efectos de sitio son de considerable importancia para evaluar el comportamiento sísmico de una estructura, sin embargo, comúnmente se utiliza como excitación los movimientos de campo libre para realizar estos análisis y no son considerados los efectos que tiene la estructura en estos movimientos.

Como resultado de la flexibilidad del suelo ante sollicitaciones dinámicas, se produce un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales en la estructura y el sitio donde se halla desplantada. En resumen, los parámetros dinámicos de la estructura así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación, cambian. En algunos casos, el efecto de interacción suelo-estructura es muy importante y no puede ser pasado por alto.

Para considerar la interacción suelo-estructura se evalúa la respuesta de una o más estructuras en un sitio particular para un sismo determinado. El análisis completo debe envolver el análisis del terreno libre y de la interacción. En el primero se encuentran las variaciones espaciales y temporales de los movimientos de campo libre y en la interacción, se estudia la respuesta de la estructura colocada en el medio ambiente sísmico definido para el campo libre (Romo y Bárcena, 1994). Conscientes de la importancia de este fenómeno, la mayoría de los códigos de construcción lo consideran, junto con la caracterización dinámica del suelo y la amplificación local, para el diseño de cimentaciones.

El diseño de nuevas estructuras y la evaluación de la vulnerabilidad de las ya existentes, involucra la predicción de su respuesta a los movimientos de diseño del terreno; éstos parámetros pueden ser desarrollados para un sitio específico u obtenidos de los códigos de construcción. Para un sitio típico, los parámetros basados en análisis específicos son más acertados que los dados por los códigos y también llevan a diseños más económicos.



A partir de los grandes sismos ocurridos en México (Ciudad de México, 1985), Estados Unidos (San Francisco, 1989) y en Colombia (Tauramena, 1995), sus reglamentos de construcción han sido modificados analizando las evidencias y profundizando en la relación causa-efecto.

2. EVALUACIÓN DE RESPUESTA DE SITIO

2.1 Problema de la respuesta dinámica de un depósito de suelo

Uno de los problemas más importantes y frecuentes en la ingeniería geotécnica es la evaluación de la respuesta del suelo. Los análisis de respuesta de sitio son usados para predecir los movimientos de la superficie del suelo para el diseño de espectros de repuesta, la evaluación de los esfuerzos dinámicos y las deformaciones para estimar el riesgo de licuación, y la determinación de las fuerzas inducidas por un sismo que pueden llevar a la inestabilidad del suelo y sus estructuras de retención.

En condiciones ideales, un análisis completo de la respuesta de sitio modelaría: el mecanismo de ruptura en la fuente de un sismo, la propagación de ondas a través de la tierra hacia la superficie del sustrato rocoso bajo un sitio en particular y, determinaría con ello, la manera en que el movimiento en la superficie está influenciado por los suelos que yacen sobre la roca.

Dado que los primeros dos procesos son demasiado complicados y sus aproximaciones son inexactas, no resultan prácticos para las aplicaciones de ingeniería. El problema del análisis de respuesta del suelo se convierte en la determinación de la respuesta de un depósito de suelo al movimiento del sustrato rocoso inmediatamente debajo de él.

Se han desarrollado varias técnicas para el análisis de la respuesta dinámica, éstas se agrupan en 2D o 3D de acuerdo a la dimensión de los problemas que pueden resolver, sin embargo, éstas son extensiones directas de las técnicas unidimensionales.

Los análisis de respuesta de sitio unidimensionales se basan en la suposición de que todas las fronteras son horizontales y que la respuesta de un depósito de suelo es predominantemente causada por las ondas SH que se propagan verticalmente de la base rocosa. Para estos análisis se asume que el suelo y la superficie de la base se extienden infinitamente en la dirección horizontal.

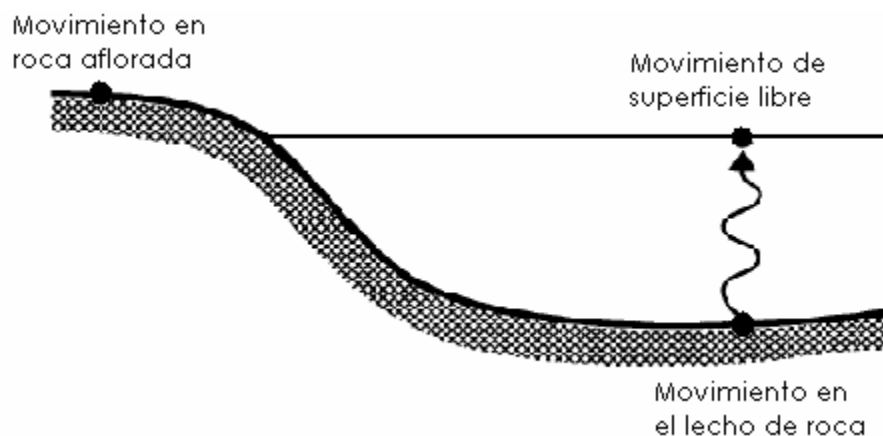


Fig. 2.1 Nomenclatura de respuesta de sitio

Es necesario comprender algunos términos muy útiles para la descripción de movimientos del suelo (Fig. 2.1). El movimiento en la superficie de un depósito de suelo es el movimiento libre de superficie; el movimiento en la base del depósito de suelo, es decir sobre la base rocosa, es llamado movimiento en el lecho de roca y el que se produce donde la roca está expuesta en la superficie del suelo, se llama movimiento en roca aflorada.

2.1.1 Análisis lineales de respuesta

Un buen número de prácticas para el análisis de respuesta de sitio está basada en el uso de funciones de transferencia. Estas funciones expresan varios parámetros de respuesta como desplazamientos, velocidades, aceleraciones, esfuerzos y deformaciones de cortante, para un movimiento de entrada como la historia de aceleraciones en la base rocosa. Dado que está basado en el principio de superposición, este tipo de análisis se limita a sistemas lineales.

2.1.1.1 Depósitos de suelo homogéneo no amortiguado en roca rígida

Considerando una capa uniforme de suelo isotrópico, elástico-lineal sobre una base de roca rígida, se tiene que el movimiento armónico horizontal de la base provocará la propagación de ondas de cortante en el suelo (Fig. 2.2).

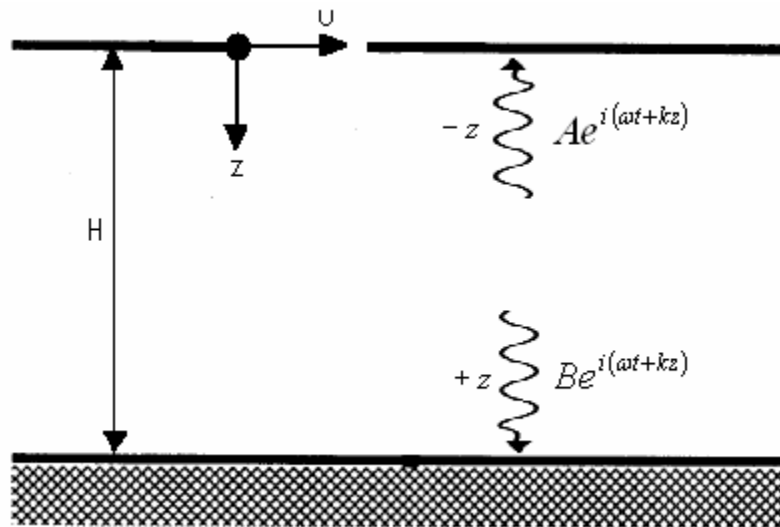


Fig. 2.2 Depósito de suelo elástico-lineal de espesor H sobre base rocosa rígida

Los desplazamientos en cualquier punto dentro del depósito de suelo son:

$$u(z, t) = Ae^{i(\omega t + kz)} + Be^{i(\omega t - kz)} \quad (2.1)$$

Donde ω es la frecuencia circular del suelo en movimiento, k el número de onda, $k = \omega / v_s$ y A y B son las amplitudes de onda viajando en las direcciones $-z$ (ascendente) y $+z$ (descendente), respectivamente. En la superficie libre ($z = 0$), el esfuerzo cortante y consecuentemente la deformación, son despreciables:

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

Sustituyendo (2.1) en (2.2) y derivando, se tiene que:

$$Gik(Ae^{ik(0)} - Be^{-ik(0)})e^{i\omega t} = Gik(A - B)e^{i\omega t} = 0 \quad (2.3)$$

que se satisface cuando $A = B$. El desplazamiento puede expresarse como:

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

que describe un onda permanente de amplitud $2A \cos kz$. Esta onda es producida por la interferencia constructiva de las ondas que viajan ascendente y descendente y tiene una forma fija con respecto a la profundidad. La ecuación (2.4) puede ser usada para definir una función de transferencia que describe la relación de amplitudes de desplazamiento entre dos puntos cualesquiera de la capa de suelo. Escogiendo estos dos puntos en la base y en la superficie del estrato de suelo, se obtiene la función de transferencia:

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

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

$$|F_1(\omega)| = \sqrt{\{\text{Re}[F_1(\omega)]\}^2 + \{\text{Im}[F_1(\omega)]\}^2} = \frac{1}{|\cos(\omega H / v_s)|} \quad (2.6)$$

lo que indica que el desplazamiento en la superficie es siempre tan grande como el desplazamiento en la base rocosa (pues el denominador nunca puede ser mayor a uno) y, para ciertas frecuencias, es mucho más grande.

2.1.1.2 Depósitos de suelo homogéneo amortiguado en roca rígida

El análisis previo no considera la disipación de energía o amortiguamiento en el suelo. Ya que el amortiguamiento está presente en todos los materiales, sólo pueden obtenerse resultados realistas realizando los análisis con el amortiguamiento. Suponiendo que el suelo es un material viscoso y tiene las características de un sólido Kelvin-Voigt, se tiene la ecuación de onda:

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

La solución a esta ecuación diferencial puede ser expresada como $u(z,t) = Ae^{i(\omega t + k^* z)} + Be^{i(\omega t - k^* z)}$, donde k^* es un número de onda complejo con parte real, k_1 , y parte imaginaria, k_2 . Utilizando operaciones algebraicas con el número complejo de onda, la función de transferencia para el caso de suelo amortiguado sobre roca rígida es:

$$F_2(\omega) = \frac{1}{\cos k^* H} = \frac{1}{\cos(\omega H / v_s^*)} \quad (2.8)$$

Como el módulo de cortante complejo, independiente de la frecuencia está dado por $G^* = G(1 + i2\xi)$, la velocidad de onda compleja se puede expresar como:

$$v_s^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}} = \sqrt{\frac{G(1 + i2\xi)}{\rho}} \approx \sqrt{\frac{G}{\rho}} (1 + i\xi) = v_s (1 + i\xi) \quad (2.9)$$

para valores pequeños de ξ . Así, el número complejo de onda puede escribirse (para valores pequeños de ξ):

$$k^* = \frac{\omega}{v_s^*} = \frac{\omega}{v_s (1 + i\xi)} \approx \frac{\omega}{v_s} (1 - i\xi) = k(1 - i\xi) \quad (2.10)$$

y finalmente la función de transferencia se expresa como:

$$F_2(\omega) = \frac{1}{\cos k(1 - i\xi)H} = \frac{1}{\cos[\omega H / v_s (1 + i\xi)]} \quad (2.11)$$

Utilizando la identidad $|\cos(x + iy)| = \sqrt{\cos^2 x + \sinh^2 y}$, la función de amplificación es:

$$|F_2(\omega)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 kH + \sinh^2 \xi kH}} \quad (2.12)$$

Para valores pequeños de y , $\sinh^2 y \approx y^2$, por lo que la función de amplificación puede ser simplificada a

$$|F_2(\omega)| \approx \frac{1}{\sqrt{\cos^2 kH + (\xi kH)^2}} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(\omega H / v_s) + [\xi(\omega H / v_s)]^2}} \quad (2.13)$$

Para valores pequeños de amortiguamiento, la ecuación (2.13) indica que la amplificación de un suelo amortiguado también varía con la frecuencia. La amplificación alcanzará un máximo local cuando $kH \approx \pi/2 + n\pi$, pero nunca alcanzará un valor infinito porque el denominador siempre será mayor a 0. Las frecuencias que corresponden al máximo local son las frecuencias naturales del depósito. La frecuencia natural de un depósito de suelo está dada por:

$$\omega_n \approx \frac{v_s}{H} \left(\frac{\pi}{2} + n\pi \right) \quad n = 0, 1, 2, \dots, \infty \quad (2.14)$$

Dado que la amplificación pico disminuye cuando aumenta la frecuencia natural, el mayor valor del factor de amplificación ocurrirá aproximadamente para el valor más bajo de frecuencia natural, también conocida como frecuencia fundamental:

$$\omega_0 = \frac{\pi v_s}{2H} \quad (2.15)$$

El período de vibración correspondiente a la frecuencia fundamental es llamado período característico del sitio.

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega_0} = \frac{4H}{v_s} \quad (2.16)$$

El período característico de un sitio, que depende únicamente del espesor y la velocidad de onda de cortante del suelo, proporciona una indicación muy útil del período de vibración en el que puede esperarse la amplificación más importante.

2.2 Resolución del problema de propagación de ondas

Una de las mayores dificultades en la evaluación de respuesta de sitio es la propagación de ondas. Generalmente, para la solución se emplean métodos analíticos deterministas, obteniendo la excitación de la historia de aceleraciones en campo libre. Estos

procedimientos han demostrado dar resultados similares a las observaciones de campo. Otro tipo de métodos analíticos, son los probabilísticos, que considera a los movimientos sísmicos como procesos aleatorios, suponiéndolos como un proceso gaussiano con media cero, con lo que el proceso aleatorio queda completamente caracterizado por su espectro de potencia. Esta definición del ambiente sísmico equivale a tomar una infinidad de historias de aceleraciones con el mismo contenido de frecuencias medio, pero con fases aleatoriamente distribuidas (Bárcena y Romo, 1994).

Las técnicas empíricas que se utilizan en la investigación la respuesta del suelo tras un terremoto y sus posibles variaciones en función de las condiciones locales de sitio son: el análisis de microtemblores, la relación espectral estándar (Standard spectral ratio, SSR) y la técnica de Nakamura.

2.2.1. Análisis determinista

La teoría que se maneja para la solución del problema propuesto considera las respuestas asociadas con la propagación vertical de ondas de cortante a través de un sistema lineal viscoelástico (Fig. 2.3).

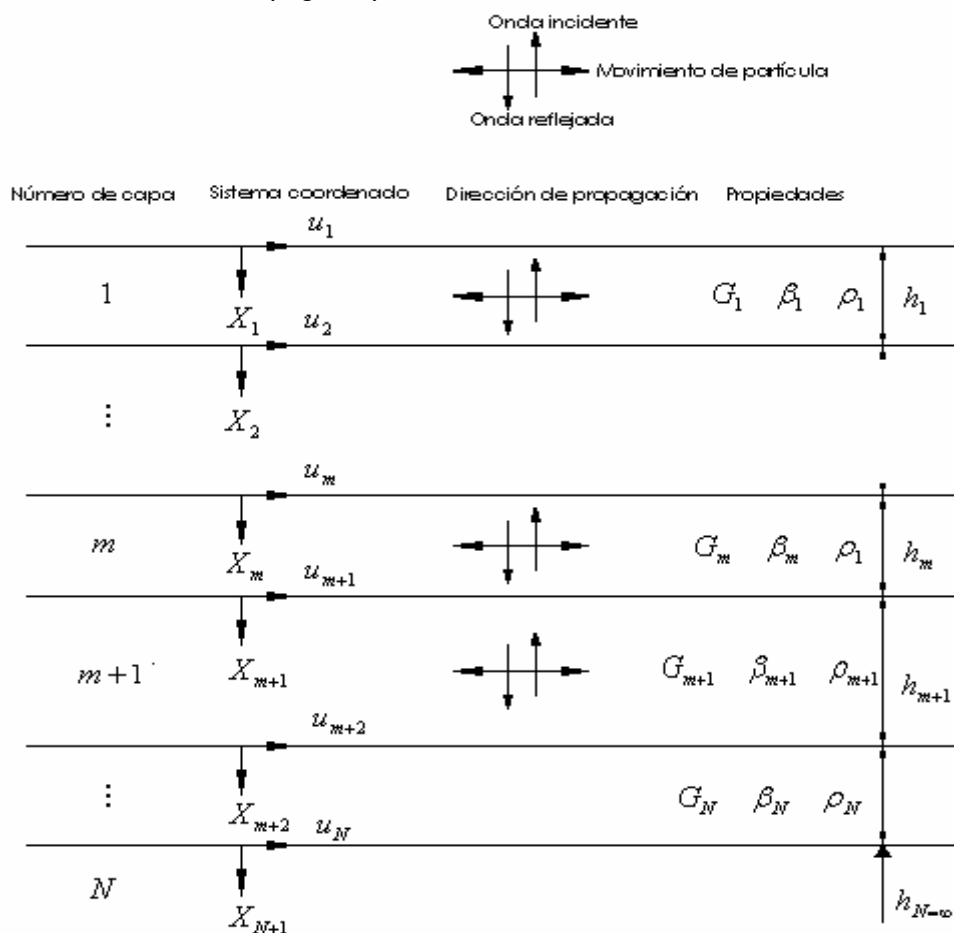


Fig. 2.3. Sistema unidimensional

El sistema consiste en N capas horizontales que se extienden infinitamente en la dirección horizontal y un espacio medio como última capa. Cada estrato es homogéneo e isotrópico y está caracterizado por su espesor, h , su densidad, ρ , su módulo de rigidez, G y el factor de amortiguamiento, β .

La propagación vertical de ondas de cortante a través de un sistema unidimensional sólo causará desplazamientos horizontales:

$$u = u(x, t) \quad (2.17)$$

lo que satisface la ecuación de onda:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^3 u}{\partial x^2 \partial t} \quad (2.18)$$

Por otro lado, tenemos que los desplazamientos armónicos con frecuencia ω , pueden expresarse de la siguiente manera:

$$u(x, t) = U(x) \cdot e^{i\omega t} \quad (2.19)$$

Sustituyendo en la ecuación de onda, tenemos una ecuación diferencial ordinaria:

$$(G + i\omega\eta) \frac{d^2 U}{dx^2} = \rho\omega^2 U \quad (2.20)$$

la solución general de esta ecuación es:

$$U(x) = Ee^{ikx} + Fe^{-ikx} \quad (2.21)$$

en donde

$$k^2 = \frac{\rho\omega^2}{G + i\omega\eta} = \frac{\rho\omega^2}{G^*}, \quad (2.22)$$

donde k es el número complejo de onda y G^* es el módulo complejo de rigidez. El radio crítico de amortiguamiento β , se relaciona con la viscosidad η por $\omega\eta = 2G\beta$. Varios experimentos realizados en diversos suelos, indican que G y β son casi constantes en el rango de frecuencia de interés en el análisis. Es conveniente expresar el módulo complejo de rigidez en términos del radio de amortiguamiento crítico, en vez de la viscosidad:

$$G^* = G + i\omega\eta = G(1 + 2i\beta) \quad (2.23)$$

en donde se puede asumir que G^* es independiente de la frecuencia.

Las ecuaciones (2.19) y (2.21) proporcionan la solución a la ecuación de onda para un movimiento armónico con frecuencia ω :

$$u(x, t) = Ee^{i(kx + \omega t)} + Fe^{-i(kx - \omega t)} \quad (2.24)$$

Donde el primer término representa la onda incidente viajando en la dirección negativa de x (hacia arriba) y el segundo término representa la onda reflejada viajando en la dirección positiva de x (hacia abajo).

La ecuación (2.24) es válida para cada una de las capas en Fig. 2.3; introduciendo un sistema coordenado local x para cada capa, los desplazamientos en la parte superior y en la parte inferior de una capa m , son:

$$u_m(X = 0) = (E_m + F_m)e^{i\omega t} \quad (2.25)$$

$$u_m(X = h_m) = (E_m \cdot e^{ik_m h_m} + F_m e^{-ik_m h_m}) \cdot e^{i\omega t} \quad (2.26)$$

El esfuerzo cortante en un plano horizontal es:

$$\tau(x, t) = G \cdot \frac{\partial u}{\partial x} + \eta \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial t} = G^* \frac{\partial u}{\partial x} \quad (2.27)$$

de la ecuación (2.24):

$$\tau(x, t) = ikG^*(Ee^{ikx} - Fe^{-ikx})e^{i\omega t} \quad (2.28)$$

Y los esfuerzos cortantes en la parte superior e inferior de la capa m , son, respectivamente:

$$\tau_m(X = 0) = ik_m G_m^*(E_m - F_m)e^{i\omega t} \quad (2.29)$$

$$\tau_m(X = h_m) = ik_m G_m^*(Ee^{ik_m h_m} - Fe^{-ik_m h_m})e^{i\omega t} \quad (2.30)$$

Los esfuerzos y desplazamientos deben ser continuos en todas las interfaces, por ello, las ecuaciones (2.25), (2.26), (2.29) y (2.30):

$$E_{m+1} + F_{m+1} = E_m e^{ik_m h_m} + F_m e^{-ik_m h_m} \quad (2.31)$$

$$E_{m+1} - F_{m+1} = \frac{k_m G_m^*}{k_{m+1} G_{m+1}^*} (E_m e^{ik_m h_m} - F_m e^{-ik_m h_m}) \quad (2.32)$$

La substracción y adición de las ecuaciones (2.31) y (2.32) lleva a las siguientes fórmulas de repetición para las amplitudes, E_{m+1} y F_{m+1} , de las ondas incidente y reflejada en la capa $m+1$, expresada en términos de amplitudes en la capa m :

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m) e^{ik_m h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m) e^{-ik_m h_m} \quad (2.33)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 - \alpha_m) e^{ik_m h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 + \alpha_m) e^{-ik_m h_m} \quad (2.34)$$

Donde α_m es el radio complejo de impedancia

$$\alpha_m = \frac{k_m G_m^*}{k_{m+1} G_{m+1}^*} = \left(\frac{\rho_m G_m^*}{\rho_{m+1} G_{m+1}^*} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.35)$$

una vez más, es independiente de la frecuencia.

En la superficie libre, los esfuerzos cortantes deben ser cero. En conjunto con la ecuación (2.28) con τ_1 y X_1 igual a cero, da como resultado: $E_1 = F_1$, esto es, las amplitudes de las ondas incidente y reflejada son siempre iguales en la superficie libre.

Comenzando con la capa superficial, el uso de las fórmulas de repetición lleva a las siguientes relaciones entre las amplitudes en la capa m y en la capa superficial:

$$E_m = e_m(\omega) E_1 \quad (2.36)$$

$$F_m = f_m(\omega) E_1 \quad (2.37)$$

Las funciones de transferencia, e_m y f_m , son simplemente las amplitudes para el caso $E_1 = F_1 = 1$ y pueden ser calculadas sustituyendo esta condición en las fórmulas de repetición mostradas anteriormente.

Otras funciones de transferencia son fácilmente obtenidas de las funciones e_m y f_m . La función de transferencia $A_{n,m}$ entre los desplazamientos a nivel n y m , está definida por $A_{n,m}(\omega) = u_m / u_n$

y sustituyendo las ecuaciones (2.25), (2.36) y (2.37):

$$A_{n,m}(\omega) = \frac{e_m(\omega) + f_m(\omega)}{e_n(\omega) + f_n(\omega)} \quad (2.38)$$

Basado en estas ecuaciones la función de transferencia $A(\omega)$ puede ser encontrada entre dos capas cualesquiera en el sistema. Por lo tanto, si el movimiento es conocido en alguna de las capas del sistema, puede ser calculado en cualquier otra capa.

Las amplitudes, E y F pueden ser deducidos para todas las capas en el sistema y las deformaciones y aceleraciones pueden ser derivadas de la función de desplazamiento. Las aceleraciones están expresadas por la ecuación:

$$\ddot{u}(x, t) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega^2 (E e^{i(kx + \omega t)} + F e^{-i(kx - \omega t)}) \quad (2.39)$$

y las deformaciones:

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial x} = ik (E e^{i(kx + \omega t)} - F e^{-i(kx - \omega t)}) \quad (2.40)$$

2.2.2 Análisis probabilista

La teoría que se expondrá a continuación sobre el análisis probabilística fue desarrollada por Bárcena y Romo (1994) para el programa de computadora RADSH que incorpora un tratamiento aleatorio de los eventos sísmicos para el análisis probabilista de la respuesta dinámica de depósitos de suelo.

La propagación de ondas de cortante está regida por la ecuación bidimensional:

$$G \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) + \eta \left(\frac{\partial^2 v}{\partial t \partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial t \partial z^2} \right) = \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (2.41)$$

donde $v = v(x, z, t)$ es el desplazamiento en la dirección del eje y ($\bar{u} = \bar{u}(ui + vj + wk)$) y $w = u = 0$. Si los desplazamientos armónicos con frecuencia ω pueden escribirse como:

$$v = l_1 e^{i(\omega t - k^* z)} \quad (2.42)$$

Sustituyendo (2.42) en (2.41) se tiene:

$$G \left(-k^{*2} l_1 + l_1'' \right) + \eta i \omega \left(-k^{*2} l_1 + l_1'' \right) = -\rho \omega^2 l_1 \quad (2.43)$$

si $G^* = G + i\omega\eta$ y haciendo

$$l_2 = G^* \frac{dl_1}{dz} \quad (2.44)$$

la ecuación (2.43) queda:

$$-k^{*2} G^* l_1 + \frac{dl_2}{dz} = -\rho \omega^2 l_1 \quad (2.45)$$

Con las ecuaciones (2.44) y (2.45) se puede formar el sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias abreviado:

$$\frac{d}{dz} \bar{f} = B \bar{f} \quad (2.46)$$

$$\text{donde } \bar{f} = \begin{Bmatrix} l_1 \\ l_2 \end{Bmatrix}, B = \begin{bmatrix} 0 & 1/G^* \\ k^{*2} G^* - \omega^2 \rho & 0 \end{bmatrix}$$

la solución de (2.46) se expresa:

$$\bar{f}_i = \bar{V}_j e^{[\lambda_j(z-z_0)]} \quad j=1,2 \quad (2.47)$$

donde z_0 es una profundidad de referencia; λ_j valor característico de B; $\bar{V}_j$ vector característico de B correspondiente al valor característico λ_j

Resolviendo la ecuación característica del sistema $B\bar{V}_j = \lambda_j \bar{V}_j$, se obtiene la base del espacio solución de la ecuación (2.46)

$$f_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ iG^* \alpha \end{Bmatrix} e^{i\alpha(z-z_0)} \quad (2.48)$$

$$f_2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -iG^* \alpha \end{Bmatrix} e^{-i\alpha(z-z_0)} \quad (2.49)$$

donde $\alpha^2 = \frac{\omega^2}{\beta^2} \cos^2 \theta$, θ es el ángulo de incidencia de la excitación respecto a la vertical, β es la velocidad de propagación del movimiento. Las ecuaciones (2.48) y (2.49) son soluciones particulares y linealmente independientes de la ecuación de movimiento (2.46), por lo tanto la solución general está dada por su combinación lineal $\bar{f} = F\bar{p}$, donde $F = [f_1 | f_2]$ y $\bar{p}$ es el vector de pesos y representa las amplitudes de la onda incidente I y reflejada R.

El vector desplazamiento-esfuerzo dado en términos de las amplitudes del campo incidente y reflejado en $z = z_0 = H$, está dado por $\left\{ \begin{matrix} l_1 \\ l_2 \end{matrix} \right\}_{z=H} = F \left\{ \begin{matrix} I \\ R \end{matrix} \right\}$ o:

$$\left\{ \begin{matrix} I \\ R \end{matrix} \right\} = F^{-1} \left\{ \begin{matrix} l_1 \\ l_2 \end{matrix} \right\}_{z=H} \quad (2.50)$$

Si la matriz B se mantiene constante en una cierta profundidad, la matriz propagadora entre z y z_0 , según el método de Euler para sistemas de ecuaciones diferenciales ordinarias, se define como:

$$P(z, z_0) = e^{(z-z_0)B} \quad (2.51)$$

Puede expresarse también como su serie de Taylor

$$P(z, z_0) = I + (z - z_0)B + \frac{1}{2!}(z - z_0)^2 B^2 + \frac{1}{3!}(z - z_0)^3 B^3 + \dots \quad (2.52)$$

La matriz propagadora así definida satisface la ecuación de movimiento (2.46):

$$\frac{d}{dz} P(z, z_0) = B P(z, z_0) \quad (2.53)$$

De la ecuación (2.52) se tiene $P(z, z_0) = I$. También:

$$\bar{f}(z) = P(z, z_0) \bar{f}(z_0) \quad (2.54)$$

Como $P(z, z_0) \bar{f}(z_0)$ satisface la ecuación de movimiento (2.46), y también da $\bar{f}(z_0)$ en $z = z_0$, con eso se tiene que $P(z, z_0)$ genera al vector desplazamiento-esfuerzo en la profundidad z al operar sobre el vector desplazamiento-esfuerzo en la profundidad z_0 .

La matriz propagadora, ecuación (2.51), puede expresarse en términos más sencillos utilizando manipulaciones algebraicas:

$$P(z, z_0) = \begin{bmatrix} \cos(z - z_0)\alpha_n & \frac{1}{G_n * \alpha_n} \sin(z - z_0)\alpha_n \\ -G_n * \alpha_n \sin(z - z_0)\alpha_n & \cos(z - z_0)\alpha_n \end{bmatrix} \quad (2.55)$$

Donde $\alpha_n = \sqrt{\frac{\omega^2}{\beta_n^2} - \frac{\omega^2}{\beta_{HS}^2}} \sin^2 \theta$, β_n es la velocidad de propagación del movimiento en el intervalo de profundidad (z, z_0) ; β_{HS} es la velocidad de propagación del movimiento en el semiespacio.

Con la ecuación (2.55) se tiene una forma explícita para expresar la matriz propagadora $P(z, z_0)$ en términos del espesor del estrato, de sus propiedades mecánicas, de la frecuencia de excitación y de su ángulo de incidencia.

Combinando las ecuaciones (2.50) y (2.54) se tiene $\begin{Bmatrix} I \\ R \end{Bmatrix} = F^{-1} A \begin{Bmatrix} l_1 \\ l_2 \end{Bmatrix}_{z=z_0}$, donde

$A = P(z_n, z_{n-1})P(z_{n-1}, z_{n-2}) \dots P(z_2, z_1)P(z_1, z_0)$. Si $z = 0$, se tiene superficie libre, por lo que la segunda componente del vector desplazamiento-esfuerzo es nulo, $l_2 = 0$, de donde:

$$I = \frac{1}{2} \left(A_{11} - \frac{I}{G_{HS}^* \alpha_{HS}} A_{21} \right) I_1 \quad (2.56)$$

$$R = \frac{1}{2} \left(A_{11} + \frac{i}{G_{HS}^* \alpha_{HS}} A_{21} \right) I_1 \quad (2.57)$$

A partir de las ecuaciones (2.54), (2.56) y (2.57) pueden obtenerse las funciones de transferencia con las cuales se caracteriza dinámicamente al depósito de suelo, Utilizando la teoría de vibraciones aleatorias, la respuesta del sistema lineal excitado por un proceso aleatorio y estacionario, está dado por la expresión:

$$P_y^j(\omega) = |H(\omega)|^2 P_x(\omega) \quad (2.58)$$

donde $P_y^j(\omega)$ es el espectro de potencia e el estrato j , $H(\omega)$ es la función de transferencia compleja que caracteriza al sistema y $P_x(\omega)$ es el espectro de potencia de la excitación.

La teoría del valor extremo establece que

$$S(T, p) = \gamma_{Tp} \sigma \quad (2.59)$$

Donde $S(T, p)$ es el valor extremo de una señal aleatoria, el cual tiene la probabilidad p de no ser excedido dentro del intervalo de duración $(0, T)$; σ es la desviación estándar del proceso aleatorio y γ_{Tp} es el factor pico.

Para calcular el espectro de potencia a partir del espectro de respuesta, se despeja $P_x(\omega)$ de la ecuación (2.59) (Romo, 1977)

$$P_x(\omega) = Pa \left\{ \left(\frac{Sa(\omega_0)}{\gamma_{Tp}} \right) - \int_0^{\omega_0} P_x(\omega) d\omega \right\}$$

Donde

$$Pa = \frac{1}{\left[\frac{(1 + 4\xi^2)\pi}{4\xi^2\lambda} (1 - e^{-2\xi\omega_0 T}) \right] \omega_0}$$

Donde ξ es el coeficiente de amortiguamiento crítico del oscilador. Éste no es un paso inmediato y se requiere un proceso iterativo para calcular $P_x(\omega_0)$.

2.2.2.1 Teoría de vibraciones aleatorias

Sea $a(t)$ una señal de aceleración cuyo espectro de Fourier es $A(f)$ definida con respecto al origen. Considerando el parámetro $\xi(t) = a(t)/A_{cm}$, donde A_{cm} es la aceleración cuadrática media, se puede demostrar que bajo circunstancias generales, los máximos valores de $\xi(t)$ tienen la siguiente densidad de probabilidades:

$$P(\xi(t)) = \varepsilon \phi\left(\frac{\xi(t)}{\varepsilon}\right) + (1 - \varepsilon^2)^{1/2} \xi(t) e^{-\xi(t)^2/2} \phi\left[\xi(t) \frac{\sqrt{1 - \varepsilon^2}}{\varepsilon}\right] \quad (2.60)$$

donde:

$$\varepsilon^2 = \frac{m_0 m_4 - m_2^2}{m_0 m_4} \quad (2.61)$$

m_0, m_2 y m_4 son los momentos estadísticos de orden 0, 2 y 4 de $A(f)^2$, que pueden ser evaluados mediante la expresión:

$$m_k = \frac{1}{\pi} \int_0^\infty (2\pi f)^{k+1} (A(f))^2 df \quad (2.62)$$

también en la ecuación (2.60)

$$\phi(x) = \frac{1}{\sqrt{2}} e^{-\frac{x^2}{2}} \quad (2.63)$$

haciendo uso del teorema de Parseval (Papoullis, 1965) como sigue:

$$A_{cm} = \sqrt{\frac{m_0}{T_d}} \quad (2.64)$$

donde, A_{cm} es la aceleración cuadrática media. En la expresión anterior, T_d es la duración de la fase intensa del evento que, de acuerdo con Reinoso y Ordaz (2001), para terrenos firmes estaría dada por:

$$T_d = 0.01e^M + (0.036M - 0.07)R + (4.8M - 16)(T_s - 0.5) \quad (2.65)$$

Donde $R = r_0$, distancia del hipocentro en caso de fuente finita, y está dada en km, M es la magnitud y T_s es el período dominante del sitio.

El parámetro ε mide el ancho de banda del espectro; si se tiene $\varepsilon = 0$, la distribución de probabilidades se transforma en distribución de Rayleigh, si $\varepsilon = 1$, se transforma en distribución gaussiana. Dado que es necesario conocer el valor máximo, se deriva la ecuación (2.60) para encontrarlo:

$$P_m(\xi(t)_{\max}) = \frac{\partial P(\xi(t)_{\max})^N}{\partial \xi(t)_{\max}} \quad (2.66)$$

Sustituyendo las ecuaciones anteriores (Cartwright y Longuett-Higgins, 1956) se obtiene:

$$P_m(\xi(t)) = N \left\{ \phi\left[\frac{\xi(t)}{\varepsilon}\right] - \sqrt{2\pi}k\phi\left[\xi(t)\right] \phi\left[\frac{\xi(t)k}{\varepsilon}\right]^{N-1} \right\} \left\{ \frac{1}{\varepsilon} \phi\left[\frac{\xi(t)}{\varepsilon}\right] + \sqrt{2\pi}k\phi\left[\xi(t)\right] \left[\xi(t)\phi\left(\frac{\xi(t)k}{\varepsilon}\right) - \frac{k}{\varepsilon} \phi\left(\frac{\xi(t)k}{\varepsilon}\right) \right] \right\} \quad (2.67)$$

Partiendo de esto se calculan los momentos estadísticos de $\xi(t)_{\max}$:

$$E(\xi(t)^k) = \int_{-\infty}^{\infty} \xi(t)^k P_m(\xi(t)_{\max}) d\xi(t)_{\max} \quad (2.68)$$

donde $k^2 = 1 - \varepsilon^2$. De la ecuación (2.68) puede demostrarse (Cartwright y Longuett-Higgins, 1956; Davenport, 1964) que si el logaritmo natural de N no es demasiado pequeño, son válidas las aproximaciones asintóticas:

$$E(\xi(t)_{\max}) = \sqrt{2\ln(N)} + \frac{\gamma}{\sqrt{2\ln(N)}} \quad (2.69)$$

donde γ es la constante de Euler ($\gamma = 0.577\dots$) y N es el número esperado de valores extremos, y se puede definir de la siguiente forma:

$$N = \frac{T_d}{\pi} \sqrt{\frac{m_2}{m_0}} \quad (2.70)$$

La esperanza de la aceleración máxima puede deducirse mediante la expresión:

$$E(a_{\max}) = A_{cm} E(\xi(t)_{\max}) \quad (2.71)$$

con esta expresión es posible obtener, de manera aproximada, espectros de respuesta de señales registradas, así como de eventos de los que sólo se conocen el espectro de Fourier y el contenido de frecuencias.

2.2.3 Métodos semiempíricos

El objetivo de las técnicas semiempíricas utilizadas para el estudio de la respuesta del suelo es la realización de mapas de zonificación. En dichos mapas se muestran e identifican los diferentes niveles de movimiento potencial del suelo.

2.2.3.1 Relación espectral estándar (Standard spectral ratio)

La técnica de la relación espectral estándar fue implantada por Borchardt (1970) y consiste en la comparación de registros, en el dominio de frecuencias de lugares en donde los efectos de fuente y de trayectoria de las ondas se suponen idénticos y se cancelan a través de los radios espectrales. Si se asume que el sitio de referencia no sufre amplificación, entonces estos radios espectrales son una estimación fiable de la respuesta de sitio.

La función de transferencia es la relación entre los desplazamientos máximos en dos puntos del terreno. Así, la relación espectral estándar es la correspondencia entre el espectro de Fourier en el suelo y el espectro de Fourier en la roca, y se conoce como función de transferencia empírica.

En el dominio del tiempo, el contenido de un registro se puede expresar como:

$$i(t) \rightarrow h_e(t) \rightarrow h_g(t) \rightarrow h_r(t) \rightarrow s(t)$$

Donde $i(t)$ representa la fuente, $h_e(t)$ es el camino seguido en la corteza por las ondas sísmicas, $h_g(t)$ representa las características geológicas de la zona, $h_r(t)$ representa los instrumentos de registro y $s(t)$ representa el sismograma.

En el dominio de las frecuencias, se escribe:

$$S(f) = I(f) \cdot H_e(f) \cdot H_g(f) \cdot H_r(f) \quad (2.72)$$

Borcherdt (1970) propuso que si se comparan los sismogramas obtenidos en sedimentos y roca en el dominio de frecuencias, dado que los aspectos comunes son la fuente, la trayectoria seguida por las ondas en la corteza terrestre y los instrumentos de registro, se obtiene la respuesta característica debida a la geología local. Se tiene entonces que:

$$\frac{S_s(f)}{S_b(f)} = \frac{H_{g_s}(f)}{H_{g_b}(f)} \quad (2.73)$$

Donde $S_s(f)$ y $S_b(f)$ son las señales en el suelo y en la roca, respectivamente; $H_{g_s}(f)$ y $H_{g_b}(f)$ representan la geología en suelo y roca respectivamente. Este resultado es válido si $I(f)$, $H_e(f)$ y $H_r(f)$ son iguales en los dos casos. Dado que los afloramientos rocosos no se encuentran frecuentemente cerca de los suelos y también pueden estar alterados, esta técnica presenta algunas limitaciones; además el nivel de ruido en el suelo y en la roca puede ser distinto y entonces las respuestas no son comparables (Lermo et al., 1993; Theodulis et al., 1996).

2.2.3.2 Los microtemblores

Los microtemblores son vibraciones caracterizadas por amplitudes de movimiento de 0.1 a 1 micras y su rango de períodos varía de 0.05-0.1 s, a 1-2 s. Estos movimientos son causados por el tránsito, maquinaria industrial y perturbaciones ambientales.

Las características espectrales de los microtemblores pueden correlacionarse con las condiciones geológicas locales. Por ejemplo, los períodos predominantes $T < 0.2s$ son indicativos de rocas duras, mientras que períodos predominantes $T > 0.2s$ son indicativos de depósitos de suelos blandos.

Existe gran cantidad de evidencia experimental que interpreta las frecuencias de pico observadas como las frecuencias fundamentales de resonancia de la zona estudiada (Lermo et al., 1988; Field et al., 1992; Hough et al., 1992; Yamanaka et al., 1993) para períodos superiores a 1 segundo. Sin embargo, para períodos menores esta correlación no es tan evidente. El grado de alteración del material también influye en las características espectrales de los microtemblores (Fig. 2.4).

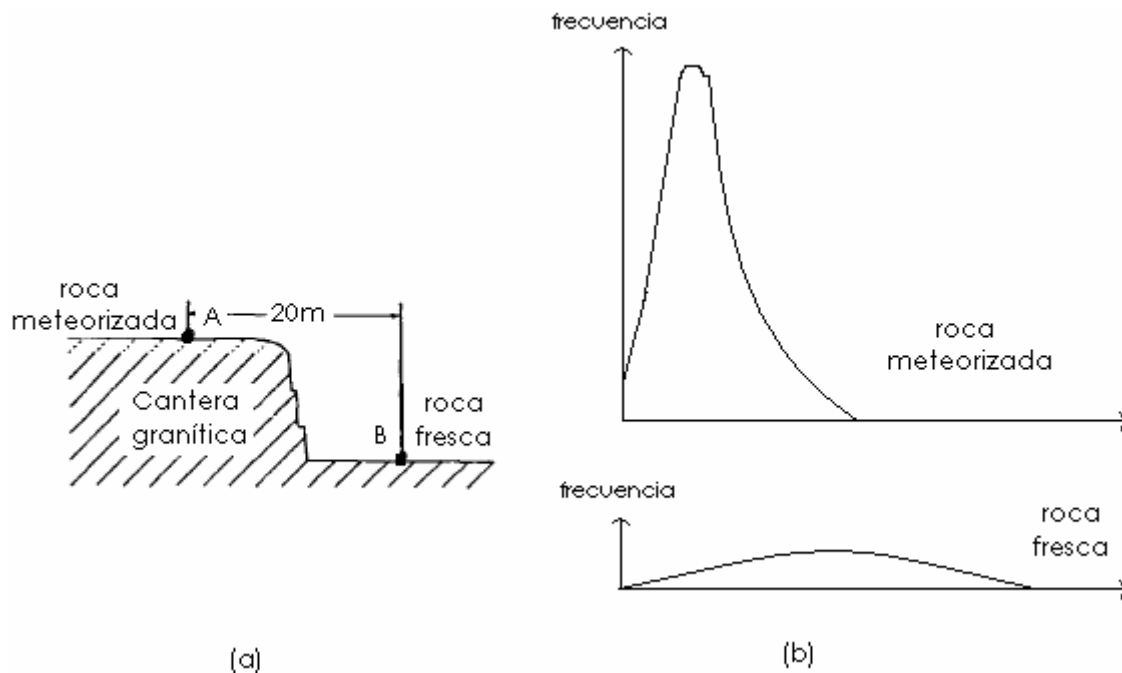


Fig. 2.4 (a) Localización de los registros. El punto A corresponde a la roca meteorizada y el punto B a la roca fresca. (b) Curvas de distribución de período de microtemblores en roca granítica. Se muestra la diferencia entre roca meteorizada y roca sana.

La técnica de microtemblores se introdujo en Japón para estimar la respuesta de sitio y a partir de ella se propuso la clasificación del suelo para su código de construcción. El uso de los microtemblores en Europa y Norteamérica es más reducido, debido a la dificultad mostrada en algunos casos para discriminar los efectos debidos a la fuente de los causados por las condiciones geológicas locales.

2.2.3.3 La técnica de Nakamura

Nakamura(1989) propuso que el cociente entre la componente horizontal y la componente vertical en el dominio de las frecuencias, era un buen estimador de la respuesta de sitio. Esta técnica se aplicó por primera vez a microtemblores de zonas urbanas de Japón. Nakamura supone que el radio espectral (la razón H/V) corresponde a la función de transferencia de los niveles superficiales sometidos a movimientos horizontales. Apoya su trabajo en el supuesto de que un microtemblor está compuesto por un cuerpo principal de ondas y por ondas superficiales Rayleigh, inducidas por fuentes artificiales (tránsito, industrias, etc.). Estas ondas superficiales se consideran perturbaciones que es necesario eliminar.

Con este fin, Nakamura propuso que:

- a) Las ondas Rayleigh solo afectan a la parte superior del depósito de suelo y en cambio no afectan a su base

- b) El efecto de las ondas Rayleigh es visible principalmente en el movimiento vertical, y por tanto se puede definir el radio:

$$E_s = \frac{S_{VS}}{S_{VB}} \quad (2.74)$$

Donde S_{VS}, S_{VB} corresponden al espectro de amplitudes de Fourier en la superficie S y en la base B del nivel, respectivamente. Esta relación toma el valor de 1 si no existe presencia de ondas Rayleigh y toma valores menores a 1 si se incrementa la presencia de estas ondas superficiales

- c) El efecto de la onda Rayleigh es igual en la superficie para el movimiento vertical y horizontal.

Nakamura propuso una función de transferencia corregida para ondas Rayleigh. Una expresión de la función de transferencia clásica es:

$$S_T = \frac{S_{HS}}{S_{HB}} \quad (2.75)$$

donde S_{HS} y S_{HB} corresponden al espectro de amplitud de Fourier en la superficie S y la base B del nivel del suelo, respectivamente. La función de transferencia modificada propuesta por Nakamura, es:

$$S_M = \frac{S_T}{E_s} = \frac{S_{HS} \cdot S_{VB}}{S_{HB} \cdot S_{VS}} \quad (2.76)$$

donde S_M es la función de transferencia modificada, S_T es la función de transferencia clásica, E_s es el radio definido en la ecuación (2.74) y S_{VB}, S_{VS} son los espectros de Fourier en la base y la superficie del estrato, respectivamente.

Esta ecuación se simplificó a partir de los resultados en tres ciudades Japonesas, para el rango de frecuencias de 0.1 a 20 Hz, establecían que:

$$\frac{S_{HB}}{S_{VB}} \cong 1 \quad (2.77)$$

Por tanto, la función de transferencia de Nakamura queda:

$$S_M = \frac{S_{HS}}{S_{VS}} \quad (2.78)$$

Esto indica que la función de transferencia se puede obtener con una única medida en la superficie. El fundamento teórico de esta técnica se ha cuestionado (Lachet y Bard, 1994)

pero estudios experimentales muestran que cuando es empleada para suelos blandos se muestra un pico claro que está correlacionado con la frecuencia de resonancia fundamental. Otros estudios, sin embargo, concluyen que la amplitud en este pico no está bien correlacionada con la amplificación de la onda S en la frecuencia de resonancia, sino que depende del radio de Poisson cerca de la superficie.

Salvo estas limitaciones, la técnica de Nakamura es sencilla y económica.

2.3 Estudio de casos prácticos de diseño

Análisis de respuesta de sitio

Para realizar el análisis de respuesta de sitio deben seguirse los siguientes pasos:

1. Se determinan las características de los movimientos que pueden desarrollarse en la formación rocosa bajo el sitio y se selecciona un acelerograma con estas características. Los parámetros más importantes a considerar en un sismo, son la aceleración máxima, el período predominante y la duración efectiva.
2. Se determinan las propiedades dinámicas del depósito de suelo. Las relaciones promedio entre el módulo de rigidez dinámico y las relaciones de amortiguamiento como función de las deformaciones y las propiedades estáticas, han sido ya establecidas para varios tipos de suelos.
3. Se calcula la respuesta del depósito de suelo al movimiento aplicado en la base del mismo. Un método de análisis unidimensional puede ser usado si la estructura del suelo es esencialmente horizontal.

Los primeros dos puntos han sido revisados con anterioridad y se procede a estimar la respuesta del perfil del suelo establecido, al sismo que se escogió como movimiento de entrada. Para ello se empleó el programa de computadora SHAKE (Schnabel et al., 1970) que permite calcular la respuesta en un sistema de capas homogéneas y viscoelásticas de extensión horizontal infinita, sujetas a ondas de cortante que viajan verticalmente. El programa está basado en la solución continua de la ecuación de onda, adaptada para el uso de movimientos transitorios a través del algoritmo de la transformada rápida de Fourier. La no linealidad del módulo de rigidez y el amortiguamiento se toma en cuenta utilizando propiedades lineales equivalentes del suelo; así, empleando un procedimiento iterativo, se obtienen valores del módulo de rigidez y del amortiguamiento, compatibles con las deformaciones efectivas en cada capa. Las siguientes consideraciones se asumen en el análisis:

1. El sistema de suelo se extiende infinitamente en la dirección horizontal
2. Cada capa en el sistema está completamente definida por su módulo de rigidez, su radio crítico de amortiguamiento, su densidad y su espesor. Estos valores son independientes de la frecuencia.

3. Las respuestas en el sistema son causadas por la propagación ascendente de ondas de cortante provenientes de la capa dura del perfil de suelo.
4. Las ondas de cortante están dadas como valores de aceleración para intervalos de tiempo igualmente espaciados. La repetición cíclica de la historia de aceleraciones está implícita en la solución.
5. La dependencia de las deformaciones del módulo de rigidez y el amortiguamiento está considerada para un procedimiento lineal equivalente basado en deformaciones efectivas promedio calculadas para cada capa.

2.3.1 Aplicación de los reglamentos

2.3.1.1 Reglamento de construcciones del Distrito Federal (RCDF). Normas complementarias técnicas para diseño por sismo. 2004

El primer caso de estudio se localiza en el Lago de Texcoco, en el Valle de México. Se emplearán los registros de la estación Sosa; esta estación está colocada directamente sobre un depósito de suelo blando y ha registrado gran cantidad de sismos, incluyendo el de 1985 en Michoacán.

Condiciones del subsuelo

El perfil estratigráfico de la zona (Fig. 2.5) se compone de una costra de arcilla desecada en la parte superior, que se extiende a una profundidad de 1 m, aproximadamente; bajo ella hay una capa de arcilla blanda de 25 m de espesor con un gran número de lentes limo arenosos, arcilla arenosa y arena limosa. El contenido de agua de estos materiales varía de 190 a 295% y el índice de plasticidad se encuentra en un rango de 139 a 265%. Bajo la arcilla hay una capa de limo arenoso muy denso de 4 m de espesor $((N_1)_{60}$ mayor a 65) combinado con ceniza volcánica, que descansa sobre arcilla rígida $((N_1)_{60}$ aproximadamente de 9) de 60 m de profundidad. Bajo esta elevación, se halla un estrato limo arenoso muy denso $((N_1)_{60}$ mayor a 100).

Espectros para diseño sísmico

Cuando se aplique el análisis dinámico modal se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = \begin{cases} a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ c; & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ qc; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (2.79)$$

Donde $q = \left(\frac{T_b}{T} \right)^r$, a es la aceleración espectral para el terreno, a_0 es la aceleración pico, c es el coeficiente sísmico que corresponde a la ordenada espectral mayor; T_a and T_b son los períodos de referencia, mayor y menor, respectivamente.

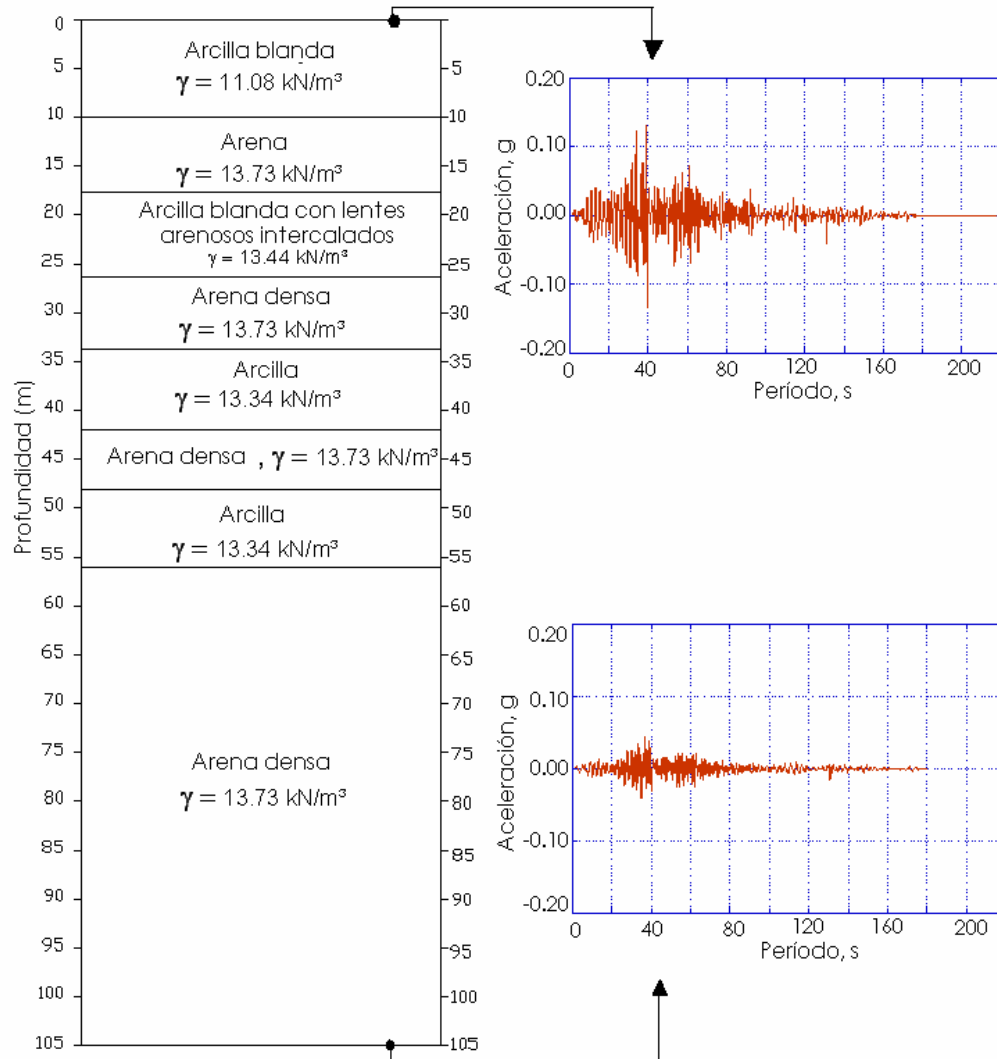


Fig. 2.5. Perfil estratigráfico de la zona con las historias de aceleración correspondientes, registradas en la estación Sosa.

La zona de estudio está localizada en el límite entre las zonas de lago y de transición, se observa variabilidad en el movimiento del suelo en esta región (Mayoral et al., 2007). El RCDF clasifica esta área como no suficientemente estudiada, por lo que se proveen lineamientos generales para el espectro de diseño. En la Fig. 2.7 se observan los espectros recomendados por el RCDF, comparados con la forma empírica obtenida directamente de las respuestas medidas en el sitio (Mayoral et al., 2007). Los parámetros

que concuerdan mejor con el contenido de frecuencias para sismos de gran magnitud observado en los registros, dados por una envolvente, están sombreados en la Tabla 2.1 y corresponden a la zona III_b.

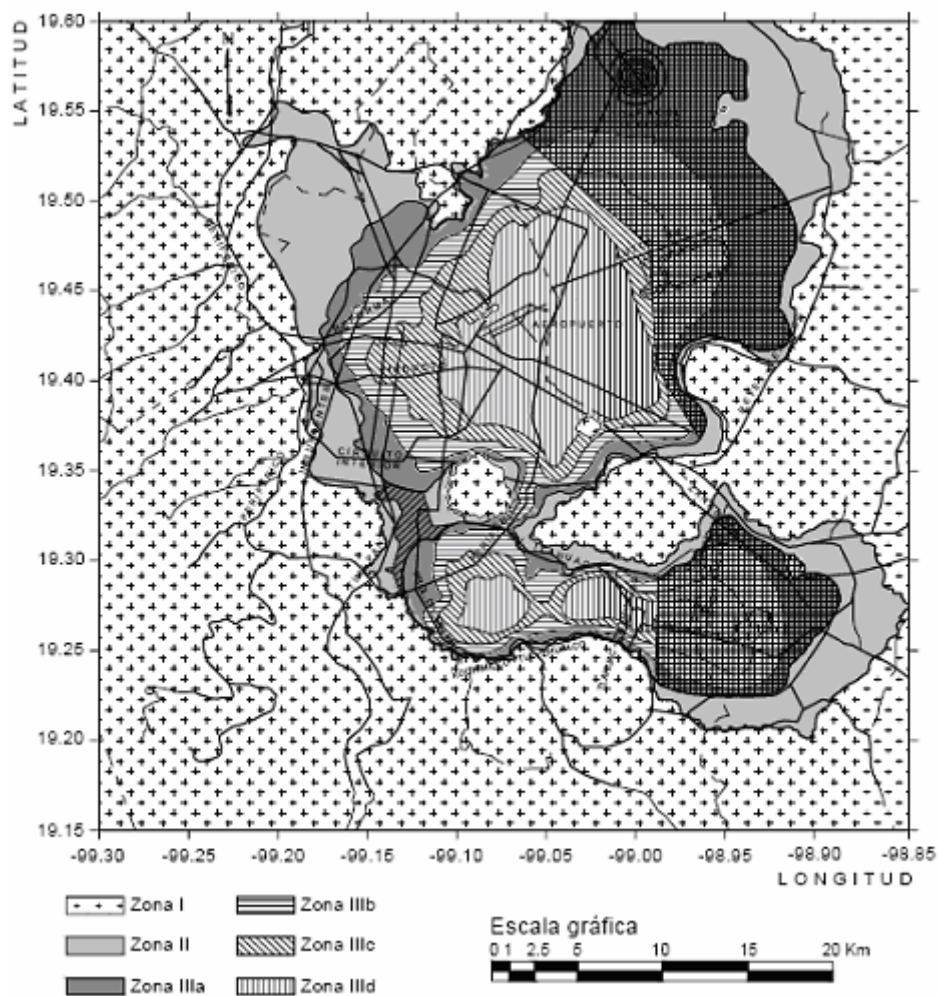


Fig. 2.6. Zonificación sísmica de la Ciudad de México

Tabla 2.1. Valores de los parámetros para el RCDF

Zona	c	a_0	T_a	T_b	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

Análisis de respuesta de sitio

Para el análisis se empleó el movimiento sintético en roca generado por Mayoral et al. (2007) para la región, junto con el perfil de suelo mostrado en la Fig. 2.5.

Los resultados calculados con SHAKE, el espectro de diseño correspondiente y la respuesta medida durante el sismo de Michoacán de 1985, se muestran en la Fig. 2.8. Como puede observarse, aunque el espectro de respuesta propuesto por el RCDF captura las ordenadas espectrales máximas, no logra capturar el contenido de frecuencia, excediendo la respuesta actual para períodos mayores a 2 s.

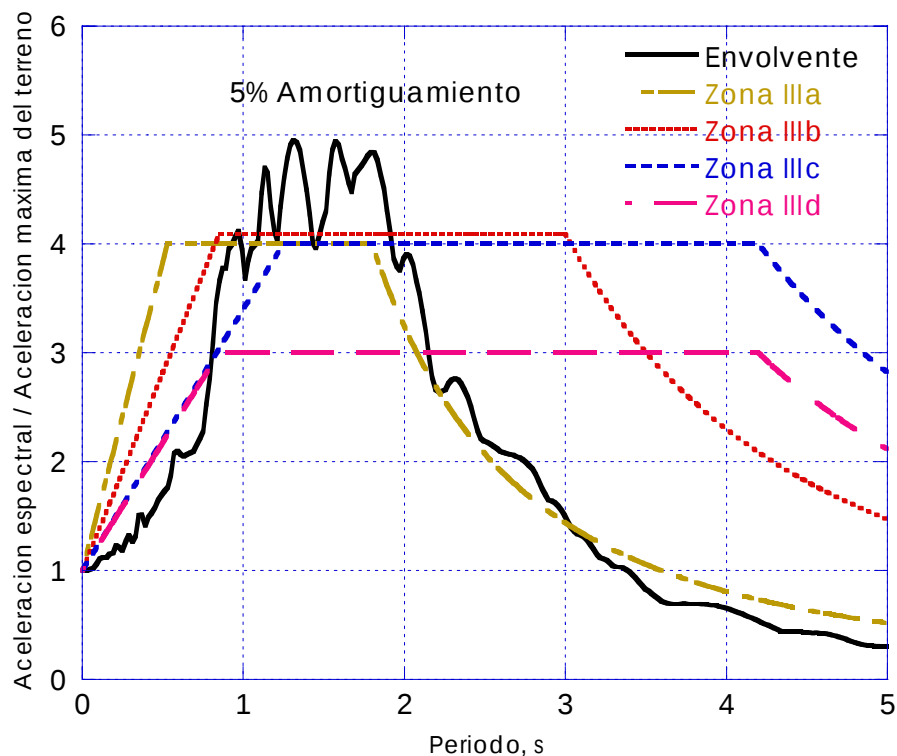


Fig. 2.7. Espectros de respuesta recomendados por el RCDF y la forma espectral derivada empíricamente para el sitio

Aunque se puede debatir que la forma espectral derivada empíricamente, que incluye el sismo de Michoacán de 1985, puede sufrir una ampliación para terremotos de magnitud más grandes ($M_s > 8.1$), la ordenada espectral también tenderá a disminuirse (Romo et al., 2007). Esto puede llevar a un diseño sísmico más conservador cuando se usan las provisiones dadas por el RCDF.

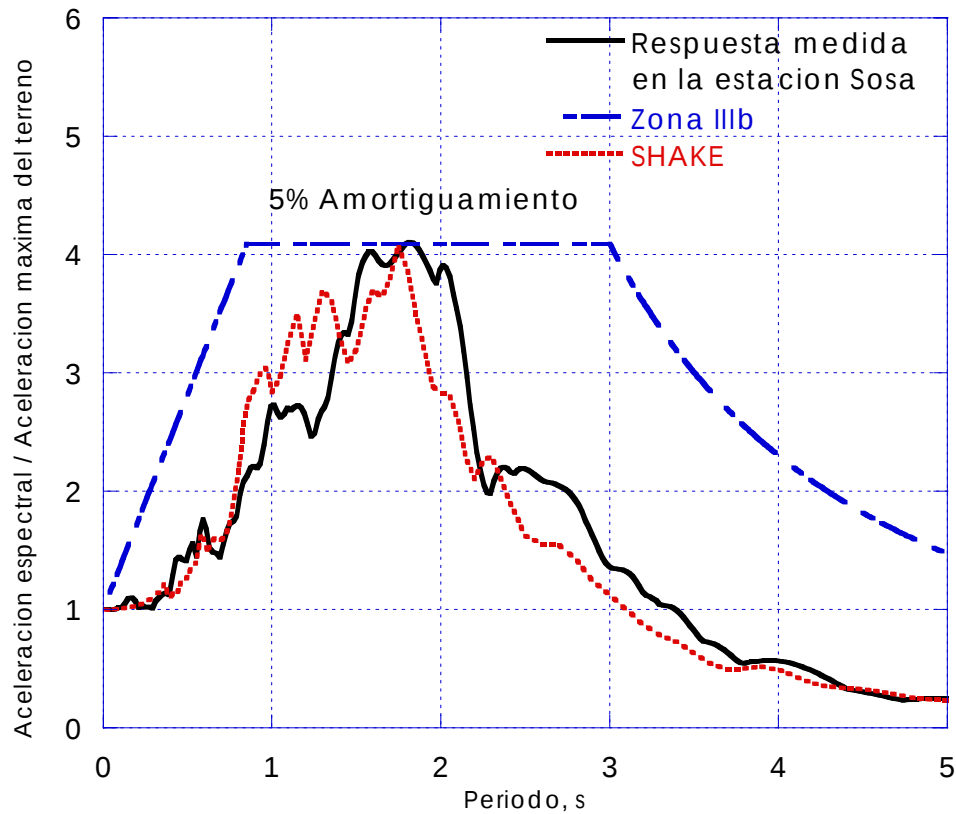


Fig. 2.8. Comparación de espectros de respuesta, RCDF

2.3.1.2 Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo. Comisión Federal de Electricidad (MDOC), 1993

Espectros para diseño sísmico

Las ordenadas del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresadas como fracción de la aceleración de la gravedad, están dadas por las siguientes expresiones:

$$a = \begin{cases} a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ c; & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ c \left(\frac{T_b}{T} \right)^r; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (2.80)$$

donde:

a_0 , es el coeficiente de aceleración del terreno

c , es el coeficiente sísmico

T , el período natural de interés

T_a y T_b son dos períodos característicos que delimitan la meseta
 r , es un exponente que define la parte curva del espectro de diseño

El Distrito Federal se halla en la zona sísmica B (Fig.2.10) y el suelo de la zona de estudio corresponde al suelo tipo III definido por este manual:

Tipo III. Terreno blando: Depósitos de suelo con período fundamental de vibración y velocidad efectiva de propagación tales que se cumple la relación $\beta_c T_s + \beta_s T_c < \beta_c T_c$

Para las ciudades de México y Acapulco son aplicables las microrregionalizaciones sísmicas realizadas con motivo de su reglamentación sísmica.

Tabla 2.2. Valores para el Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC)

Zona sísmica	Tipo de suelo	a_0	c	$T_a(s)$	$T_b(s)$	R
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	$\frac{1}{2}$
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	$\frac{2}{3}$
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	$\frac{1}{2}$
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	$\frac{2}{3}$
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	$\frac{1}{2}$
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	$\frac{2}{3}$
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	$\frac{1}{2}$
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	$\frac{2}{3}$
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

Los espectros de diseño especificados son aplicables a estructuras del grupo B. Para estructuras del grupo A, los valores de las ordenadas espectrales deberán multiplicarse por 1.5, a fin de tener en cuenta la importancia de la estructura. Cabe aclarar que los espectros de diseño estipulados son válidos para estructuras de edificios; las modificaciones pertinentes para extenderlos a otras construcciones se indican en las secciones correspondientes a los tipos de estructuras considerados en este manual.

Análisis de respuesta de sitio

Para el análisis de respuesta de sitio se consideran los valores del espectro de respuesta calculado con el programa SHAKE y los medidos en la estación Sosa, para compararlos con el espectro de diseño propuesto por la Comisión Federal de Electricidad en el MDOC (Fig. 2.11).



Fig. 2.10. Mapa de regionalización sísmica de la República Mexicana

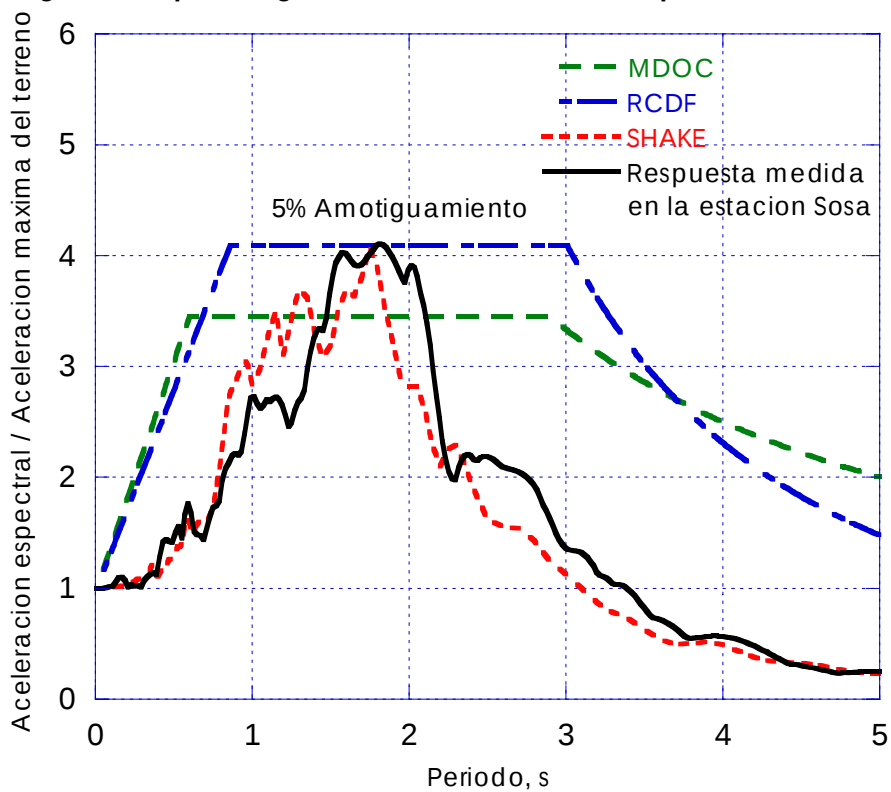


Fig. 2.11. Comparación de espectros de repuesta, MDOC

La Fig. 2.11 muestra que el MDOC no captura totalmente las ordenadas espectrales máximas, pues es menor que el propuesto por el RCDF, mostrado también en la figura. También rebasa la respuesta para períodos mayores a 2 s.

2.3.1.3 International Building Code, 2000

El Segundo caso de estudio corresponde al sitio localizado en Treasure Island, en los Estados Unidos de América (Fig. 2.12). Junto a Treasure Island se muestra la estación en roca de la isla Yerba Buena, en donde se registró el sismo de entrada utilizado para este análisis.



Fig. 2.12. Localización del caso de estudio y la estación en roca, Yerba Buena

Condiciones del subsuelo

Treasure Island es una isla de 400 acres hecha artificialmente por llenado hidráulico; fue construida sobre arena natural y lodo de bahía. El perfil geológico y las propiedades del suelo han sido caracterizados y se dispone de amplia literatura (Ej., Gibbs et al., 1992; Idriss, 1993; De Alba et al., 1993). El sitio ha sido instrumentado con arreglos verticales y los registros de gran número de sismos constituyen una base de datos para calibración y validación de modelos constitutivos para análisis de respuesta de sitio (Ej., Lok, 1999; Elgamal, 1996a y 1996b). La Fig. 2.13 muestra el perfil del suelo, las historias de aceleraciones y la distribución de velocidad de onda cortante. Como puede verse, el perfil estratigráfico consiste de un relleno de arena de 13 m que descansa sobre 16 m de lodo de bahía; bajo éste se alternan capas de arena densa y lodo de bahía antiguo hasta una

profundidad de 91 m, seguidos por lutita meteorizada hasta los 98 m, donde se encuentra la roca sana.

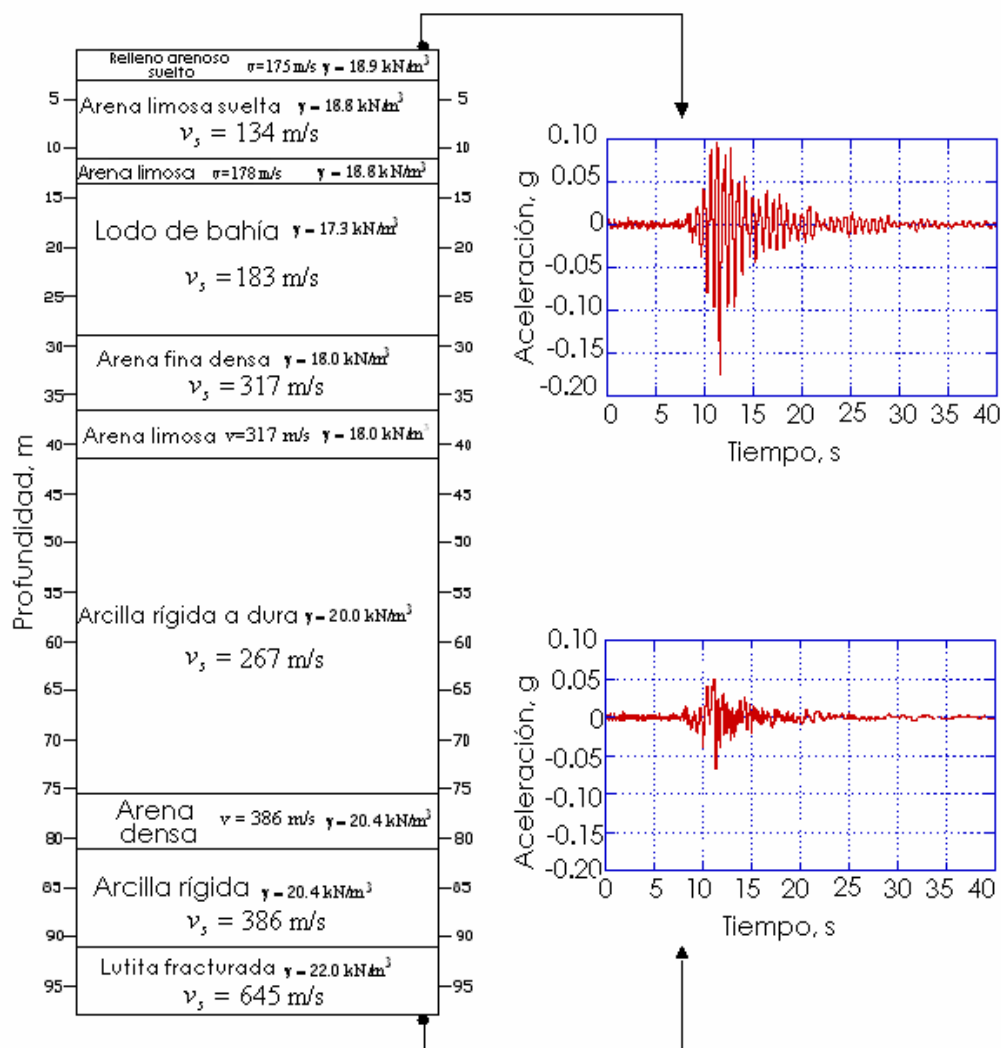


Fig. 2.13. Perfil estratigráfico de Treasure Island con las historias de aceleración correspondientes (Balakrishnan, A., 1998)

Espectro de respuesta

El espectro de respuesta de diseño general debe ser elaborado de la siguiente manera:

1. Para períodos menores o iguales a T_0 , la aceleración espectral de diseño, S_a , está dada por la siguiente ecuación:

$$S_a = 0.6 \frac{S_{DS}}{T_0} T + 0.4 S_{DS} \quad (2.81)$$

2. Para períodos mayores o iguales que T_0 , la aceleración espectral de diseño, S_a , es igual a S_{DS}
3. Para períodos mayores que T_s , la aceleración espectral de diseño está dada por la ecuación:

$$S_a = \frac{S_{DI}}{T} \quad (2.82)$$

Donde

S_{DS} , aceleración espectral de diseño para períodos cortos y se determina como:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.83)$$

S_{DI} , aceleración espectral de diseño para el período $T = 1s$,

$$S_{DI} = \frac{2}{3} S_{MI} \quad (2.84)$$

T , período fundamental de la estructura

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{DI}}{S_{DS}} \quad (2.85)$$

$$T_s = \frac{S_{DI}}{S_{DS}} \quad (2.86)$$

S_{MS} , aceleración espectral máxima considerada y se calcula como: $S_{MS} = F_a S_s$

S_{MI} , aceleración espectral máxima considerada para el período $T = 1s$, se obtiene de la ecuación, $S_{MI} = F_v S_I$

F_a , coeficiente de sitio definido por las aceleraciones espectrales en períodos cortos

F_v , coeficiente de sitio definido por aceleraciones espectrales para períodos de 1 segundo

S_s , aceleraciones espectrales medidas para períodos cortos

S_I , aceleraciones espectrales medidas para períodos de 1 segundo

Dado que en la zona de proyecto se tienen velocidades de onda de cortante menores a $600 \frac{ft}{s} \left(183 \frac{m}{s} \right)$, se tiene un sitio clase E (Tabla 2.3).

Tabla 2.3. Definición de clase de sitio

Clase de sitio	Nombre del perfil de suelo	Propiedades promedio		
		Velocidad de onda de cortante $\bar{v}_s$, ft/s	Resistencia a la penetración estándar, $\bar{N}$	Esfuerzo cortante no drenado del suelo $\bar{s}_u$, psf
A	Roca sana	$\bar{v}_s > 5,000$	0.09	0.28
B	Roca	$2500 < \bar{v}_s \leq 5000$		
C	Suelo muy denso y roca suave	$1200 < \bar{v}_s \leq 2500$		
D	Suelo rígido	$600 < \bar{v}_s \leq 1200$		
E	Suelo blando	$\bar{v}_s < 600$		
E	-----	Cualquier perfil con más de 10 pies de suelo teniendo las siguientes características: 1. Índice de plasticidad $PI > 20$ 2. Contenido de humedad $w \geq 40\%$ 3. Esfuerzo cortante no drenado $\bar{s}_u < 500 \text{ psf}$		
F	-----	Cualquier perfil con suelos que tengan una o más de las siguientes características: 1. Suelos vulnerables a potencial de falla o colapso bajo carga sísmica tales como suelos licuables, arcillas rápidas y altamente sensitivas		

Los parámetros $s_s = 1.5$ and $s_1 = 0.6$ fueron obtenidos del mapa de aceleraciones espectrales para periodos cortos y de 1 s, respectivamente. Dadas las características del suelo en el sitio de estudio se requiere una caracterización y análisis de respuesta obligatorio, por lo que los parámetros F_v y F_a no pueden ser definidos. Sin embargo, y sólo con propósitos comparativos, en este trabajo estos valores fueron definidos como 2.0 y 0.8, respectivamente. De estos parámetros se calcularon las variables faltantes para obtener el espectro de respuesta (Tabla 2.4)

Tabla 2.4. Parámetros utilizados para definir el espectro de respuesta de acuerdo al IBC

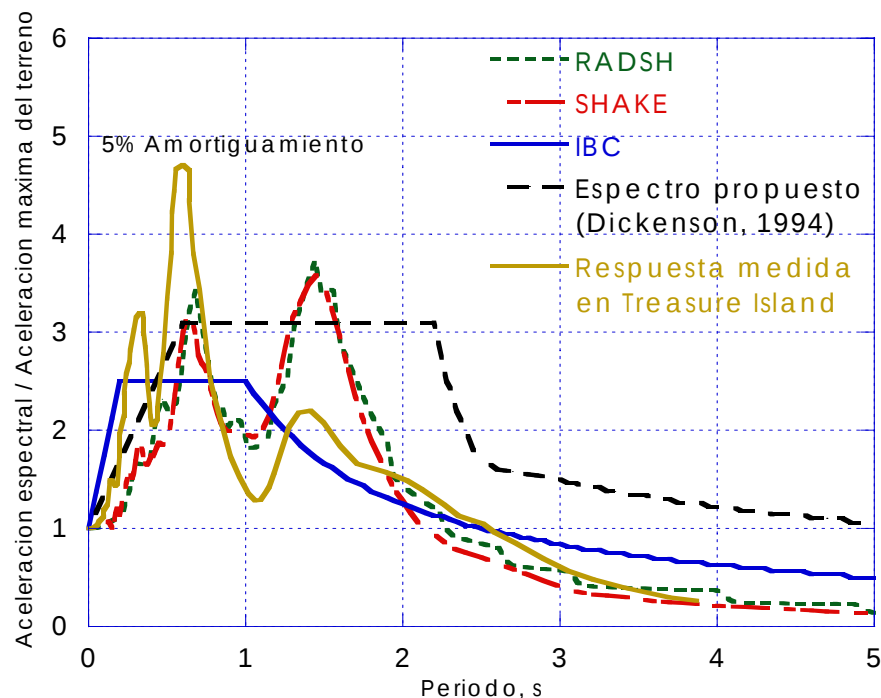
Parámetro	Descripción	Valor
T_0	$0.2S_{D1}/S_{DS}$	0.20
S_{DS}	Design spectral response acceleration at short periods	0.80
S_{D1}	Design spectral response acceleration at 1 second period	0.80
T_s	S_{D1}/S_{DS}	1.00
S_{MS}	Maximum earthquake spectral acceleration for short periods	1.20
S_{M1}	Maximum earthquake spectral acceleration at 1 second period.	1.20

Análisis de respuesta de sitio

Como en el caso previo, un análisis unidimensional de propagación de ondas fue realizado usando propiedades lineales equivalentes.

Los registros medidos en la estación Yerba Buena durante el sismo de Loma Prieta de 1989 fueron utilizados como movimiento de entrada y se realizaron dos análisis: probabilista y determinista.

Los análisis convencionales deterministas fueron hechos con SHAKE, mientras que los estocásticos fueron hechos con RADSH (Bárcena y Romo, 1994); este programa utiliza el valor corriente y la teoría de vibraciones casuales para tomar en cuenta la aleatoriedad del movimiento de entrada que se define a través de un espectro de respuesta. La Fig. 2.14 muestra los resultados obtenidos con el IBC y de los análisis de respuesta de sitio.


Fig. 2.14. Comparación de espectros de respuesta, IBC.

Esta figura también muestra el espectro de respuesta del movimiento registrado en Treasure Island durante el mismo evento sísmico, junto con una modificación al reglamento propuesta por Seed y Dickenson (1994). Estos autores realizaron estudios para evaluar las características generales de la respuesta de sitio sísmica de varios sitios idealizados en la bahía de San Francisco y con ello hicieron recomendaciones para clasificar el sitio y modificar los espectros de respuesta dados por el IBC; más tarde dichos estudios fueron incluidos en la tesis doctoral de Dickenson (1994) quien presentó las figuras con los cambios correspondientes. Como puede observarse (Fig. 2.14) el espectro propuesto por Dickenson (1994) es más adecuado para cubrir las ordenadas espectrales medidas y capturar el contenido de frecuencias.

2.3.1.4 Normas colombianas de diseño y construcción sismo-resistente NSR – 98

El último caso de estudio corresponde a Ingeominad, localizado en Bogotá, Colombia (Fig. 2.15). Este sitio está instrumentado con estaciones simológicas.

Los datos obtenidos durante el sismo de Tauramena de 1995, fueron utilizados para el análisis.



Fig. 2.15. Localización de Ingeominas

Espectro de diseño

La forma del espectro elástico de aceleraciones, para un coeficiente de amortiguamiento crítico de 5%, que se debe utilizar en el diseño, se define por medio de la ecuación:

$$S_a = \frac{1.2A_a SI}{T} \quad (2.87)$$

Para períodos de vibración menores a T_c , calculado de acuerdo con la ecuación $T_c = 0.48S$, el valor de S_a puede limitarse al obtenido de la ecuación

$$S_a = 2.5A_a I \quad (2.88)$$

Para períodos de vibración mayores que T_L , calculados de acuerdo con la ecuación $T_L = 2.4S$, el valor de S_a no puede ser menor que el dado por la ecuación

$$S_a = \frac{A_a I}{2} \quad (2.89)$$

Cuando se utilice el análisis dinámico, para períodos de vibración diferentes del fundamental, en la dirección de estudio, menores de T_0 ($T_0=0.3$ s), el espectro de diseño puede obtenerse como

$$S_a = A_a I(1.0 + 5.0T) \quad (2.90)$$

Donde

A_a , coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para diseño

I , coeficiente de importancia

S , coeficiente de sitio

S_a , valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado.

Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad

T , período de vibración

T_c , período de vibración correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendiente del mismo.

T_L , período de vibración, correspondiente al inicio de la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos largos.

Las Tablas 2.5, 2.6 y 2.7 muestran, en los renglones sombreados, los valores empleados para obtener el espectro de respuesta para la zona de Ingeominas.

Tabla 2.5. Valor de A_a y nivel de amenaza sísmica según la región del mapa de la Fig. 2.16

Región N°	A_a	Amenaza sísmica
10	0.45	Alta
9	0.40	Alta
8	0.35	Alta
7	0.30	Alta
6	0.25	Alta
5	0.20	Intermedia
4	0.15	Intermedia
3	0.10	Baja
2	0.075	Baja
1	0.05	Baja

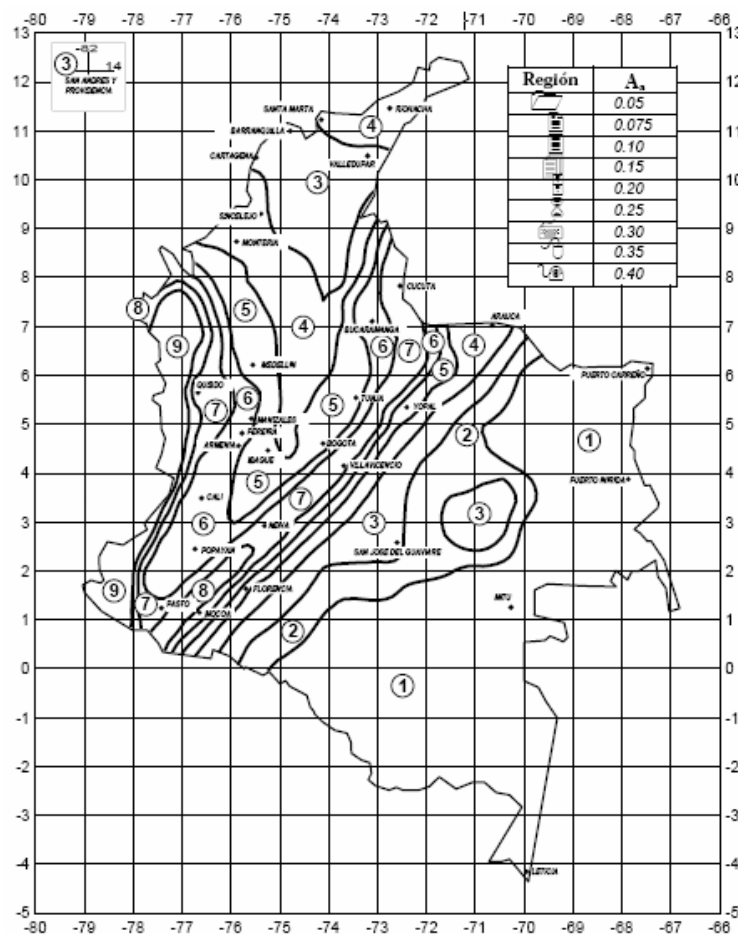


Fig. 2.16. Zonificación sísmica de Colombia

Tabla 2.6. Valores del coeficiente de sitio, S

Propiedades del suelo	Tipo de perfil de suelo	Coeficiente de Sitio
-Material rocoso con velocidad de la onda de cortante (v_s) mayor de 750 m/s -Suelos duros o densos compuestos de depósitos de arenas, gravas o arcillas duras con $v_s > 400$ m/s	S_1	1.0
-Suelos duros o densos compuestos de depósitos de arenas, gravas o arcillas duras con $v_s > 400$ m/s -Suelos de consistencia media con v_s entre 270 y 400 m/s	S_2	1.2
-Arcillas blandas con espesor menor a 12 m y arcillas de dureza entre mediana y blanda con v_s entre 150 y 270 m/s	S_3	1.5
-Arcillas blandas con velocidad de la onda de cortante menor de 150 m/s y espesor mayor a 12 m	S_4	2.0

Tabla 2.7. Valores del coeficiente de importancia, I

Tipo de estructura	Grupo de uso	Coeficiente de importancia, I
Estructuras de ocupación normal	I	1.0
Estructuras de ocupación especial	II	1.1
Edificaciones de atención a la comunidad	III	1.2
Edificaciones indispensables	IV	1.3

De acuerdo al Decreto 074 que complementa las NSR, la forma del espectro de respuesta de diseño, para un amortiguamiento del 5%, está dada por la siguiente ecuación, para periodos menores a T_0 :

$$S_a = A_m + (A_m / T_0)(2.5F_a - 1)T \quad (2.91)$$

Para periodos menores a T_c y mayores a T_0 , S_a se calcula con la ecuación:

$$S_a = 2.5A_m F_a \quad (2.92)$$

Para periodos mayores a T_c , S_a no puede ser menor que la obtenida por la ecuación:

$$S_a = \frac{A_n F_v}{T^{2.5}} \quad (2.93)$$

Donde: A_m es la aceleración pico de diseño, A_n es la aceleración nominal, T_0 es el período corto, S_a es el valor de la aceleración espectral de diseño, T es el período de vibración, T_c es el período de vibración correspondiente a la transición entre la zona de aceleración

constante y la parte baja, y T_L es el período de vibración correspondiente al inicio de la aceleración constante.

F_a es el factor de amplificación de la aceleración y F_v es el factor de amplificación para la aceleración constante.

De acuerdo a las zonas sísmicas presentadas en Bogotá, el sitio de estudio corresponde a la Zona de Lago. Los parámetros para ambas zonas de lago están presentadas en la Tabla 2.8.

Los espectros de respuesta obtenido siguiendo las recomendaciones del reglamento para ambas zonas y el medido se presentan en la Fig. 2.17.

Tabla 2.8. Parámetros dados por las NSR

Parámetro	Zona de Lago A	Zona de Lago B
A_m	0.25	0.16
T_0	0.50	0.50
T_c	3.00	3.00
T_L	5.71	5.71
A_n	0.30	0.20
F_a	1.00	1.00
F_v	32.48	31.18

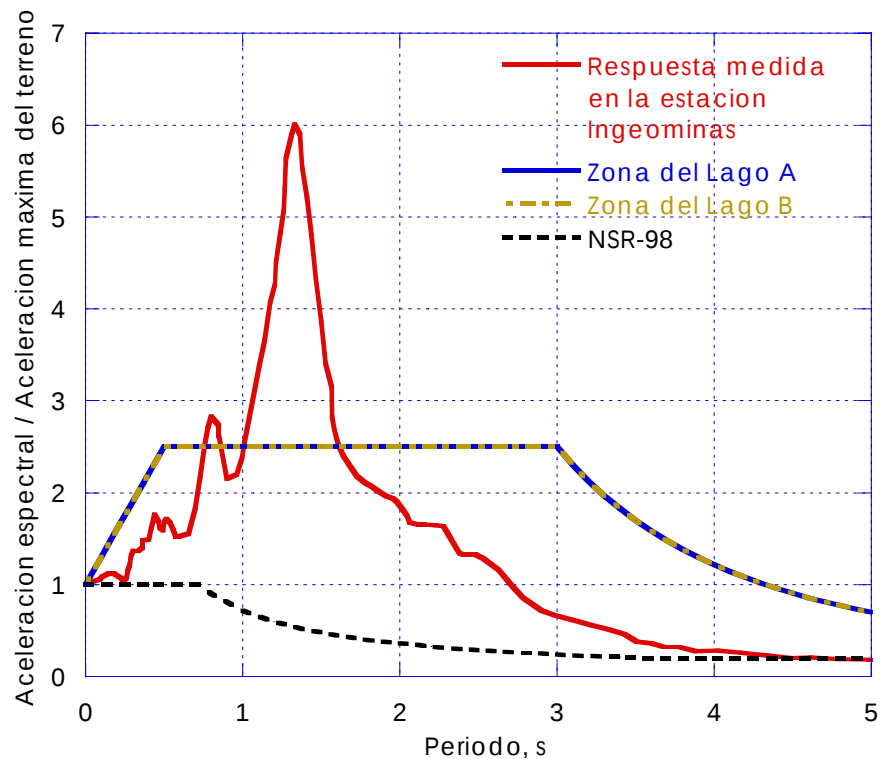


Fig. 2.17. Comparación de espectros de respuesta

Como se puede observar, al normalizar los espectros, la Zona de Lago A y la B, tienen la misma forma, sin embargo éstos no logran predecir las ordenadas espectrales máximas, aunque son más acertados que el espectro propuesto por las NSR-98. Los valores propuestos por las NSR-98 para la zona de Ingeominas no están bien establecidos. Después de hacer las comparaciones entre los resultados obtenidos a partir de estudios de respuesta sísmica de sitio para sectores del norte de Bogotá y los resultados obtenidos mediante la microzonificación sísmica de la ciudad, del año de 1997, se han encontrado variaciones en cuanto a los valores de aceleración espectral. Además se ha observado que la forma y el tamaño de los espectros recomendados por la Microzonificación Sísmica de Bogotá (MZSB) han generado sobredimensionamientos significativos en cuanto a la construcción de estructuras y su refuerzo, lo cual resulta importante en los costos de construcción (Rodríguez, 2005). Por ello, resulta necesario realizar nuevos estudios para modificar estos espectros de respuesta, tomando en cuenta los datos geotécnicos de estos sectores, el material encontrado, y los cambios morfológicos y ambientales que provocan variaciones en la respuesta dinámica del suelo.

2.3.2 Evaluación del nivel de conservatismo exhibido en los Reglamentos

Los resultados presentados aquí sobre la efectividad de algunos de los reglamentos más utilizados en América, resaltan la importancia de estudios de sitio específicos y análisis dinámicos de respuesta de sitio, para asegurar que ambos, la intensidad y el contenido de frecuencias, estén debidamente capturados. Es imperativo evaluar correctamente el grado de conservatismo dado por los reglamentos, considerando que se refleja directamente en ganancias económicas. En general, los espectros de respuesta recomendados por los códigos aquí analizados, son elásticos y especificados para la superficie del campo libre. Algunos otros factores que ninguno de estos códigos considera en la definición del espectro son (Romo et al., 2007):

- 1) La atenuación de la intensidad del sismo con la profundidad
- 2) Los efectos de propagación bidimensionales y tridimensionales que podrían afectar de manera importante el riesgo sísmico de los edificios, incrementado las ondas generadas en la superficie por el fenómeno de interacción, que puede imponerse a las ondas de tren primarias entrantes (Romo, 1991)
- 3) El concepto de diseño con base en el desempeño sísmico.

Aunque es una gran ventaja contar con maneras sencillas de estimar la respuesta de sitio en las zonas cubiertas por los Reglamentos, existen algunos defectos en los espectros de respuesta propuestos que deben ser tomados en cuenta para evitar fallas en el diseño y la construcción (Romo et al., 2007).

Primero, ninguno de los Códigos de Construcción, previamente mencionados, toma en cuenta el efecto que, lentes de materiales rígidos intercalados en capas más blandas,

pueden tener en la respuesta dinámica del depósito de suelo. Como ha sido señalado por varios autores (e.g. Seed et al., 1999; Romo, 1995), las pequeñas variaciones en los perfiles de velocidad de onda de cortante pueden llevar a cambios importantes en la respuesta de sitio. La Fig. 2.18 muestra los perfiles de velocidad medidos en dos sitios de la Ciudad de México, las estaciones SCT Y CAF. Se observa que dichos perfiles son muy similares aunque tienen pequeñas variaciones causadas por la presencia de capas de arenas y limos a cierta profundidad. La velocidad promedio de ambos perfiles sería muy similar para ambos casos, sin embargo la respuesta dinámica medida durante el sismo de Michoacán es muy diferente (Fig. 2.19)

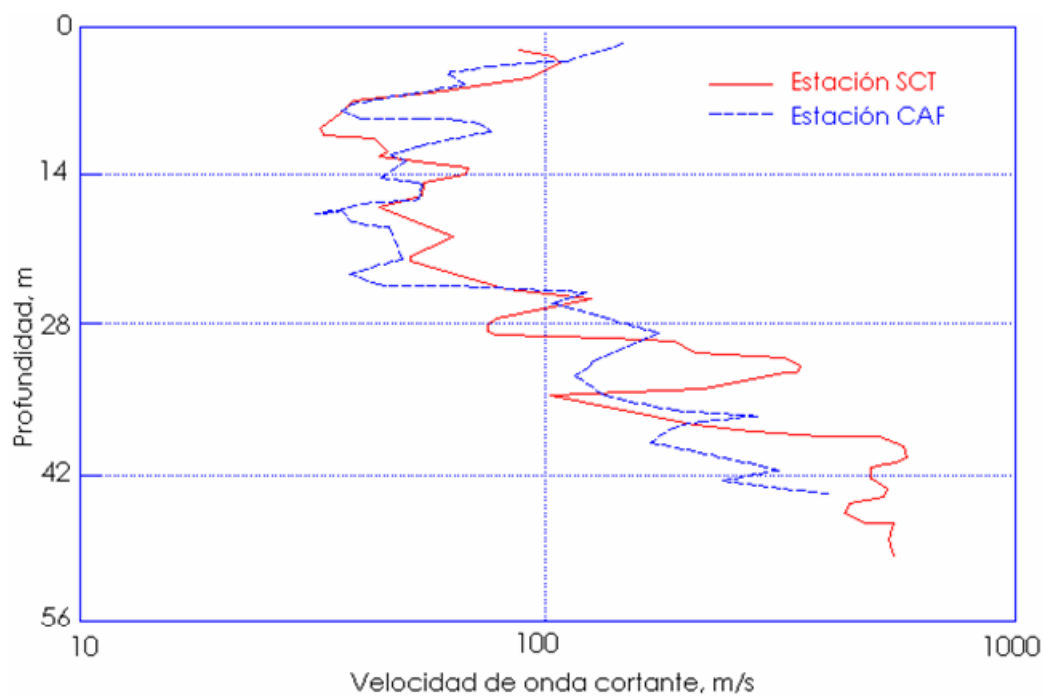


Fig. 2.18 Perfiles de velocidad de onda cortante de las estaciones SCT y CAF

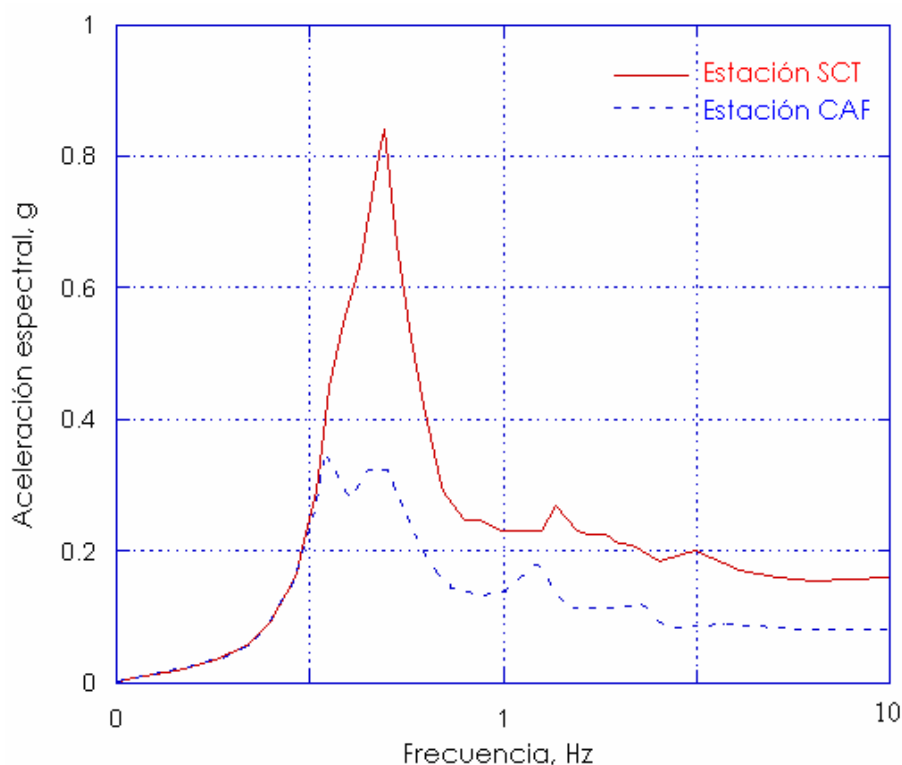


Fig. 2.19. Respuesta medida en las estaciones SCT y CAF

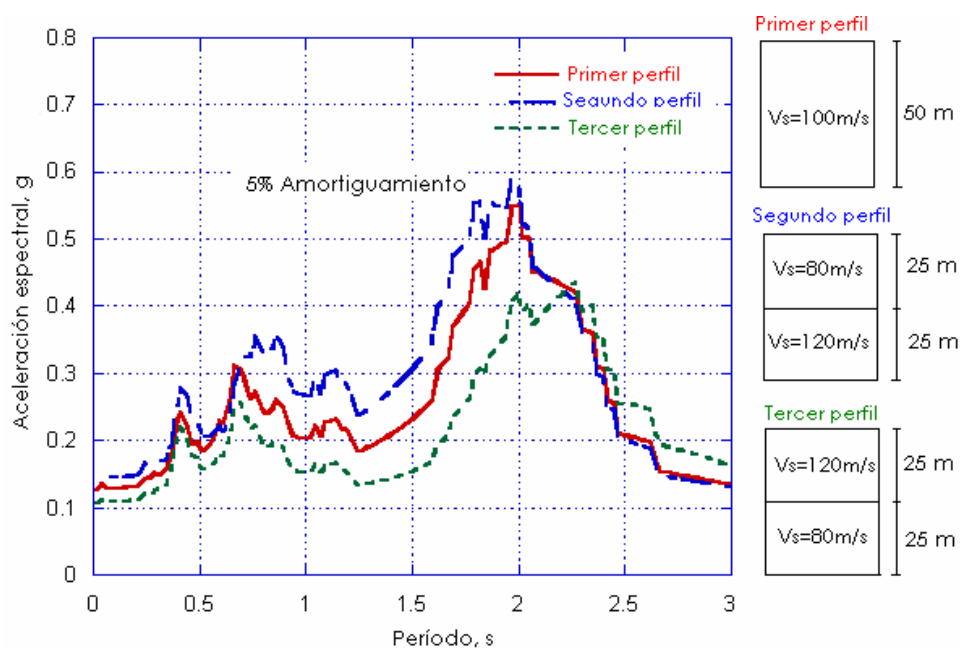


Fig. 2.20 Respuesta calculada para tres perfiles distintos con el mismo promedio de velocidad de onda de cortante

De hecho, intentar caracterizar la respuesta dinámica de un depósito de suelo en términos del promedio de velocidad de cortante puede llevar a resultados erróneos, como se observa en la Fig. 2.20, donde se muestra el espectro de respuesta elástico de tres perfiles de suelo con diferente distribución de velocidad, pero la misma velocidad promedio.

Otra variable que muchas veces no es considerada, es la no linealidad del suelo, que como se ha mencionado antes puede cambiar drásticamente la respuesta del suelo para sismos muy fuertes. Una manera simple de incluir este efecto en los Códigos es a través del índice de plasticidad que puede relacionarse directamente a la no linealidad del suelo mostrada durante un movimiento importante. Este ejemplo se muestra en la Fig. 2.21, que presenta el espectro de respuesta obtenido para un perfil de suelo homogéneo de 100 m de profundidad y una velocidad constante de 100 m/s, pero con índices de plasticidad diferentes, variando en un rango del 30 al 200%. Estos espectros de respuesta fueron obtenidos realizando análisis elásticos con propiedades dinámicas modificadas de acuerdo a una deformación de referencia de 0.1% y a las curvas propuestas por Romo (1995).

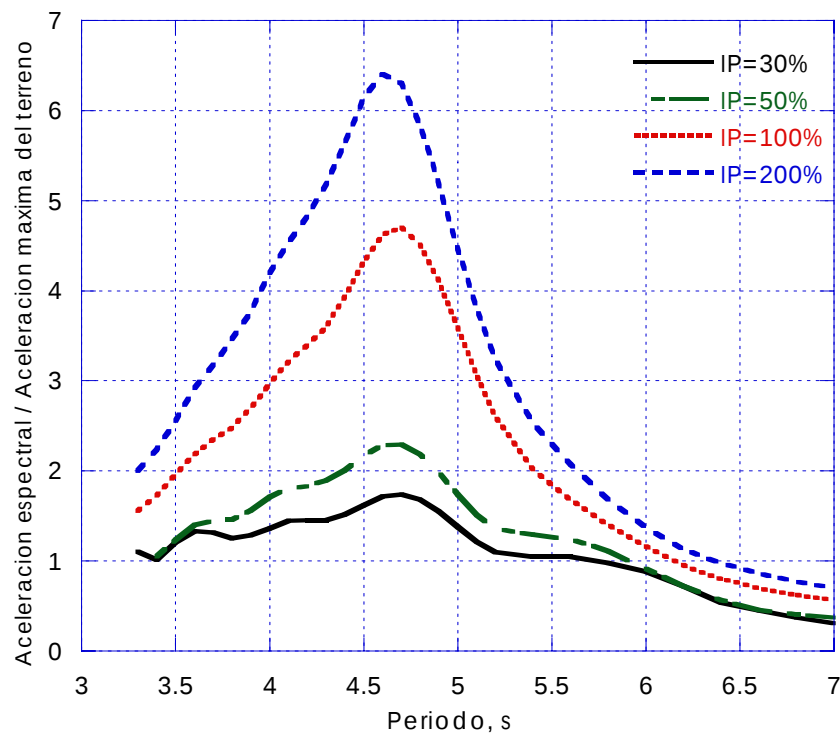


Fig. 2.21. Espectros de respuesta para suelos con diferente índice de plasticidad

Es importante considerar todos estos efectos pues los Reglamentos deben solicitar investigaciones específicas y análisis dinámicos de respuesta de sitio de los lugares que no han sido ampliamente estudiados, para lograr diseños efectivos, eficientes y económicos.

3. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

3.1 Planteamiento del problema

Para analizar la respuesta sísmica de una estructura, es necesario considerar las condiciones de la excitación del suelo contiguo y de la misma estructura. Cuando la cimentación se encuentra en roca o en suelos muy rígidos, se considera que su movimiento es igual al que ocurre en el suelo. Este movimiento se designa de campo libre y es empleado habitualmente para evaluar el comportamiento sísmico de los edificios. Sin embargo, dado el acoplamiento del suelo y la estructura, para edificios desplantados en suelos blandos, los movimientos de la cimentación son distintos de los del terreno libre al nivel de la cimentación (Hernández, 1989).

Los movimientos sísmicos del terreno sin edificios o excavaciones aledañas se denominan también de campo libre. El acoplamiento entre el suelo y la cimentación son la causa del fenómeno de interacción (Fig. 3.1).

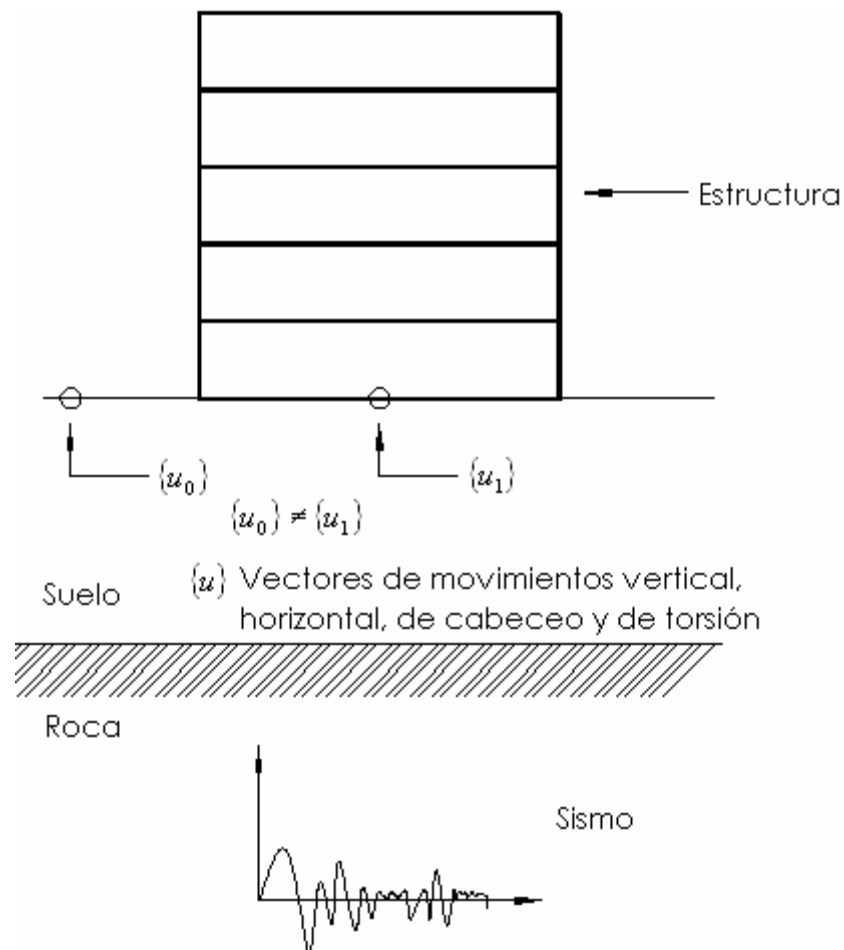


Fig. 3.1. Representación del fenómeno interacción suelo-estructura

Cuando las ondas sísmicas llegan a la superficie del suelo, generan movimientos en las estructuras desplantadas sobre él. Si los movimientos de campo libre, $\{u_0\}$, son diferentes a los que se desarrollan en la cimentación de la estructura, $\{u_1\}$, se dice que se presenta el fenómeno de interacción dinámica suelo-estructura (Romo, 1988).

El fenómeno de interacción es resultado de la dispersión de las ondas sísmicas por la cimentación y la radiación de energía hacia el semiespacio debido a las vibraciones de la estructura. En general, la respuesta máxima estructural del sistema suelo-estructura ocurre a períodos mayores que la de una estructura igual desplantada sobre roca o terreno muy firme. Por otro lado, la amplitud de la respuesta estructural del sistema suelo-estructura es afectada por la disipación de energía por radiación y por el amortiguamiento histerético del suelo y de la estructura (Hernández, 1989).

El problema esencial de interacción dinámica suelo-estructura envuelve la evaluación de la respuesta de una o más estructuras en un sitio particular para un sismo determinado, llamado sismo de diseño, especificado en el campo libre a una elevación específica que se denomina punto de control. El estudio de este fenómeno comprende dos etapas: el análisis de la interacción y el del terreno libre. El análisis de la interacción consiste en calcular la respuesta de la estructura colocada en el medio ambiente sísmico definido para el campo libre; el análisis del terreno libre sirve para establecer las variaciones espaciales y temporales de los movimientos de campo libre (Romo, 1991).

Generalmente, la interacción dinámica comprende tres efectos (Seed, 1986):

- 1) La presencia de una cimentación rígida suele eliminar la variación espacial de los movimientos de campo libre. La magnitud de este fenómeno es función del área y rigidez de la cimentación y del grado de heterogeneidad de los movimientos del terreno libre. Comúnmente, la amplitud máxima del movimiento de la cimentación será menor que las que ocurren en campo libre.
- 2) Se presenta la interacción inercial. Cuando un edificio es excitado en su base presenta una resistencia inercial al movimiento dinámico en la superestructura que persiste durante toda la excitación. Este efecto provoca deformación en el suelo al cambiar la presión de contacto entre éste y el cimiento. Dada la deformabilidad del suelo, crece el período efectivo de la estructura con respecto al calculado para la condición de apoyo rígido.
- 3) Se presenta la interacción cinemática. Este evento consiste en la interacción de la base y las paredes exteriores de la cimentación con el suelo, cuando el cimiento está desplantado a una profundidad significativa. Ya que la intensidad de los movimientos sísmicos en campo libre disminuyen con la profundidad, el efecto de la interacción cinemática en la respuesta de las estructuras puede ser significativo.

3.2 Modelado numérico

3.2.1 Ecuación de movimiento

Para comprender ambos problemas (campo libre e interacción) en su conjunto, se considera la ecuación de movimiento para los modelos lineales presentados en la Fig. 3.2

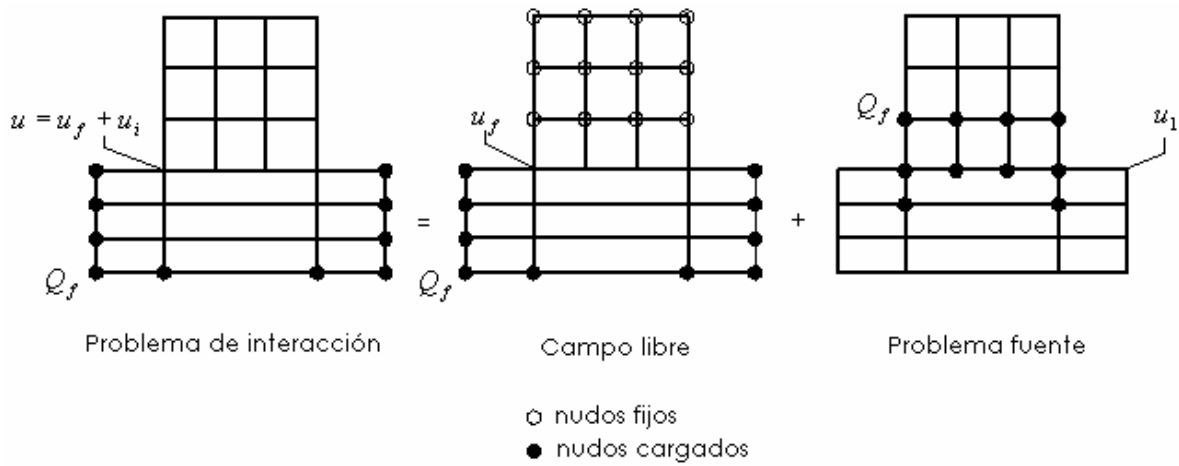


Fig. 3.2. Problema de interacción = campo libre + problema fuente

Las tres figuras representan modelos de elementos finitos y sus masas y rigideces son iguales; la parte estructural del modelo de campo libre no tiene rigidez ni masa y los grados de libertad de la estructura sobre la superficie del suelo se consideran fijos, su ecuación de movimiento, considerando estos factores es:

$$[M_f]\{\ddot{u}_f\} + [C_f]\{\dot{u}_f\} + [K_f]\{u_f\} = \{Q_f\} \quad (3.1)$$

donde $[M_f]$, $[C_f]$, $[K_f]$ son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente, $\{u_f\}$ es un vector que contiene los desplazamientos nodales. Puesto que la fuente de excitación no está dentro del modelo, el vector de carga $\{Q_f\}$, tiene elementos diferentes de cero solamente en la frontera externa. La solución de (3.1) permite determinar los movimientos de campo libre $\{u_f\}$.

El problema de interacción se plantea en el supuesto de que la frontera externa está muy alejada de la estructura, su ecuación de movimiento resulta entonces:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{Q_f\} \quad (3.2)$$

donde $\{u\} = \{u_f\} + \{u_i\}$, siendo $\{u_i\}$ los desplazamientos que resultan de la interacción.

Sustituyendo (3.2) en (3.1):

$$[M]\{\ddot{u}_i\} + [C]\{\dot{u}_i\} + [K]\{u_i\} = \{Q_i\} \quad (3.3)$$

donde:

$$\{Q_i\} = ([M_f] - [M])\{\ddot{u}_f\} + ([C_f] - [C])\{\dot{u}_f\} + ([K_f] - [K])\{u_f\} \quad (3.4)$$

El vector $\{Q_i\}$ se puede calcular de los movimientos de campo libre y sólo depende de las diferencias entre las propiedades del suelo excavado y la estructura que lo sustituye; tiene elementos no nulos solamente en la estructura y, por ello, la ecuación (3.3) representa el problema fuente (Fig. 3.2)

La enunciación previa muestra tres importantes aspectos del problema de interacción suelo-estructura (Hernández, 1989):

- 1) Los únicos movimientos de campo libre que son de importancia para el fenómeno de interacción son aquellos que están dentro del volumen que es excavado para la parte embebida de la estructura
- 2) Para estructuras desplantadas a profundidad, la importancia de la interacción depende de la diferencia en masa y rigidez entre la estructura y el volumen de suelo excavado
- 3) El análisis de interacción invoca en muchas ocasiones el principio de superposición. Por consiguiente, análisis verdaderamente no lineales, para muchos tipos de excitación, pueden ser difíciles de realizar.

La primera observación es notable ya que para estructuras en suelos blandos, el análisis de respuesta de sitio es muy importante para estudiar la interacción.

3.2.2 Resolución numérica

3.2.2.1 Técnica de elementos finitos

Se trata de un método general para la solución de problemas de contorno gobernados por ecuaciones diferenciales ordinarias o parciales. Sustituye el problema diferencial por uno algebraico, haciendo uso de la discretización o subdivisión de una región sobre la cual están definidas las ecuaciones en formas geométricas simples denominadas elementos finitos. Las propiedades materiales y relaciones gobernantes en estos elementos se expresan en función de los valores desconocidos en las fronteras de los elementos o nodos (Cortínez y Girón, 2001).

Los pasos básicos de este método se pueden resumir como sigue (Romo y Bárcena, 1994):

- a) Considerando el espectro de diseño como una curva media con niveles de incertidumbre y que actúa a cierta elevación en el campo libre, se calcula el espectro de potencia medio.
- b) Se deconvoluciona el espectro de potencia medio para definir el espectro de potencia medio en la base del modelo
- c) Se calcula la respuesta del sistema suelo-estructura en términos de espectros de potencia
- d) De estas respuestas se calculan los espectros de respuesta, aceleraciones, esfuerzos, deformaciones, etc. Las cantidades se dan en términos de valores medios con niveles de incertidumbre, de acuerdo con los niveles de confianza para el espectro de diseño.

La ecuación de movimiento para la representación con elementos finitos del sistema suelo-estructura se puede escribir como (Lysmer et al., 1975):

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = -\{m\}\ddot{y} - \{V\} + \{F\} - \{T\} \quad (3.5)$$

donde:

$[M]$ matriz de masa de una rebanada de espesor unitario

$[K]$ matriz de rigidez de una rebanada de espesor unitario

$\{u\}$ vector de desplazamientos nodales relativos a la base rígida del modelo

$\{m\}$ vector relacionado con $[M]$ y la dirección de la aceleración $\ddot{y}$ en la base rígida.

Las fuerzas $\{V\}$ se deben a las fronteras viscosas incluidas en el modelo para simular la disipación de energía en la dirección perpendicular al plano de análisis. Esta hipótesis de que los efectos de la masa de suelo fuera de la rebanada se puede simular con la adición de amortiguadores tiene su origen en la observación de que el fenómeno físico básico que ocurre al interactuar la estructura con el suelo es la generación de esfuerzos de corte en ambos lados de la rebanada, lo cual resulta en la propagación fundamentalmente de ondas planas de corte en la dirección perpendicular al plano de análisis. Esto indica que las fuerzas viscosas en cada lado de la rebanada se pueden calcular con la siguiente ecuación (Hwang et al., 1975):

$$\{V\} = \frac{1}{L}[C](\{u\} - \{\dot{u}_f\}) \quad (3.6)$$

donde L es el espesor de la rebanada, $[C]$ es la matriz diagonal que contiene las características de amortiguamiento de los amortiguadores acoplados al modelo y $\{\dot{u}_f\}$ es el vector de las velocidades en campo libre.

El vector de fuerzas $\{F\}$ que están dadas por:

$$\{F\} = [G]\{u_f\} \quad (3.7)$$

representan las fuerzas que actúan en un plano vertical en el campo libre y no involucran transmisión de energía por propagación de ondas sísmicas, $[G]$ es una matriz diagonal de rigidez, independiente de la frecuencia, formada por los módulos complejos dados por:

$$G^* = G(1 - 2\lambda^2 + 2i\sqrt{1 - \lambda^2}) \quad (3.8)$$

donde λ es la fracción de amortiguamiento crítico.

Las fuerzas $\{T\}$, que están relacionadas con la transmisión de energía por la propagación de ondas sísmicas, se calculan con:

$$\{T\} = ([R] + [S])(\{u\} - \{u_f\}) \quad (3.9)$$

donde $[R]$ y $[S]$ son matrices de frontera, dependientes de la frecuencia, que representan el efecto dinámico exacto del semiespacio, viscoelástico, estratificado (Lysmer y Drake, 1972; Waas, 1972)

La ecuación de movimiento se puede resolver con el método de la respuesta compleja (Lysmer, 1974), el cual supone que el movimiento se puede representar por una suma finita de armónicas como una serie de Fourier truncada.

$$y(t) = \text{Re} \left\{ \sum_{r=0}^{N/2} y_r e^{i\omega_r t} \right\} \quad (3.10)$$

donde N es el número de puntos digitalizados en la excitación y $\text{Re}\{ \}$ significa la parte real. Esto implica que la respuesta también se puede representar como una serie de Fourier

$$\{u\} = \text{Re} \left\{ \sum_{r=0}^{N/2} \{U_r\} e^{i\omega_r t} \right\} \quad (3.11)$$

$$\{u_f\} = \text{Re} \left\{ \sum_{r=0}^{N/2} \{U_f\}_r e^{i\omega_r t} \right\} \quad (3.12)$$

La ecuación de movimiento se obtiene sustituyendo las ecuaciones (3.6) a (3.9) y los términos correspondientes de las ecuaciones (3.10) a (3.12) en la ecuación (3.5)

$$\left([K] + [R]_r + [S]_r + \frac{i\omega_r}{L} [C] - \omega_r^2 [M] \right) \{U\}_r = -\{m\} y_r + \left([G] + [R]_r + [S]_r + \frac{i\omega_r}{L} [C] \right) \{U_f\}_r \quad (3.13)$$

De este sistema de ecuaciones lineales se calculan las amplitudes de los desplazamientos $\{U\}_r$ para cada frecuencia $\omega_r, r = 0, 1, 2, \dots, N/2$

Los movimientos de campo libre que aparecen en las ecuaciones (3.6), (3.7) y (3.9) se calculan separadamente con la hipótesis de que el campo libre consiste de un depósito de suelo estratificado horizontalmente y que la excitación está dada por ondas de cortante o compresión que se propagan verticalmente. Los cálculos se realizan en el dominio de la frecuencia en términos de las amplitudes de campo libre ecuación (3.12) usando la siguiente ecuación matricial:

$$[K_f]_r \{U_f\}_r = -\{m\} y_r \quad (3.14)$$

$$\{H_f\}_r = \frac{\{U_f\}_r}{y_r} = -[K_f]_r^{-1} \{m\} \quad (3.15)$$

$$[K_f]_r = [K_f] - \omega_r^2 [M_f] \quad (3.16)$$

Aquí $[K_f]_r, [M_f]_r$ son las matrices de rigidez y masa del sistema estratificado, $\{H_f\}$ es un vector que contiene las amplificaciones (función de transferencia compleja) de las aceleraciones en la base rígida del modelo a los desplazamientos en los estratos del depósito de suelo.

Sustituyendo la ecuación (3.14) en la (3.13) se obtiene la ecuación de movimiento en su forma final:

$$[K]_r \{U\}_r = \{P\}_r y_r \quad (3.17)$$

donde $[K]_r$ es la matriz de rigidez

$$[K]_r = [K] + [R]_r + [S]_r + \frac{i\omega_r}{L} [C] - \omega_r^2 [M] \quad (3.18)$$

que depende de la frecuencia y

$$\{P\}_r = \left([G] + [R]_r + [S]_r + \frac{i\omega_r}{L} [C] \right) \{H_f\}_r - \{m\} \quad (3.19)$$

es el vector de carga correspondiente a una excitación unitaria especificada en la base rígida del modelo.

3.2.2.2 Técnica de diferencias finitas

El método de diferencias finitas es una clásica aproximación para encontrar la solución numérica de las ecuaciones que gobiernan el modelo matemático de un sistema continuo. Es quizá la técnica numérica más antigua, usada para la solución de conjuntos de ecuaciones diferenciales, dados los valores iniciales o de frontera.

En el método de diferencias finitas cada derivada en el conjunto de ecuaciones gobernantes es reemplazada directamente por una expresión algebraica escrita en términos de variables de campo para puntos discretos en el espacio, estas variables no están definidas en los elementos. En contraste, el método del elemento finito tiene un requerimiento central para que las cantidades de campo (esfuerzos, desplazamientos) varíen a través de cada elemento, usando funciones específicas controladas por parámetros. Ambos métodos producen un conjunto de ecuaciones algebraicas para resolver. Aunque estas ecuaciones se derivan en formas muy diferentes, es fácil mostrar (en casos específicos) que las ecuaciones resultantes son iguales para los dos métodos.

3.3 Estudio de casos prácticos de diseño

3.3.1 Aplicación de los reglamentos

A continuación se presentarán las recomendaciones que establecen, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad y las Normas Técnicas Colombianas de Diseño y Construcción Sismorresistente, para tomar en cuenta el fenómeno de interacción suelo-estructura. El RCDF contempla este tema en un apéndice que incluye el análisis estático y el análisis dinámico modal, el período y amortiguamiento efectivos, y las rigideces y amortiguamientos de la cimentación. El MDOC examina este fenómeno en la sección 3.6 donde se describe la caracterización del sistema suelo-estructura, los análisis estático y dinámico, la determinación aproximada y la determinación rigurosa del período y amortiguamiento efectivos y las funciones de impedancia.

Las NSR-98 de Colombia incluyen un capítulo sobre este tema; en él se define el sistema suelo-estructura, se describen los efectos asociados con este fenómeno, se indica la información geotécnica necesaria para su consideración y se proporcionan lineamientos generales de análisis y diseño estructural.

3.3.1.1 Reglamento de Construcciones del Distrito Federal

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal propone un espectro de respuesta especial para el análisis de Interacción Suelo – Estructura. Cuando se apliquen los métodos estático o dinámico modal, será admisible considerar explícitamente los efectos del período dominante más largo del terreno, T_s . Para ello, se adoptará como ordenada

del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a < T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (3.20)$$

Donde:

$$p = k + (1 - k) (T_b / T)^2 \quad (3.21)$$

β es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario que es igual a 1 cuando se ignora la interacción suelo-estructura.

El coeficiente de aceleración del terreno, a_0 , el coeficiente sísmico, c , el coeficiente k y los períodos característicos T_a, T_b del espectro de aceleraciones se obtendrán en función del período dominante del sitio, usando las siguientes expresiones:

$$a_0 = \begin{cases} 0.1 + 0.15(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases} \quad (3.22)$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5(T_s - 0.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (3.23)$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases} \quad (3.24)$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases} \quad (3.25)$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35; & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases} \quad (3.26)$$

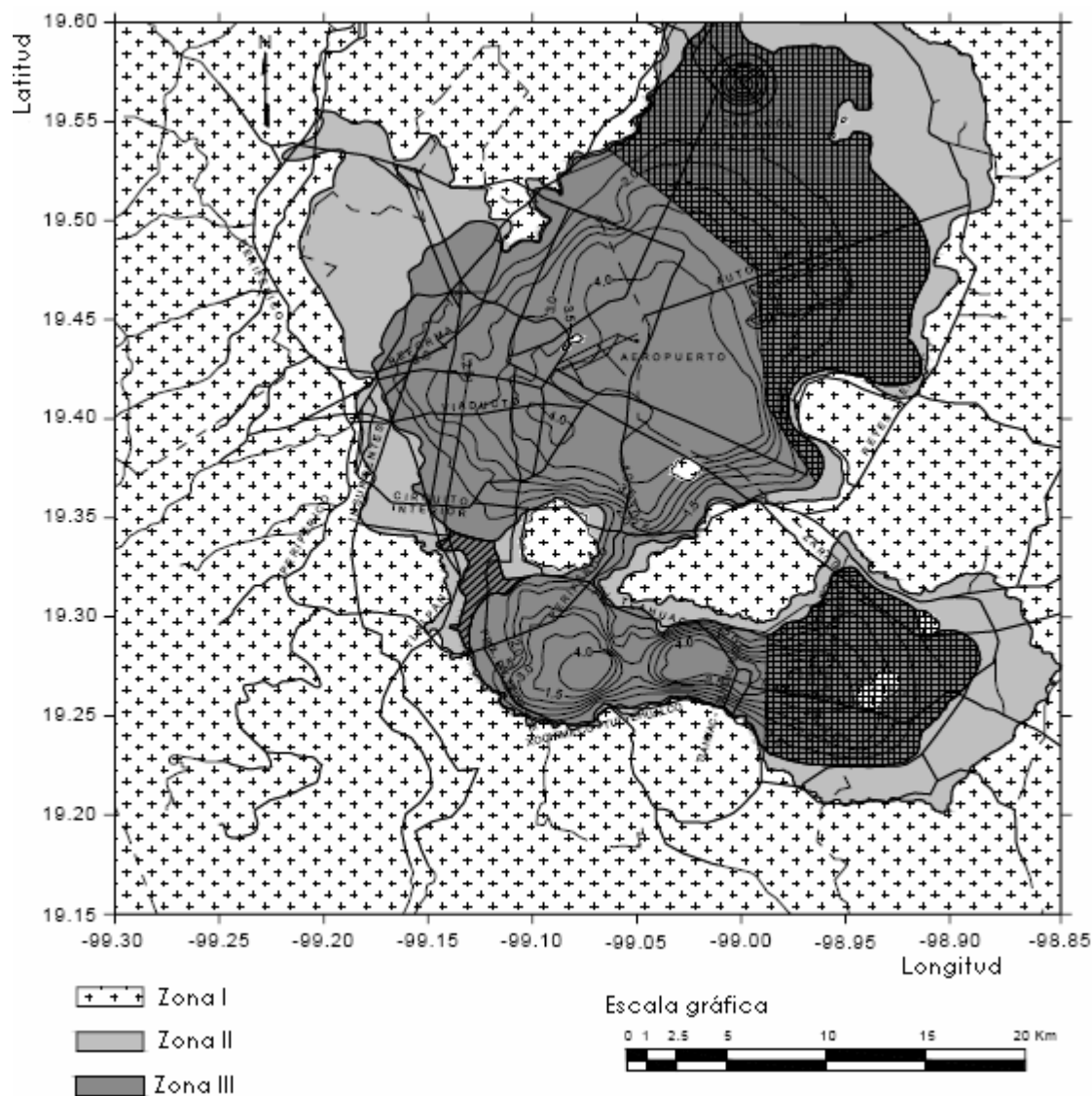


Fig. 3.3. Períodos predominantes del suelo

El valor de T_s se tomará de la Fig. 3.3 o, cuando la importancia de la estructura lo justifique, se determinará a partir de ensayos y análisis de dinámica de suelos que tengan en cuenta la estratigrafía y las propiedades del subsuelo en el sitio de interés. Para esto último puede recurrirse a la fórmula:

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{d_i}{G_i} \right) \left(\sum_{i=1}^N \gamma_i d_i (x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2) \right)} \quad (3.27)$$

Donde $x_0 = 0$ (en la base) y $x_i (i = 1, 2, \dots, N)$ está dada por:

$$x_i = \frac{\sum_{j=0}^i d_j / G_j}{\sum_{j=0}^N d_j / G_j} \quad (3.28)$$

Siendo d_i, G_i, γ_i el espesor, módulo de rigidez al corte y peso volumétrico del i -ésimo estrato de la formación de suelo, respectivamente. Para la aplicación de este criterio es necesario que la profundidad de exploración del subsuelo, $H_s = \sum_{i=1}^N d_i$, se efectúe hasta

los depósitos firmes profundos en el sitio de interés, de lo contrario se estará excluyendo la influencia de la deformabilidad del subsuelo que se encuentra por debajo del nivel de exploración alcanzado.

Los efectos de interacción suelo-estructura pueden despreciarse cuando se cumpla la siguiente condición:

$$\frac{T_e}{T_s} \frac{H_s}{H_e} > 2.5 \quad (3.29)$$

donde:

H_s profundidad de los depósitos firmes profundos en el sitio de interés

H_e altura efectiva de la estructura

T_e período fundamental de la estructura supuesta con base indeformable

Cuando se utilice el método estático, H_e se tomará como 0.7 de la altura total, excepto para estructuras de un solo nivel en que se tomará igual a la altura total; cuando se emplee el análisis dinámico modal, será igual a:

$$H_e = \frac{\sum W_i \phi_i h_i}{\sum W_i \phi_i} \quad (3.30)$$

donde ϕ_i es la amplitud del desplazamiento modal de i -ésimo nivel sobre el desplante.

Análisis estático

La fuerza cortante basal de la estructura en la dirección de análisis, corregida por interacción con el suelo, se calculará con la expresión:

$$\tilde{V}_0 = a'W_0 - (a' - \tilde{a}')W_e \quad (3.31)$$

donde:

W_0 peso total de la estructura, incluyendo cargas muertas y vivas

W_e peso efectivo de la estructura que se tomará como $0.7W_0$, excepto para estructuras de un solo nivel, en que se tomará igual a W_0

a' ordenada espectral de diseño para el período fundamental de la estructura con base rígida, usando $\beta = 1$

$\tilde{a}'$ ordenada espectral de diseño para el período efectivo del sistema suelo-estructura, $\tilde{T}_e$ reemplazando a Q por $(Q-1)T_e^2/\tilde{T}_e^2 + 1$ y usando:

$$\beta = \begin{cases} \left(\frac{\zeta_e}{\tilde{\zeta}_e} \right)^\lambda; & \text{si } \tilde{T}_e \leq T_b \\ 1 + \left(\left(\frac{\zeta_e}{\tilde{\zeta}_e} \right)^\lambda - 1 \right) \frac{T_b}{\tilde{T}_e}; & \text{si } \tilde{T}_e > T_b \end{cases} \quad (3.32)$$

donde $\lambda = 0.5$ y 0.6 para las zonas II y III, respectivamente. Además, $\tilde{\zeta}_e$, es el amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura, el cual no se tomará menor que 0.05 ; en tanto que ζ_e es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base indeformable, la cual se tomará igual a 0.05 .

Análisis dinámico modal

La fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura en la dirección de análisis corregida por efectos de interacción con el suelo, se calcula con la expresión:

$$\tilde{V}_1 = \tilde{a}'W_e \quad (3.33)$$

donde $\tilde{a}'$ se obtiene como se indica en relación con el análisis estático y W_e :

$$W_e = \frac{(\sum W_i \phi_i)^2}{\sum W_i \phi_i^2} \quad (3.34)$$

Los efectos de interacción se tendrán en cuenta sólo en el modo fundamental de vibración; la contribución de los modos superiores se determinará como se establece para estructuras sin interacción. Cualquier respuesta estructural (fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo u otras) calculada para la condición de base rígida se multiplicará por el factor $\tilde{V}_1/V_i$ para obtener la respuesta modificada por interacción, siendo $V_1 = a'W_e$ la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura con base indeformable. El valor de este factor en ningún caso se tomará menor que 0.75, ni mayor que 1.25. Los desplazamientos laterales modificados por efectos de interacción se calcularán como se especifica en relación con el análisis estático. Las respuesta modales se combinarán con criterios similares a los establecidos para estructuras sin interacción, a fin de obtener la respuesta total. El período efectivo del sistema acoplado suelo-estructura se determinará de acuerdo a la expresión:

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_x^2 + T_r^2} \quad (3.35)$$

donde:

$$T_x = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_x}} \quad (3.36)$$

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e + D)}{K_r}} \quad (3.37)$$

son los períodos naturales que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse o girar, respectivamente. Los parámetros K_x y K_r representan las rigideces de la cimentación en la dirección en que se analiza la estructura: K_x es la rigidez de traslación, definida como la fuerza horizontal necesaria para producir un desplazamiento unitario del cimiento, y K_r es la rigidez de rotación, definida como el momento necesario para producir una rotación unitaria del cimiento. El amortiguamiento efectivo del sistema acoplado suelo-estructura se determinará según la expresión:

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_x}{1 + 2\zeta_x^2} \left(\frac{T_x}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2 \quad (3.38)$$

donde:

$$\zeta_x = \frac{\pi C_x}{\tilde{T}_e K_x} \quad (3.39)$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r} \quad (3.40)$$

son los coeficientes de amortiguamiento del suelo en los modos de translación y rotación, respectivamente. Los parámetros C_x y C_r representan los amortiguamientos de la cimentación en la dirección en que se analiza la estructura; se definen como la fuerza y el momento requeridos para producir una velocidad unitaria del cimiento en traslación horizontal y rotación, respectivamente.

Los resortes y amortiguadores que se usan en sustitución del suelo dependen de las propiedades del subsuelo, pero también de las características de la cimentación y de la frecuencia de excitación. Como una aproximación será válido calcular estos parámetros para la frecuencia fundamental de la estructura con base rígida, $\omega = 2\pi/T_e$. Para estructuras que se apoyan sobre zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección que se analiza o sobre losa o cajón que abarque toda el área de cimentación, y que posean suficiente rigidez y resistencia para suponer que su base se desplaza como cuerpo rígido, las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se obtendrán considerando círculos equivalentes a la superficie de desplante, cuyos radios para los modos de traslación y rotación están dados respectivamente por las siguientes expresiones:

$$R_x = 2\sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (3.41)$$

$$R_r = 4\sqrt{\frac{4I}{\pi}} \quad (3.42)$$

donde:

A área de la superficie neta de la cimentación

I momento de inercia de dicha superficie con respecto a su eje centroidal de rotación, perpendicular a la dirección en que se analiza la estructura.

3.3.1.2 Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad

La interacción dinámica suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de éste ante sollicitaciones dinámicas. La interacción modifica esencialmente los parámetros dinámicos de la estructura así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación.

El fenómeno de interacción suelo-estructura se puede descomponer en una parte inercial y otra cinemática. El alargamiento del período fundamental de vibración, el aumento en amortiguamiento y la reducción en ductilidad de la estructura respecto a la supuesta con apoyo indeformable son producto de la interacción inercial, debido fundamentalmente a la inercia y elasticidad del sistema suelo-estructura. Por su parte, la interacción cinemática reduce el movimiento de la cimentación e introduce torsión y cabeceo en ella por su efecto promediador así como filtra los componentes de alta frecuencia de la excitación, debido esencialmente a la rigidez y geometría de la cimentación.

Para la mayoría de las estructuras resulta conservador efectuar sólo el análisis de interacción inercial, siempre y cuando los efectos de amplificación de sitio sean considerados al determinar el movimiento sísmico en la superficie del terreno, el cual se asigna como la excitación de diseño en la vecindad de la cimentación. En general, esta excitación resulta ser más desfavorable que el movimiento efectivo que se obtiene de un análisis de interacción cinemática.

El período fundamental de un sistema suelo-estructura siempre se incrementa porque el conjunto tiene una flexibilidad mayor que la de la estructura desplantada sobre suelo indeformable. El amortiguamiento del sistema generalmente se incrementa porque existe una disipación adicional de energía producto de los amortiguamientos material (comportamiento histerético) y geométrico (radiación de ondas) del suelo. Sin embargo, como la interacción causa una pérdida del amortiguamiento estructural, es posible que se presenta una reducción del amortiguamiento del sistema cuando la disipación adicional de energía por el suelo no compense tal pérdida. Por último, se estima que la ductilidad del sistema se reduce, según se interfiere del comportamiento de una estructura de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico cuya ductilidad es función decreciente del alargamiento del período por interacción.

Estas modificaciones por interacción del período fundamental, el amortiguamiento y la ductilidad pueden dar lugar a respuestas estructurales mayores o menores, dependiendo de la posición de los períodos resonantes del espectro de respuesta y los niveles de amortiguamiento y ductilidad. En el manual de la CFE se consideran los efectos de interacción solamente en el período fundamental y el amortiguamiento.

A pesar de que se introducen errores del lado de la inseguridad, los efectos de interacción de la ductilidad suelen despreciarse puesto que no se conocen con certidumbre las implicaciones que tienen en la respuesta estructural.

3.3.1.3 Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismorresistente

Estas normas definen la interacción suelo estructura como el efecto que tienen en la respuesta estática y dinámica de la estructura las propiedades del suelo que da apoyo a la edificación, sumando a las propiedades de rigidez de la cimentación y de la estructura. La respuesta sísmica de la estructura está íntimamente ligada a la forma en que los movimientos sísmicos del terreno afectan la estructura a través de su cimentación. Las características dinámicas del suelo subyacente, la rigidez y disposición de la cimentación

y el tipo de sistema estructural de la edificación interactúan entre sí para caracterizar los efectos sísmicos sobre ella. El hecho de que no se tome en cuenta la rigidez de la cimentación y las características dinámicas del suelo subyacente en el análisis sísmico de la edificación puede conducir a variaciones apreciables entre la respuesta sísmica estimada y la respuesta real de la estructura. Por estas razones es conveniente incluir los efectos de la interacción suelo-estructura en el análisis sísmico de la edificación.

Dependiendo de las características de la estructura, de su cimentación y del suelo subyacente, la respuesta de la estructura ante solicitaciones estáticas verticales y dinámicas (sismo) puede variar con respecto a la estimación que se realiza sin tener en cuenta la interacción suelo-estructura, en los siguientes aspectos:

- a) La presencia de suelos blandos y compresibles en la distribución de esfuerzos y deformaciones bajo losas de fundación, tanto ante solicitaciones de cargas verticales como de fuerzas horizontales
- b) Variaciones en los períodos de vibración de la edificación
- c) Aumento del amortiguamiento viscoso equivalente del sistema estructura-cimentación-suelo
- d) Aumento de las derivas de la estructura ante solicitaciones sísmicas
- e) Variación en la distribución de las fuerzas cortantes horizontales producidas por los movimientos sísmicos, entre los diferentes elementos del sistema de resistencia sísmica, especialmente cuando se combinan elementos con rigideces y sistemas de apoyo en la cimentación diferentes, como puede ser el caso de combinación de pórticos y muros estructurales.

El alcance mínimo de los aspectos que debe tener en cuenta el ingeniero estructural para describir los efectos de la interacción suelo-estructura debe cubrir:

1. El tipo de modelo. Los modelos matemáticos pueden ser estáticos o dinámicos y deben describir las características de rigidez de la estructura, la cimentación y el suelo
2. El modelo matemático empleado debe utilizarse en la evaluación de las características propias de la respuesta de la estructura ante las diferentes solicitaciones
3. Se debe tomar en cuenta el aumento en el cortante sísmico en la base.
4. Debido a la incertidumbre que presenta la determinación de los parámetros del suelo utilizados en el análisis de interacción suelo estructura, deben considerarse los valores máximos y mínimos esperados de tales parámetros y utilizarse aquellos que produzcan los efectos más desfavorables.

3.3.2 Análisis con técnicas avanzadas

Algunos de los efectos que los Reglamentos de Construcción deben considerar en el análisis de la interacción suelo-estructura, son:

- a) La atenuación del espectro de respuesta de cambo libre con respecto a la profundidad
- b) El tipo y el tamaño de la cimentación

Caso de estudio

Se analiza un edificio con cinco niveles, con altura de entrepiso de 4 m y dimensiones en planta de 30 x 30 m, representado como un oscilador con cinco grados de libertad con distribución de masa y rigidez uniformes con la altura (Fig. 3.4). El sitio se donde se desplanta el edificio se localiza en la zona del lago de Texcoco.

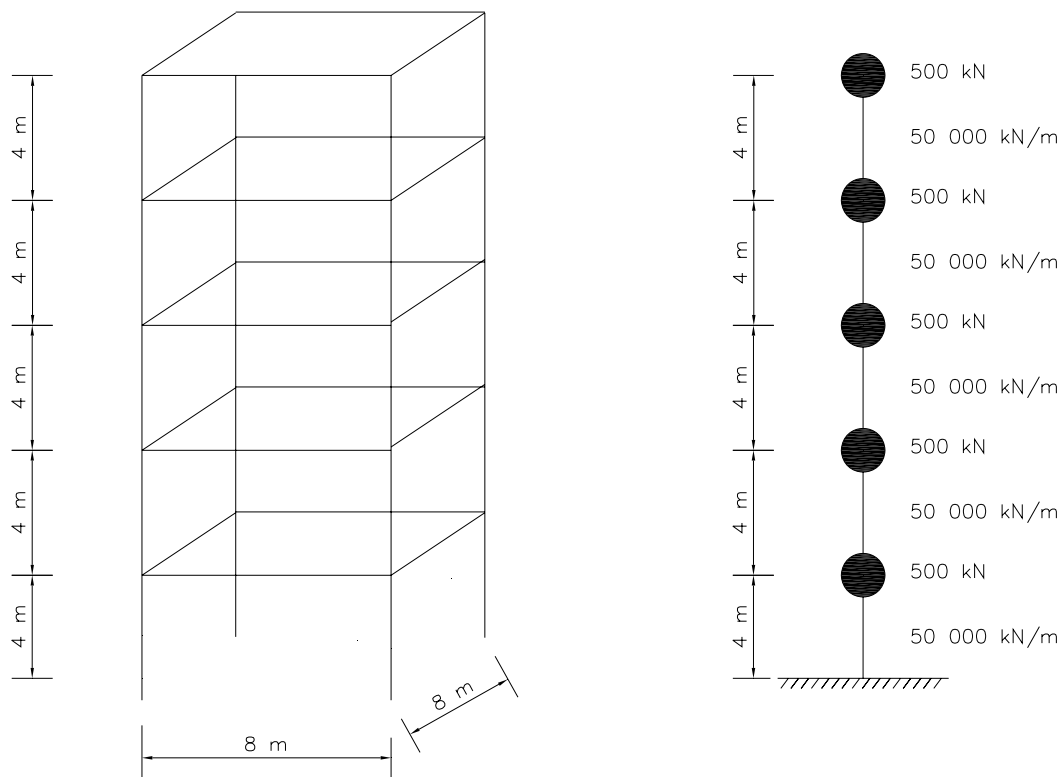


Fig. 3.4. Geometría del edificio y su simplificación mediante un oscilador

El suelo en donde se supone se desplanta el edificio tiene las características que se describen en la Tabla 3.1. El sismo de diseño es el ocurrido el 15 de septiembre de 1985 y registrado en la estación Sosa – Texcoco con una magnitud en escala Richter de 8.1. Este sitio es el mismo que se analizó en el Capítulo 2 para el RCDF.

**Tabla 3.1. Características de los estratos de suelo encontrados en la zona del Lago de Texcoco**

N	Espesor (m)	G (kPa)	λ	γ_m (kN/m ³)	V_s (m/s)	Prof. Inicial (m)	Prof. final (m)	Tipo de suelo
1	2.1	8,906	0.05	11.15	89	0	2.1	Arcilla
2	2.1	8,906	0.05	11.15	89	2.1	4.2	Arcilla
3	2.1	8,906	0.05	11.15	89	4.2	6.3	Arcilla
4	1	9,289	0.05	11.62	89	6.3	7.3	Arcilla
5	0.6	55,972	0.05	13.67	200	7.3	7.9	Arena
6	2	48,790	0.05	11.94	200	7.9	9.9	Arcilla
7	0.7	246,248	0.05	11.94	449	9.9	10.6	Arcilla
8	1.2	282,589	0.05	13.67	449	10.6	11.8	Arena
9	2.5	135,932	0.05	13.67	312	11.8	14.3	Arena
10	0.6	118,456	0.05	11.94	312	14.3	14.9	Arcilla
11	2.7	223,936	0.05	13.67	400	14.9	17.6	Arena
12	0.7	22,264	0.05	13.67	126	17.6	18.3	Arena
13	1.5	21,786	0.05	13.51	126	18.3	19.8	Arcilla
14	1.6	168,778	0.05	13.67	347	19.8	21.4	Arena
15	0.4	38,161	0.05	13.67	165	21.4	21.8	Arena
16	1.2	37,347	0.05	13.51	165	21.8	23	Arcilla
17	0.4	38,161	0.05	13.67	165	23	23.4	Arena
18	1	181,897	0.05	13.67	361	23.4	24.4	Arena
19	1.9	67,224	0.05	13.51	222	24.4	26.3	Arcilla
20	2.2	259,224	0.05	13.67	430	26.3	28.5	Arena
21	2.2	259,224	0.05	13.67	430	28.5	30.7	Arena
22	3	145,748	0.05	13.67	323	30.7	33.7	Arena
23	2.5	85,754	0.05	13.51	250	33.7	36.2	Arcilla
24	0.9	87,621	0.05	13.67	250	36.2	37.1	Arena
25	2.4	41,943	0.05	13.35	176	37.1	39.5	Arcilla
26	2.4	41,943	0.05	13.35	176	39.5	41.9	Arcilla
27	1.1	174,907	0.05	13.35	359	41.9	43	Arcilla
28	2.5	180,078	0.05	13.67	359	43	45.5	Arena
29	2.5	180,078	0.05	13.67	359	45.5	48	Arena
30	3.2	54,392	0.05	13.35	200	48	51.2	Arcilla
31	3.2	54,392	0.05	13.35	200	51.2	54.4	Arcilla
32	1.6	54,392	0.05	13.35	200	54.4	56	Arcilla
33	1.7	185,344	0.05	13.67	364	56	57.7	Arena
34	2.75	302,891	0.05	13.67	465	57.7	60.45	Arena
35	2.75	302,891	0.05	13.67	465	60.45	63.2	Arena
36	2.3	162,170	0.05	13.67	340	63.2	65.5	Arena
37	2.75	223,936	0.05	13.67	400	65.5	68.25	Arena
38	2.75	223,936	0.05	13.67	400	68.25	71	Arena
39	3.3	223,936	0.05	13.67	400	71	74.3	Arena

40	2.75	223,936	0.05	13.67	400	74.3	77.05	Arena
41	2.75	223,936	0.05	13.67	400	77.05	79.8	Arena
42	3.3	223,936	0.05	13.67	400	79.8	83.1	Arena
43	2.75	223,936	0.05	13.67	400	83.1	85.85	Arena
44	2.75	223,936	0.05	13.67	400	85.85	88.6	Arena
45	3.3	223,936	0.05	13.67	400	88.6	91.9	Arena
46	2	685,741	0.05	13.67	700	91.9	93.9	Arena
47	2	685,741	0.05	13.67	700	93.9	95.9	Arena
48	2.05	685,741	0.05	13.67	700	95.9	97.95	Arena
49	2.05	685,741	0.05	13.67	700	97.95	100	Arena

Con los datos de la Tabla 3.1 se tomaron valores ponderados de las propiedades del suelo obtener la rigidez y amortiguamiento equivalente de la cimentación con una profundidad de desplante de 2.5 m.

K_x : Rigidez equivalente de la cimentación en traslación

C_x : Amortiguamiento equivalente de la cimentación en traslación

$$K_x = 6327083.88 \text{ kN/m}$$

$$C_x = 124675.792 \text{ kN} \cdot \text{s/m}$$

Se considera que en la superficie los movimientos están representados por el espectro de interacción suelo-estructura obtenido para la zona de Texcoco y éste se deconvolucionó para observar que la intensidad de los movimientos sísmicos disminuye con la profundidad (Fig. 3.5)

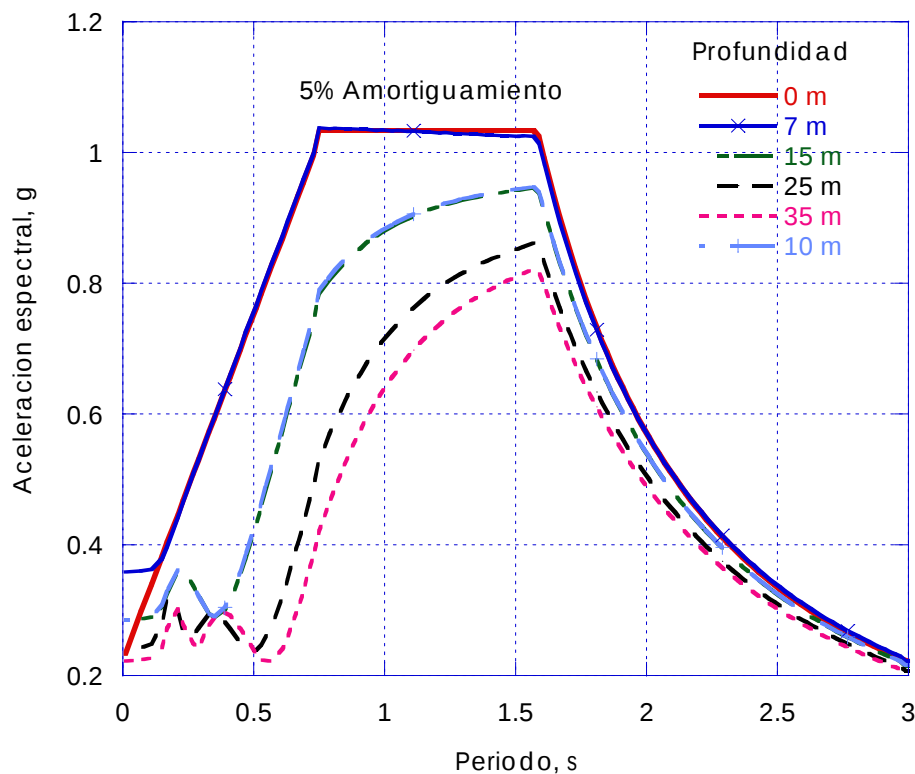


Fig. 3.5. Efecto de la profundidad de desplante en la respuesta sísmica

Los resultados mostrados concuerdan con los obtenidos por Romo (1991) con un análisis similar que empleó como excitación el espectro de campo libre proporcionado por la versión anterior del RCDF (Fig. 3.6).

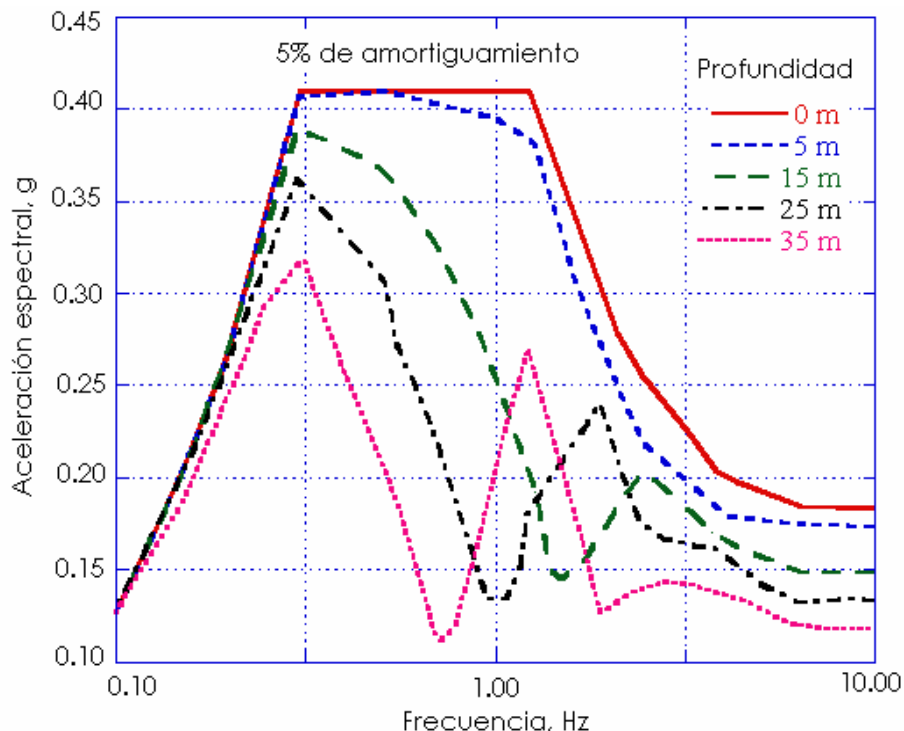


Fig. 3.6. Efecto de la profundidad de desplante en los espectros de campo libre (Romo, 1991)

Este ejemplo muestra como análisis simples señalan la profundidad de desplante más conveniente para una cimentación. Se puede concluir que una forma de disminuir las solicitaciones sísmicas en la estructura es utilizar una cimentación profunda (Romo, 1991). La Fig. 3.7 muestra un ejemplo de la influencia de la profundidad de la cimentación en las aceleraciones pico de la superficie. Se observa que al incrementar la profundidad de desplante, D , disminuye la aceleración espectral. Este efecto puede ser observado incluso a distancias horizontales de 4.5 veces el ancho de la cimentación, medido con respecto al centro de ésta. Por tanto, usando directamente los espectros de respuesta obtenidos de los Reglamentos de Construcción se pueden realizar diseños muy conservadores.

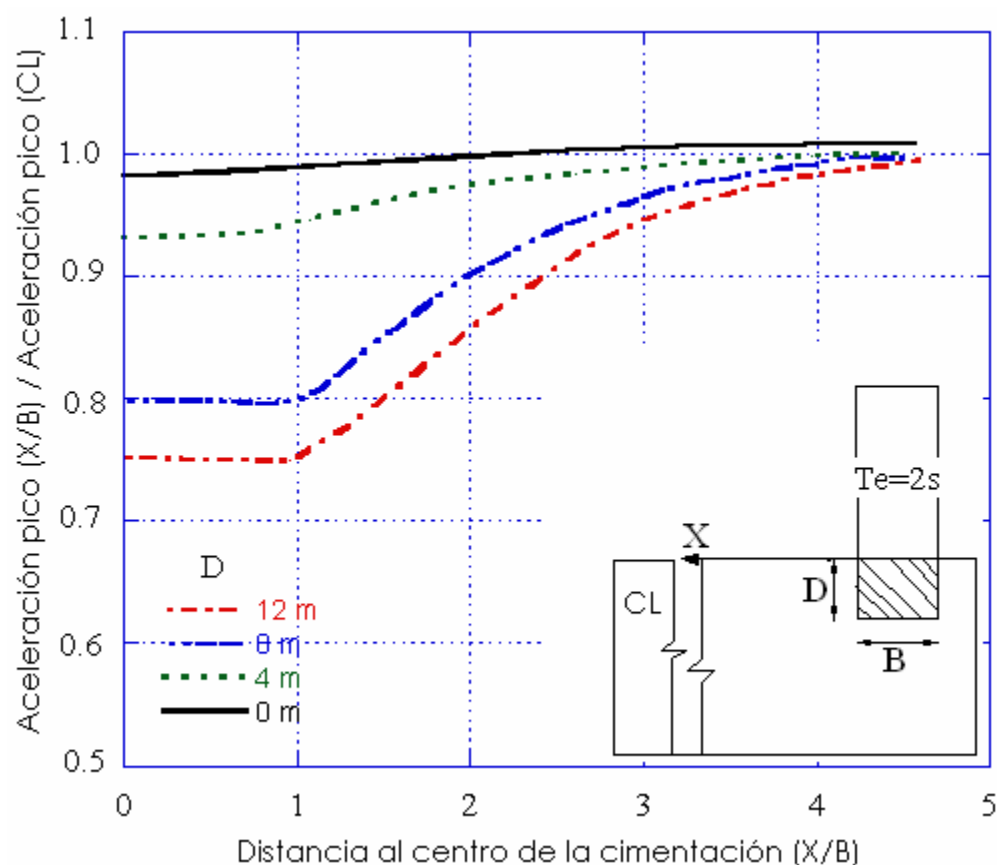


Fig. 3.7 Influencia de la profundidad de desplante en los efectos de interacción suelo-estructura (Romo, 1991)

En la Fig. 3.8 se analiza el efecto de la interacción estructura-suelo-estructura en la respuesta sísmica (Romo, 1991). Se presentan tres casos de análisis: la respuesta de una estructura aislada, la respuesta de dos estructuras separadas a una distancia de tres veces el semi-ancho del edificio y la respuesta de dos estructuras se parados por un cajón de cimentación. El espectro de aceleraciones para la zona del Lago, establecido por el RCDF, fue utilizado como excitación dinámica. El punto de control se encuentra en la superficie de terreno libre.

Romo (1991) desprende importantes conclusiones de esta comparación:

- La estructura aislada atenúa los movimientos de campo libre para frecuencias mayores de 0.6 Hz, lo que representa una reducción del 20% en la frecuencia natural del edificio (1.0 Hz)
- En el caso de estructuras aledañas, las amplitudes espectrales crecen en el intervalo de la frecuencia natural del depósito de suelo (0.4 Hz). Este fenómeno se debe a la superposición de las ondas superficiales de la estructura vecina sobre

las ondas primarias. El efecto de la interacción suelo-estructura atenúa las aceleraciones espectrales para frecuencias mayores a 0.6 Hz

- c) Cuando se incluye el cajón, la respuesta es similar a las del caso anterior, con una pequeña variación, pues las ondas superficiales del cajón viajan una menor distancia.

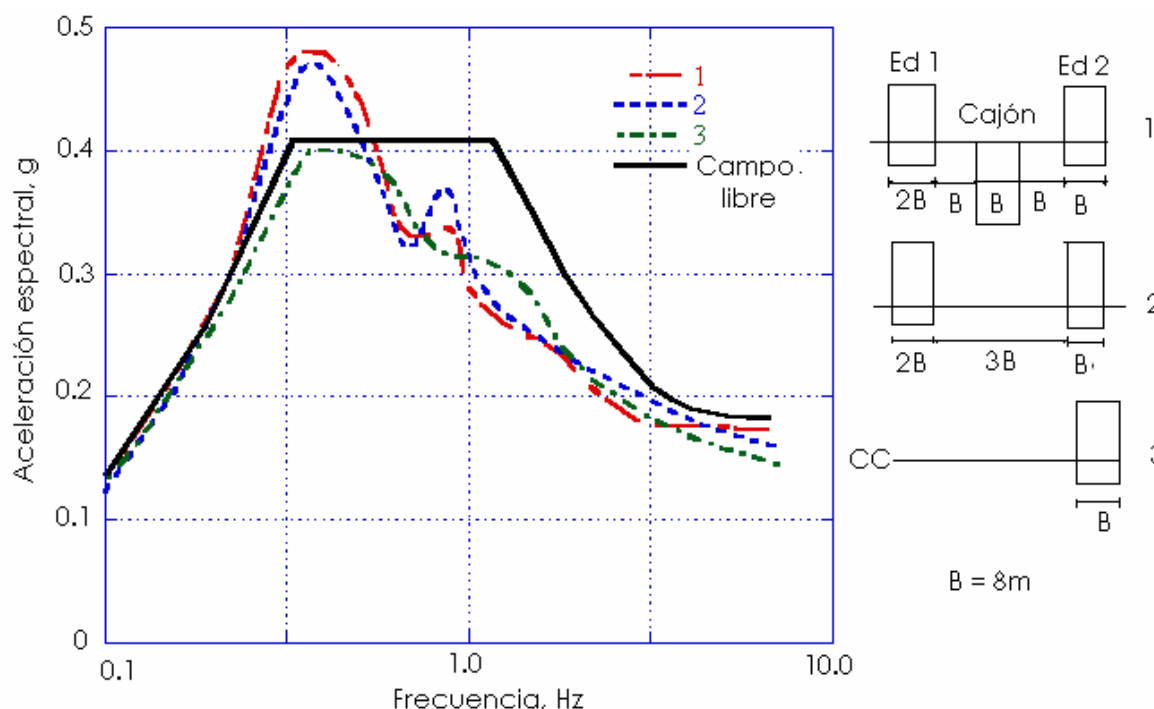


Fig. 3.8 Efecto de la interacción estructura-suelo-estructura en la respuesta (Romo, 1991)

Considerando la presencia de un edificio, la severidad de los movimientos bajo éste al nivel de la superficie, se reduce debido a la disipación de energía provocado por el fenómeno de interacción cinemática. Los Reglamentos anteriormente expuestos realizan análisis de interacción inercial y no consideran este fenómeno.

De acuerdo al tipo de cimentación, Romo presentó resultados que muestran la ventaja de utilizar cajones de cimentación para disipar la energía a través de la interacción suelo-estructura y se muestran las ventajas de esta solución de cimentación, comparada con el uso de pilotes.

3.3.3 Evaluación del nivel de conservadurismo exhibido en los Reglamentos

El efecto de la interacción suelo estructura en la ampliación de la respuesta sísmica de las estructuras es un fenómeno que debe ser ampliamente considerado en el análisis de riesgo sísmico. Considerando el tipo de suelo que se presenta en las ciudades de México



y de Bogotá, es importante que los Reglamentos de Construcción propongan las provisiones adecuadas para tomar en cuenta sus efectos.

El enfoque actual del RCDF emplea un enfoque simplificado que consiste en reemplazar el sistema acoplado por un oscilador equivalente con base rígida caracterizado por el período y el amortiguamiento efectivos del sistema acoplado. No obstante, sólo se proveen criterios para la modificación del período fundamental estructural y se desprecian los posibles cambios en el amortiguamiento (Pérez, 1998). Este criterio puede dejar desprotegidas ciertas estructuras, ya que la interacción suelo-estructura disminuye el amortiguamiento estructural y, si no es compensado por el amortiguamiento del suelo, el amortiguamiento del sistema acoplado será menor que el de la estructura con base rígida (Jennings y Bielak, 1973; Veletsos y Meek, 1974). Tampoco se han tomado en cuenta los efectos de interacción en la ductilidad estructural ya que sólo se sugiere que la ductilidad del sistema acoplado se reduce, según se infiere del comportamiento de una estructura de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico, cuya demanda de ductilidad es función creciente del alargamiento del período por interacción (Rosenblueth y Reséndiz, 1988).

Los efectos mencionados en la sección anterior deben incorporarse para aportar nuevos criterios para la selección de un sistema de cimentación. Como se observó, se basan en conceptos simples que repercuten de manera importante en la respuesta sísmica de las estructuras.



4. NUEVAS PROPUESTAS DE SISTEMAS DE CIMENTACIÓN EN SUELOS BLANDOS

Existen varios tipos de temblores en la ciudad de México y estos fueron básicamente definidos por el Prof. Rosenbleuth (1989):

- a) Temblores locales. Se originan dentro de una cuenca o sus inmediaciones. En los años de estudio no se han encontrado temblores de gran magnitud.
- b) Temblores originados en la Placa Norteamericana. Para esta placa se ha esperado un periodo de retorno de 1000 años que en el año 1912 es cuando ocurrió este macrosismo.
- c) Temblores de Subducción de la Placa de Cocos bajo la de Norteamérica. Son los que mayor estrago han causado a la Capital.
- d) Temblores de la placa de Cocos. Estos se originan a profundidades intermedias, entre 50 y 100 km con magnitudes que disminuyen conforme se alejan del litoral. Estos han alcanzado magnitudes en la escala de Richter de 8.0 cerca del a costa y de 6.5 bajo la cuenca de México.

Los sismos que se originan en cada una de estas fuentes son diferentes y sus efectos se manifiestan de diferente manera a las zona de lomas, transición y lacustres de la ciudad. Los temblores de subducción son ricos en frecuencias bajas (periodos largos) mientras que los otros concretan su energía en frecuencias más altas (periodos cortos).

Algunas de las implicaciones prácticas de estas pesquisas se han reflejado en las Normas Técnicas Complementarias para el diseño Sísmico de Edificios. En particular, la zonificación sísmica del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal ejemplifica cómo algunas de las investigaciones geotécnicas llevadas a cabo desde 1986 han incidido en la práctica de la ingeniería sísmica de nuestra ciudad.

En estudios de laboratorio se han comprobado que la arcilla del valle de México se comporta, bajo cargas dinámicas, como un material elástico lineal, aún a niveles de deformación relativamente grandes. En su conjunto los resultados de estas investigaciones explican por qué las ondas las ondas sísmicas sufren grandes amplificaciones al atravesar las arcillas de la ciudad de México, a pesar de su baja resistencia y gran compresibilidad.

Los movimientos menos intensos ocurren en la zona poniente de la ciudad por la influencia de los suelos duros de ese sector y aparece un fuerte efecto de la amplificación originado por la presencia de los suelos lacustres blandos hacia el oriente en donde la aceleración en Gales es unas cuatro veces mayor, además su duración también es mayor incrementando por ello los daños.

4.1 Cambio de reglamentación y práctica en la construcción de cimentaciones a partir del sismo de 1985

Además de las pérdidas humanas y materiales, los sismos de 1985 provocaron una revaloración de la ingeniería de cimentaciones practicada durante los años anteriores a ellos. Los resultados de esta evaluación empírica pueden resumirse en los siguientes puntos (DDF, 1987):

1. En la intensidad de las sollicitaciones y daños en la ciudad influyeron dos elementos, uno geotécnico y el otro estructural: el período fundamental del subsuelo en cada sitio, y el período fundamental de las edificaciones predominantes en cada zona.
2. Aproximadamente 10% de los edificios afectados de manera importante, sufrieron daños en la cimentación que pueden clasificarse como fallas, y lo más frecuente en estos casos fue un hundimiento excesivo, diferencial o generalizado, debido a la deformación del suelo por la combinación de carga sostenida y cíclica.
3. Las cimentaciones que habían sido diseñadas con apego al Reglamento de 1976 y con base en fundamentos de mecánica de suelos bien establecidos, se comportaron bien a pesar de haber sufrido sollicitaciones muy superiores a las de su diseño.
4. Las cimentaciones con pilotes de fricción sufrieron daños en mayor proporción que las de otros tipos. Inicialmente, este hecho se atribuyó a la pérdida de resistencia de los pilotes bajo carga cíclica, pero los análisis posteriores dejaron claro que en todos los casos de este tipo había defectos conceptuales de diseño.
5. Se concluyó que, si bien existen una teoría y una práctica bien probadas que permiten hacer diseños y construcción de cimentaciones adecuadas, algunos factores han contribuido a que la calidad de esta última sea muy heterogénea. Las fallas más graves y frecuentes en la ingeniería de cimentaciones, puestas en evidencia por los sismos:
 - a. No existía un acoplamiento entre los efectos mutuos de cimentación y superestructura.
 - b. Se menospreciaban los asentamientos y emersiones, lo que influye en los problemas de estabilidad..
 - c. No había compatibilidad entre cimentaciones de estructuras colindantes ni entre las de diversas porciones de una misma estructura irregular o con varios cuerpos.
 - d. Se ignoraban las implicaciones peculiares de la consolidación regional en el comportamiento a largo plazo de cada tipo de cimentación, así como los conflictos que por la misma causa suelen presentarse en el comportamiento de cada cimentación entre el corto y largo plazos y entre las condiciones estática y de sismo.

- e. Se formulaban hipótesis sobre la distribución de cargas entre losa y pilotes de fricción o de control, en condiciones estáticas y bajo sismo.
- f. Se empleaban procedimientos demasiado simplistas para estimar los asentamientos de cimentaciones con pilotes de fricción.

A partir de esto, se han generado nuevos conocimientos sobre los siguientes temas, que de alguna manera ya han sido mencionados en los capítulos anteriores:

- a) Caracterización del subsuelo del Valle de México desde el punto de vista de sus propiedades dinámicas
- b) Aplicación de diversos modelos matemáticos a la interpretación y predicción de efectos de amplificación local
- c) Estudio de casos de cimentación con daños significativos o fallas
- d) Importancia de la interacción dinámica suelo estructura
- e) Comportamiento de pilotes bajo carga sísmica

Actualmente estas modificaciones ya han sido incorporadas al RCDF dentro de las NTC, para diseño por sismo y para diseño de cimentaciones. Sin embargo, aún falta que se incluyan lineamientos para otros sistemas de cimentación que también tienen un amplio uso, como las inclusiones.

4.2 Cimentaciones a base de inclusiones

El diseño de la cimentación es uno de los procesos más importantes y difíciles en la construcción de cualquier estructura. Es necesario considerar no sólo la capacidad de carga del suelo, sino los asentamientos que se producirán y los efectos que tendrán en la estructura. En muchas ocasiones, el suelo de la zona del proyecto tiene propiedades muy pobres y las inclusiones rígidas pueden ser utilizadas para mejorar esas propiedades y así tener una solución de cimentación.

El uso de inclusiones como sistema de cimentación comenzó en la década de los setentas en algunos países europeos, actualmente es practicada en muchos países dadas las ventajas que representa este tipo de cimentación: disminuye los asentamientos totales y diferenciales y aumenta la capacidad de carga del suelo logrando reducir tiempo y costo de construcción.

4.2.1 Inclusiones rígidas

Un sistema típico de inclusiones rígidas está formado por dos elementos principales (Briancon et al., 2004): inclusiones rígidas verticales que transfieren la carga a materiales más profundos y menos compresibles, y, una plataforma de materiales granulares que aseguran la transmisión de carga de la estructura a la cabeza de las inclusiones (Fig. 4.1)

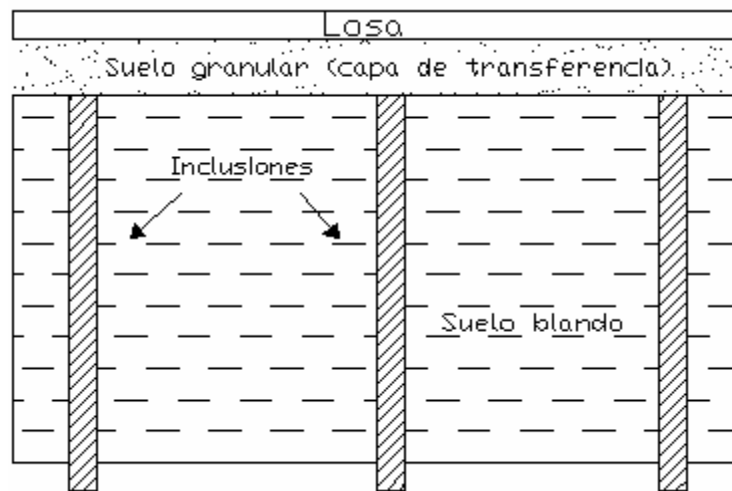


Fig. 4.1. Sistema de cimentación por inclusiones

Este tipo de inclusiones puede ser elaborado con metal, madera o concreto y pueden tener secciones cilíndricas, tubulares u otras formas. La diferencia entre las inclusiones y otro tipo de cimentaciones profundas, como los pilotes o pilas, es que no están conectadas a la superestructura.

Las inclusiones rígidas se aplican comúnmente para (Rangel, J. et al., 2006):

1. Reducir los asentamientos superficiales generados por el peso muerto de la estructura o en masas de suelo bajo procesos de consolidación.
2. Incrementa la resistencia al esfuerzo cortante (para evitar fallas de fondo en excavaciones profundas, incrementando la capacidad de carga)
3. alguna combinación de los dos puntos anteriores

Como un principio de diseño, la rigidez y resistencia de las inclusiones es mucho mayor que la rigidez y resistencia del suelo donde son construidas, y siendo un mejoramiento de la masa de suelo, el resultado final es la modificación del comportamiento original de éste. Las principales aplicaciones de una cimentación con inclusiones rígidas es (Guiot, P., Paulín, J., 2006):

1. Control de asentamientos
 - a. En estructuras de tierra
 - b. En cimentaciones
2. Incremento de la resistencia en fallas de superficie
 - a. Capacidad de carga
 - b. Estabilidad de taludes

En la Fig. 4.2 se observa una clasificación sencilla de las inclusiones

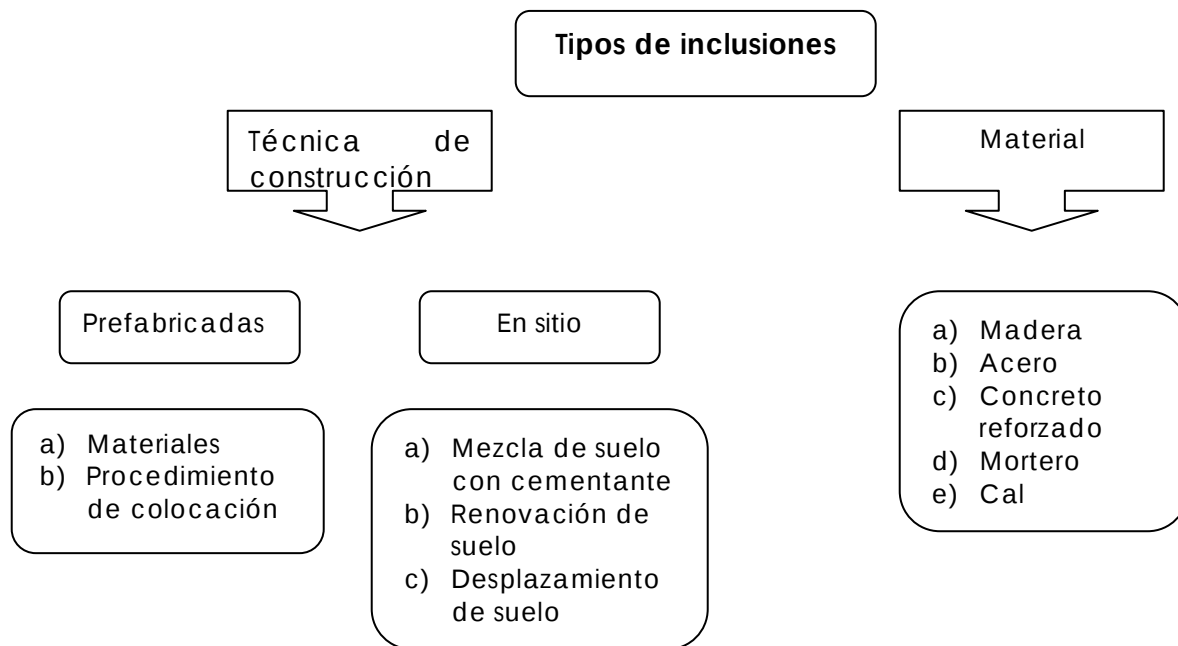


Fig. 4.2. Clasificación de inclusiones según su material o técnica de construcción

Los elementos prefabricados están hechos con materiales controlados y secciones geométricas conocidas. La principal desventaja es que las maniobras de colocación, en vez de las condiciones de servicio, pueden regir el diseño, lo que genera un gran costo. El procedimiento de colocación principal se hace con golpes o con presión, desplazando el suelo para evitar la perforación previa que incrementaría los costos.

Por el contrario, las condiciones de servicio son el elemento principal en el diseño de inclusiones elaborados *in situ*, llevando a la optimización del material. La desventaja es la especialización y experiencia que se requiere para su fabricación.

La capa de distribución está colocada entre la cimentación de la estructura y las cabezas de las inclusiones, es aplicada para la reducción de asentamientos y su objetivo es transmitir eficientemente las cargas de la estructura a los elementos rígidos verticales para que pasen a través del suelo blando hacia la capa dura.

Los materiales empleados para la capa de distribución son: suelo natural, materiales granulares, cementantes, concreto fluido, etc.

4.2.2 Comportamiento de las inclusiones

Motivos políticos, históricos y sociales han provocado el crecimiento de diversas ciudades en donde se tienen grandes problemas de cimentación. Las causas de este problema son (Jaime, A., 1988):

- a) Características del suelo (blando y compresible)
- b) Hundimiento regional
- c) Alta sismicidad

Los diseños sísmicos de sistemas de cimentación profunda en estas áreas resultan un gran reto. Aunque alternativas convencionales, consistentes en pilotes con resistencia de punta o cajones de cimentación compensados han mostrado un desempeño satisfactorio, en general durante los mayores sismos ocurridos en la Ciudad de México, pero suelen ser muy caros si se emplean en edificios para vivienda de cinco o seis pisos. Así, durante los últimos años, un nuevo enfoque, basada en inclusiones rígidas ha sido explorada como una alternativa. Aún así, hoy en día, existe incertidumbre sobre el desempeño de las inclusiones rígidas durante un sismo. Algunos análisis de este tipo de cimentación (Mayoral et al., 2006) muestran que el sistema formado por la capa de distribución y la inclusión no reduce considerablemente la amplitud de las aceleraciones observadas en el terreno; enseguida se presenta el análisis de un caso en donde se estudió el efecto que una inclusión rígida puede tener en la respuesta dinámica del depósito de suelo, cuya ubicación se muestra en la Fig. 4.3.

4.2.3 Caso de estudio

Perfil de suelo seleccionado para el análisis

Se propuso un perfil idealizado del suelo para el análisis de la interacción. Asumiendo que su variación horizontal es despreciable. Además, se considera que el perfil del suelo corresponde a un sistema de capas horizontales sobre una capa dura en la que se ubicó la mitad del espacio del modelo.

Descripción del problema

El caso de estudio, correspondiente a un caso hipotético, consiste en un edificio de siete niveles, localizado en un área de arcillas altamente compresibles, conocida como la Zona del Lago en la Ciudad de México (Fig. 4.3). Se asume que estudios previos concluyeron que los asentamientos esperados para el diseño de cargas excederán los permitidos por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDDF, 2004). Como una medida de control de asentamientos, son consideradas inclusiones rígidas como una alternativa a los pilotes con resistencia de punta o placas de cimentación compensadas.

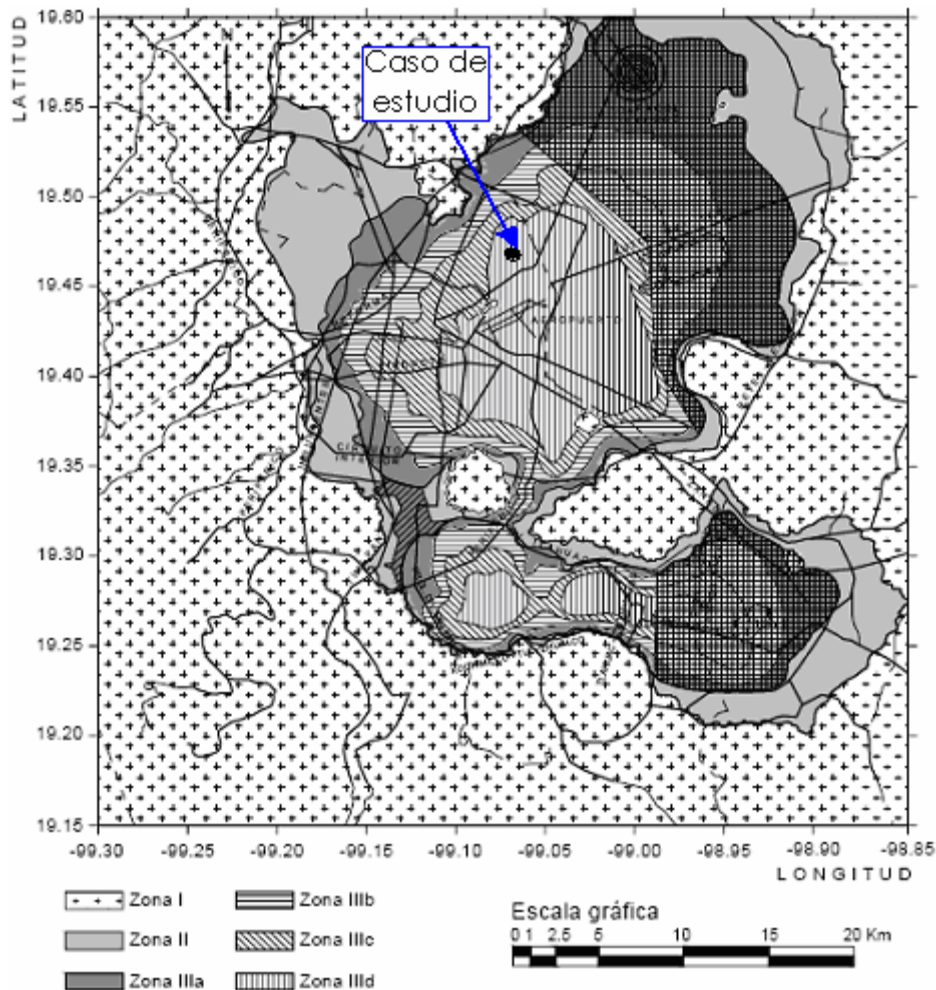


Fig. 4.3. Localización del sitio de proyecto

Condiciones generales del subsuelo

Las características del subsuelo y las propiedades dinámicas de los materiales encontrados en esta área han sido estudiadas exhaustivamente (ej., Seed et al., 1988; Romo et al., 1988; Ovando y Romo, 1991). Comúnmente el perfil estratigráfico del suelo en esta zona presenta una costra desecada de arcilla en la parte superior que se extiende a una profundidad de 3.0 m, y es soportada por una capa de arcilla blanda de, aproximadamente, 25.0 m de espesor, que tiene lentes de limo arenoso y arenas limosas intercalados. El contenido de agua de estos materiales usualmente va de 100 a 450% (ej., Seed et al., 1988). Debajo de la arcilla hay una capa de 3 m de espesor de limo arenoso muy denso, que se encuentra en la superficie de una capa de arcilla rígida de más de

37.5 m de profundidad. Bajo esta elevación se encuentra una capa de limos arenosos (más de 100 SPT golpes/ft).

Se reportan valores promedio representativos de velocidad de onda de esfuerzo cortante de materiales arcillosos de 60 y $110 \frac{m}{s}$ en las capas suave y rígida, respectivamente (Seed et al., 1988). Los valores de velocidad de onda de esfuerzo cortante de las capas duras pueden ser del orden de $500 \frac{m}{s}$ o mayores (Romo y Seed, 1986; Seed et al., 1988). Los perfiles de velocidad de onda cortante varían discretamente con la profundidad.

Propiedades dinámicas

Las propiedades dinámicas de las arcillas en la Ciudad de México han llamado la atención de investigadores por varias décadas (ej., Leon, Jaime y Rabago, 1974; Romo y Jaime, 1986; Jaime y Romo, 1988; Romo, 1995). Por ello hay una cantidad considerable de información en la literatura técnica acerca de temas como el módulo de degradación y relaciones de amortiguamiento (la cual describe la variación en el módulo equivalente lineal y el amortiguamiento con deformaciones efectivas). Las propiedades del material requeridas para los análisis fueron estimadas de los datos reportados. El módulo de degradación y la relación de amortiguamiento fueron seleccionadas en base a la graduación de los materiales y el índice de plasticidad. El límite superior del módulo de degradación y la relación de amortiguamiento usados en los análisis son mostrados en las Fig. 4.5 y 4.6, respectivamente. El módulo de relación de degradación y el límite inferior de la relación de amortiguamiento propuestos para arenas por Seed e Idriss (1970) fueron seleccionados para materiales granulares, pues se ha observado que modela bien arenas limosas (Bray, 1998). El módulo de la relación de reducción propuesto por Sun et al. (1988) en conjunto con las relaciones propuestas por Vucetic y Dobry (1991), para varios índices de plasticidad, fueron usados para materiales arcillosos. Las curvas seleccionadas para el análisis concuerdan bien con los resultados experimentales obtenidos por otros (ej., Romo, 1995).

Movimiento de entrada

El movimiento de entrada seleccionado para el análisis fue la componente norte-sur del movimiento grabado en el CUMV sitio de afloramiento durante el sismo de México en 1985. Este movimiento corresponde a un momento de magnitud, M_w , 8.1 localizado aproximadamente a 400 km. de la ciudad, en la costa del Pacífico, del estado de Michoacán. El espectro de respuesta, de 5% de amortiguamiento, para este movimiento y el registro de tiempos de aceleración son mostrados en las Fig. 4.7 y 4.8, respectivamente.

Además de emplear esta dirección, se utilizó la componente suroeste, S90W. Su historia de aceleraciones y espectro de respuesta, se muestran en las siguientes figuras (Fig. 4.9 y Fig. 4.10)

El suelo fue modelado como un sistema de capas infinito y la inclusión rígida con elementos estructurales tridimensionales. La amortiguación de radiación fue incluida implícitamente en la formulación y los efectos no lineales fueron capturados aproximadamente empleando propiedades lineales. Se considera que la inclusión se comporta dentro del rango elástico. Se asumió que la distribución de esfuerzos en el suelo no cambió durante la fase de instalación. El movimiento inicial fue aplicado en la base del modelo. La Fig. 4.4 muestra una representación esquemática del modelo usado para el análisis del ISSI. Un tipo similar de modelo puede ser usado para analizar un grupo de inclusiones.

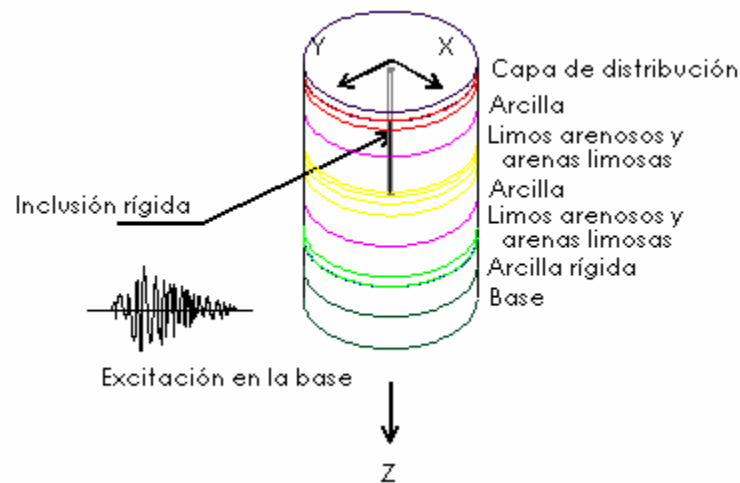


Fig. 4.4. Representación esquemática del modelo usado para los análisis de interacción suelo-estructura

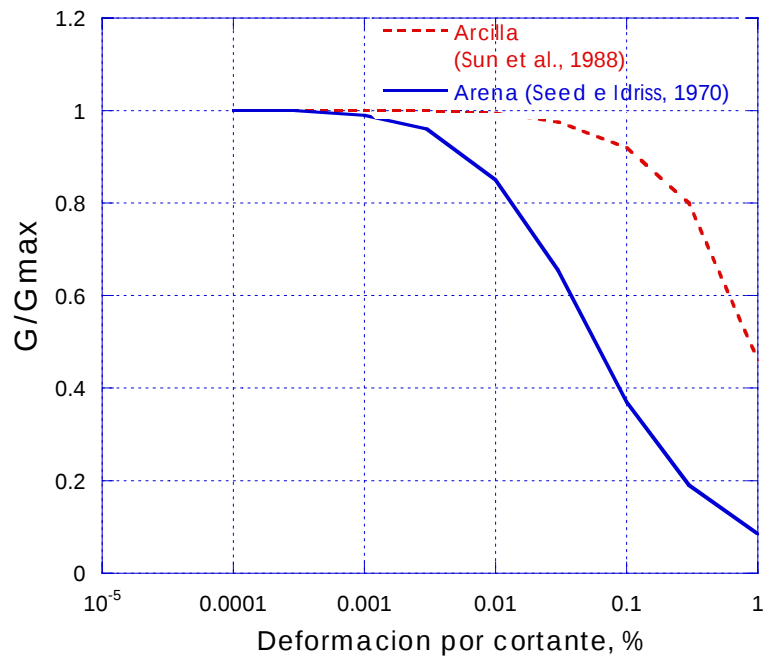


Fig. 4.5. Curvas de módulo de degradación empleadas

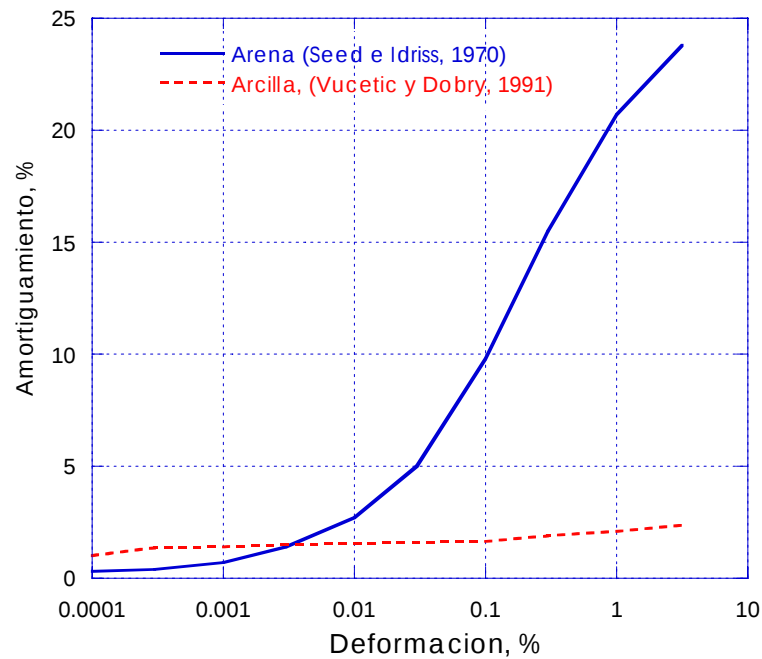
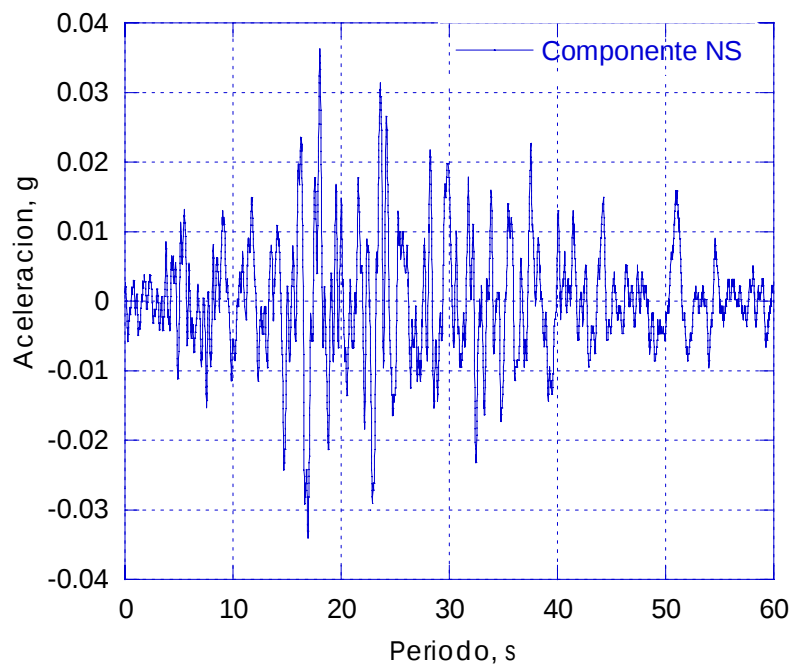
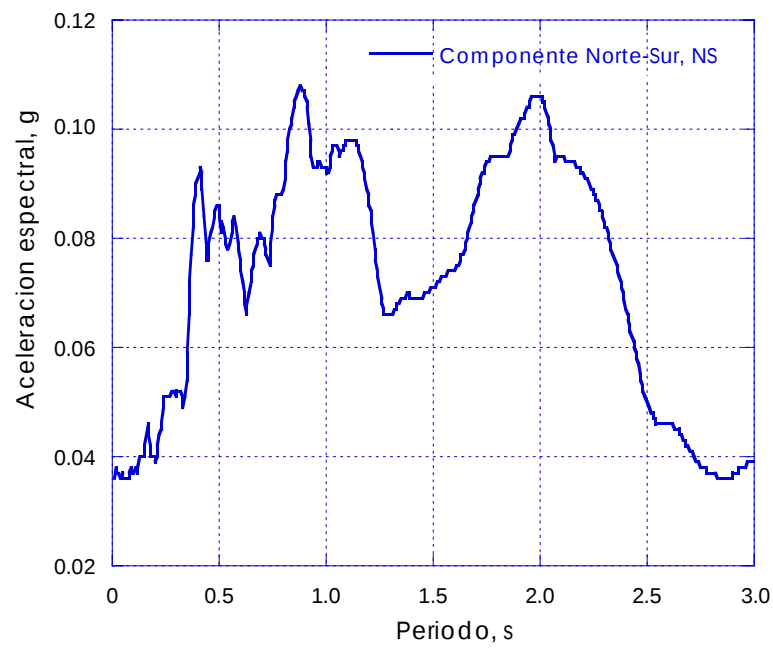
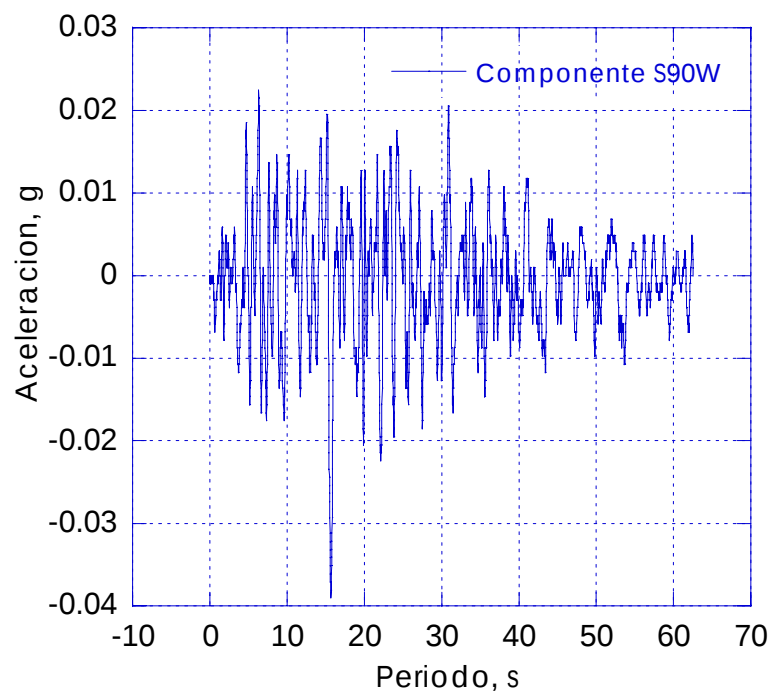
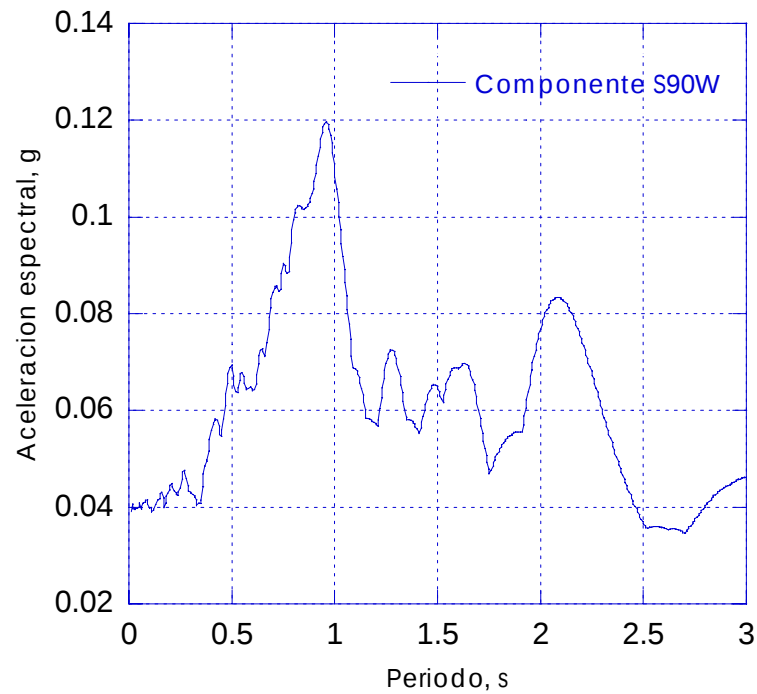


Fig. 4.6. Curvas de amortiguamiento empleadas





Los resultados obtenidos con este programa se pueden observar en las siguientes figuras, donde se muestra la respuesta en la última capa del estrato comparada con el movimiento de entrada. En seguida, se presentan las aceleraciones máximas del terreno que se calcularon, así como las deformaciones máximas y los esfuerzos cortantes máximos en el perfil del suelo. Estos análisis se realizaron para la componente Norte-Sur.

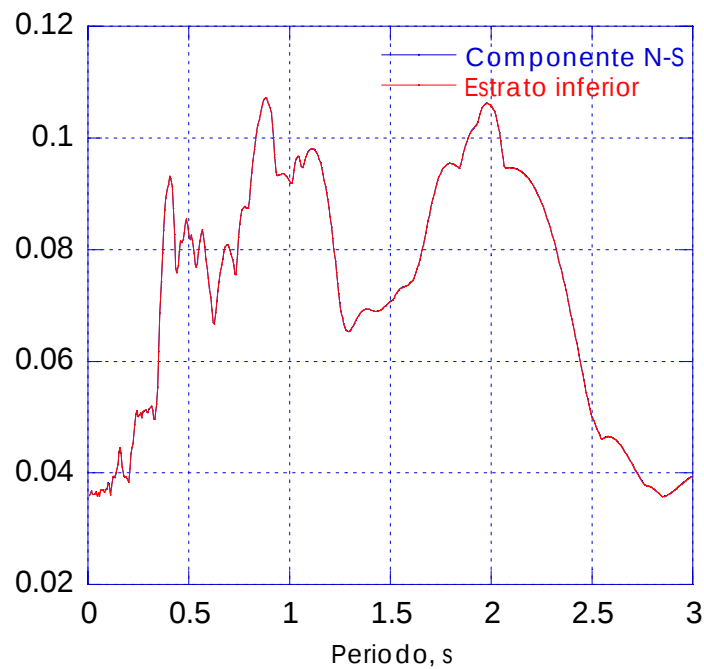


Fig. 4.11. Comparación de espectros de respuesta de la componente NS y el estrato inferior del depósito de suelo, analizado con SHAKE

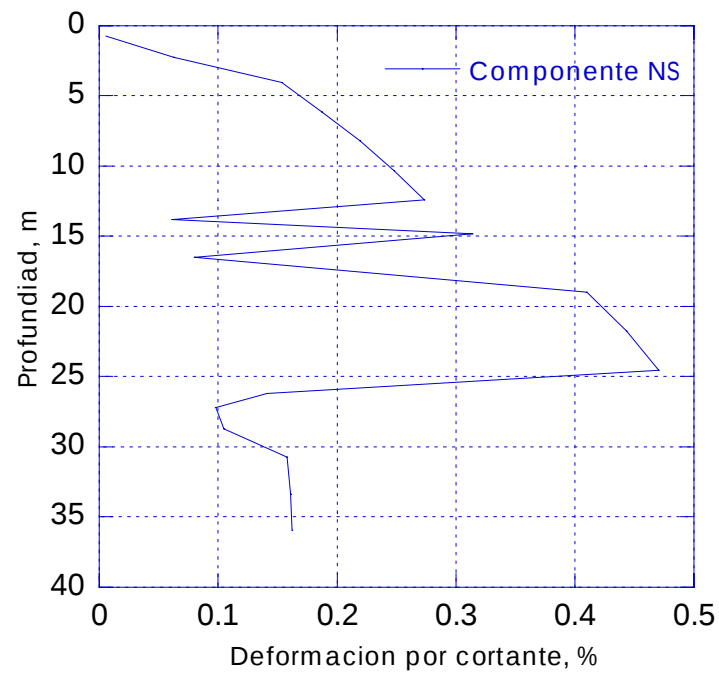


Fig. 4.12. Deformaciones máximas. Componente NS

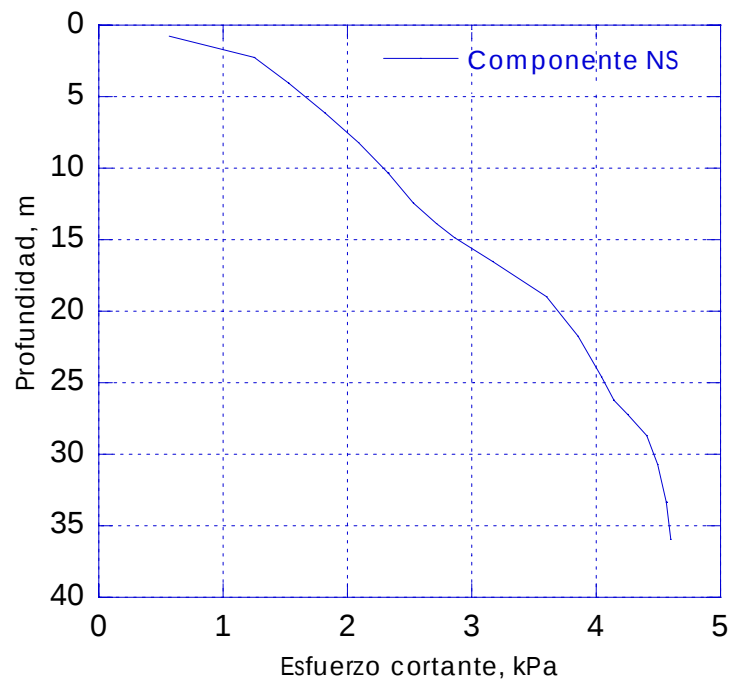


Fig. 4.13. Esfuerzos cortantes máximos. Componente NS

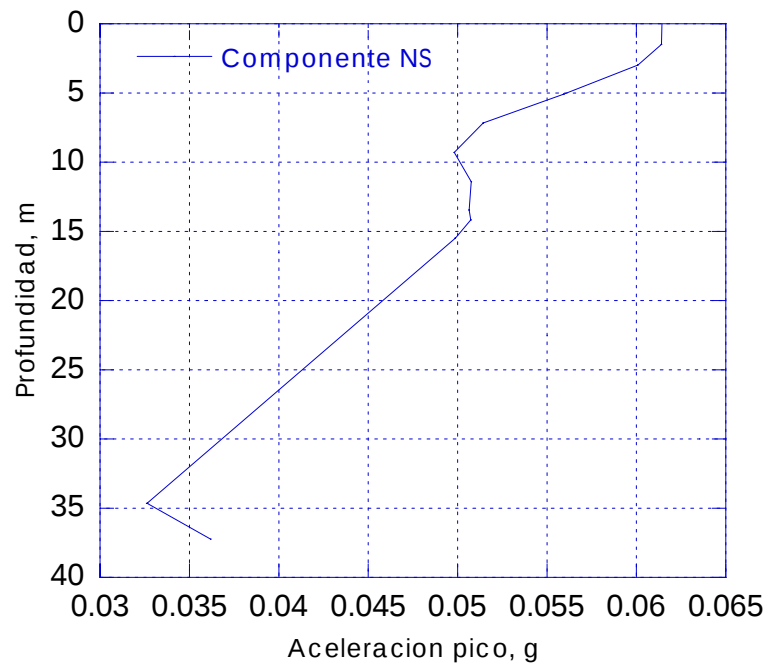


Fig. 4.14. Aceleraciones pico en campo libre. Componente NS

La Fig. 4.15 muestra una comparación entre las aceleraciones máximas calculadas en el sitio para las condiciones iniciales (el suelo sin la inclusión) y las calculadas cuando el suelo ha sido mejorado usando la capa de distribución y la inclusión.

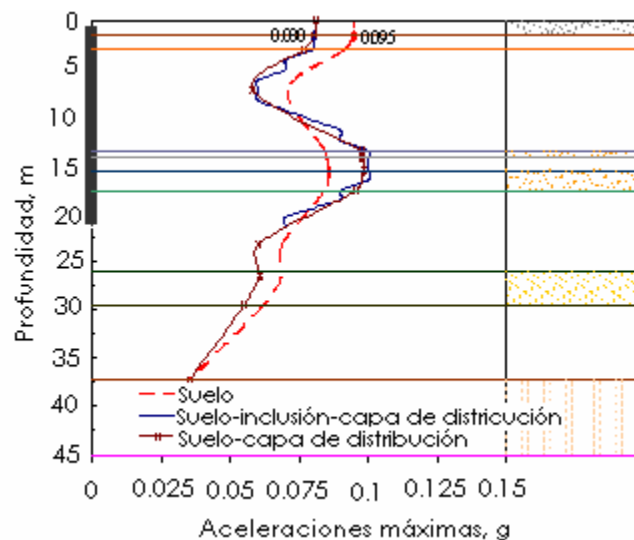


Fig. 4.15. Distribución de aceleraciones máximas (Mayoral et al., 2006)

La Fig. 4.16 muestra las aceleraciones de la parte superior de la inclusión y del suelo a la misma elevación.

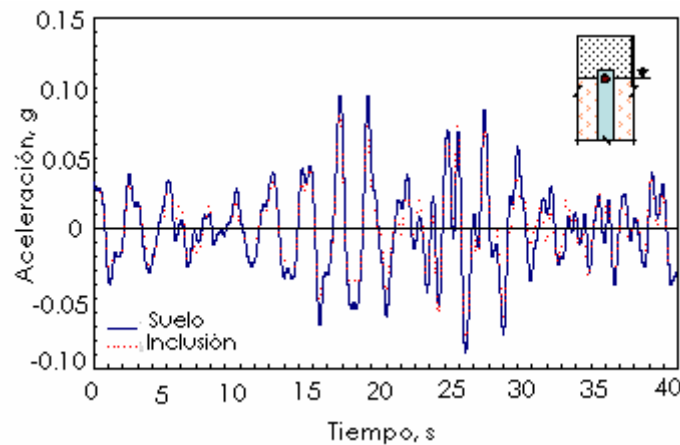


Fig. 4.16 Historias de aceleración (Mayoral et al., 2006)

Como puede observarse en las Fig. 4.15 y 4.16, la aceleración disminuye aproximadamente un 16% con la inclusión. Sin embargo, es importante mencionar que gran parte de esta disminución, 14% ó 15%, se debe a la capa de distribución (Fig. 4.15). La inclusión por sí misma, sólo reduce las aceleraciones máximas en 1%. Esto concuerda con los resultados presentados por otros autores (e.g., Romo, 1995) donde se concluyó que elementos estructurales como los pilotes de fricción no modifican significativamente los movimientos de campo libre (Mayoral et al., 2006).

Dado que el comportamiento de las inclusiones rígidas es similar al de los pilotes, como se mencionó previamente, se puede asumir que los resultados de estudios llevados a cabo con grupos de pilotes son aplicables a las inclusiones.

Romo (1991) estudió el efecto de atenuación del espectro de respuesta para dos tipos de cimentaciones: un conjunto de pilotes de fricción y un cajón rígido. La respuesta en el punto A (Fig. 4.17) es menor cuando se utiliza un cajón de cimentación, lo que muestra un mejor comportamiento sísmico. De hecho, para el período estructural del sistema suelo-estructura, $T_e = 1$, el movimiento de campo libre pico se atenúa completamente. Comparando las respuestas del campo libre y del grupo de pilotes, se observa que la atenuación no es muy grande, no se modifica completamente el período base y por tanto el cambio en la respuesta sísmica también es pequeño. Aplicando este resultado a un grupo de inclusiones, y considerando que la reducción de las aceleraciones máximas del terreno se debe mayoritariamente a la capa de distribución, se puede concluir que en zonas sísmicas se requiere utilizar capas de distribución rígidas más gruesas o una combinación de inclusiones con algún tipo de mejoramiento superficial masivo del suelo; esto indica que en muchos casos sería más conveniente el uso de cajones de cimentación.

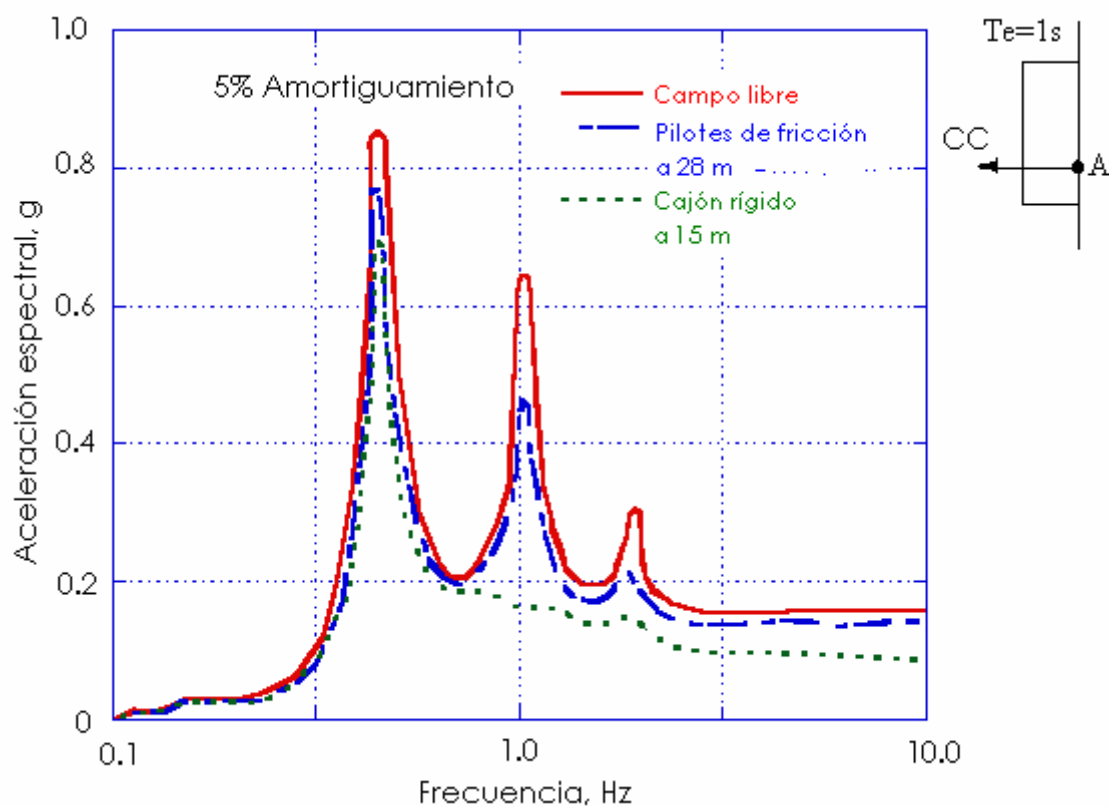


Fig. 4.17. Efecto del tipo de cimentación en la atenuación de la respuesta (Romo, 1991)

Con este simple análisis se reafirma la necesidad de que los Reglamentos de Construcción proporcionen lineamientos adecuados para este tipo de cimentaciones ya que su respuesta sísmica en suelos blandos podría no cumplir con los requerimientos mínimos de seguridad.

5. CONCLUSIONES

Actualmente, los Códigos Sísmicos toman en cuenta los efectos locales pero lo hacen mediante tipos de suelo con estratigrafías similares y por ello las especificaciones aplican a rangos amplios de condiciones de suelo, tal y como se ha mostrado. Por tanto, las condiciones específicas de una zona se pueden sobreestimar. Por esta razón los movimientos del suelo de proyecto desarrollados a partir de códigos suelen ser más conservadores, en algunos pueden corresponder a niveles de movimientos muy superiores que los desarrollados por medio de análisis específicos lo que supone diseños más caros. En ciertas zonas, sin embargo, se requieren estudios más completos y caracterizaciones puntuales del suelo que consideren condiciones de riesgo más realistas e impidan la falla de las estructuras.

Estudios analíticos (Romo y Jaime, 1986; Romo y Seed, 1987) y observaciones recientes (Singh y Ordaz, 1992) muestran que la evaluación de las características más significativas de la respuesta de los depósitos de suelo en la ciudad de México se puede definir con buen grado de aproximación usando modelos unidimensionales de propagación de ondas sísmicas SH. Los resultados de estas investigaciones indican que realizar microzonificaciones sísmicas para definir los movimientos específicos en un sitio en particular resulta una tarea relativamente económica, que está al alcance de la práctica profesional. Este tipo de métodos deben ser considerados por los Reglamentos para alcanzar niveles de seguridad adecuados en zonas con condiciones geotécnicas difíciles, como San Francisco, E.U.A. o Bogotá, Colombia.

El siguiente aspecto geotécnico analizado fue la interacción suelo estructura. Anteriormente los Reglamentos no consideraban este efecto, pero tras la ocurrencia de sismos importantes se realizaron evaluaciones que culminaron con su inserción en el cuerpo de los Códigos de Construcción. El fenómeno de atenuación de la interacción suelo estructura es un factor muy importante para el diseño sísmico pues simples recomendaciones, como las mencionadas en el tercer capítulo, pueden proporcionar útiles criterios de construcción. Los ejemplos mostrados revelan que la flexibilidad de los depósitos blandos aumenta el período natural efectivo de las estructuras. Este efecto debe tomarse en cuenta en el cálculo de los cortantes basales y momentos de volteo.

Otro elemento que debe considerarse es la presencia de construcciones vecinas, pues representa el caso de grandes ciudades como las que se han tomado como ejemplos; esta vecindad puede modificar los espectros de piso que se calculan suponiendo edificios aislados. Esto puede ser de gran relevancia cuando se tienen estructuras ligeras sobre una cimentación superficial y en las cercanías se encuentra un edificio pesado con cimentación profunda y rígida (Romo, 1991).

Es necesario que se hagan consideraciones también sobre el tipo de cimentación con base en la respuesta sísmica. Como se observó, la capacidad atenuadora de los cajones profundos se debe a que la interacción cinemática cobra particular importancia en suelos blandos por el contraste significativo entre las rigideces del suelo y su cimentación, y la

disminución sustancial en la intensidad de los movimientos sísmicos del terreno con la profundidad. Aunque algunos de estos elementos son considerados en los Reglamentos, las simplificaciones que se realizan en el diseño, llevan a la omisión de los efectos que tienen en la interacción suelo-estructura.

El capítulo anterior fue una concisa introducción al tema de las cimentaciones y a las modificaciones que ha sufrido esta área en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Se mostró que, si bien el uso de inclusiones parece ser una opción adecuada para mejorar las propiedades de fuerza y compresibilidad de los suelos (Mayoral, J., et al., 2006) y en años recientes se ha incrementado el uso de inclusiones rígidas como un método de control de asentamientos para estructuras construidas en suelos blandos, la aplicación de estas nuevas técnicas de cimentación en zonas sísmicas altamente pobladas como la Ciudad de México requiere consideraciones especiales ya que actualmente no se tiene un amplio conocimiento del desempeño sísmico de las inclusiones rígidas, por lo que este tipo de cimentación debe ser considerado en nuevas versiones de los tres reglamentos aquí expuestos. Una evaluación del comportamiento posterior al sismo debe ser realizada en los sistemas de inclusiones para asegurar que sus fallas no provoquen vulnerabilidad de la estructura en sismos futuros.

El análisis de los aspectos geo-sísmicos aquí mencionados es muy elemental y se puede ahondar más en ellos para obtener lineamientos concretos de diseño sismorresistente, sin embargo, se presentan recomendaciones consistentes y generales que permiten su uso en la práctica profesional.

Próximos temas de investigación

Con el fin de incorporar nuevas recomendaciones para diseño y dar más alcance sobre aspectos geo-sísmicos al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, se continuará con el estudio de los siguientes temas:

1. Microzonificación sísmica
2. Análisis del comportamiento sísmico de un grupo de inclusiones
3. Nuevas propuestas de cimentaciones
 - a. Muros milán
 - b. Muros reticulares



REFERENCIAS

- Balakrishnana, A. 1998, Summary of Geotechnical Data for Treasure Island for CLC Researchers.
- Bárcena, A., Romo, M. 1994, RADSH: Programa de computadora para analizar depósitos de suelo estratificados horizontalmente sujetos a excitaciones dinámicas aleatorias, Instituto de Ingeniería, pp.2-11
- Borcherdt, R.D. 1970, Effects of local geology on ground motion near San Francisco Bay, Bull. Seism. Soc. Am., 60, pp.29-61
- Bray, J. 1998, Personal notes on geotechnical earthquake engineering, Universidad de California, Berkeley.
- Cartwright, D.E., Longuet-Higgins, D.E. 1956, The statistical distribution of the maxima of a random function, Proc. Roy. Soc. London, Ser.76, 5002.
- Cortínez, V., Girón, P. 2001, El método de los elementos finitos en la ingeniería práctica, Universidad Tecnológica Nacional.
- Davenport, A.G. 1964, Note on the distribution of the largest value of a random function with application to gust loading, Proc. Inst. of C.E., 28, pp. 187-196
- De Alba, P., Bemoit, J., Youd, T.L., Shakal, A.F., Pass, D.G., and Carter, J.L. 1993. Deep instrumentation array at Treasure Island Naval Station. USGS Artículo profesional.
- Departamento del Distrito Federal (DDF). 1987, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Octubre de 1987.
- Dickenson, S.E. 1994. Dynamic Response of Soft and Deep Cohesive Soils During the Loma Prieta Earthquake of October 17, 1989. Dissertation submitted in partial satisfaction of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering of the University of California at Berkeley.
- Dobry, R., Vucetic, M. 1987, Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits, Proceedings, International Symposium on Geotechnical Engineering of soft soils, Ciudad de México, Vol.2, pp.51-87.



Elagamal, A.W. et al. 1996. Identification and modeling of earthquake ground response-I. Site amplification. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, May, 409-522.

Elagamal, A.W. et al. 1996. Identification and modeling of earthquake ground response-II. Site amplification. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, May, 523-547

Esteva L. y Ordaz M. 1989, Riesgo sísmico y espectros de diseño en la República Mexicana, Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM

Field, E.H., Jacob, K.H., Hough, S.E. 1992, Earthquake weak motion estimation: a weak motion case study, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 82-6, pp.2283-2307

Gibbs, J.F., Fumal, T.E., Boore, D.M., and Joyner, W.B. 1992. Seismic velocities and geologic logs from borehole measurements at seven strong- motion stations that recorded the Loma Prieta Earthquake, U.S.G.S. Open-File Report 92-287.

Guiot, P., Paulin, J. 2006, Construction of inclusions, *Symposium of Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions*, pp.141-149

Hernández, G.A. 1989, Efecto de la profundidad de desplante en la respuesta de las estructuras, Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, pp.62-84

Hough, S.E., Seeber, L., Rovelli, A., Malagnini, L., DeCesare, A., Selveggi, G., Lerber-Lam, A. 1992, Ambient noise and weak motion excitation of sediment resonances: results from the Tiber Valley, Italy, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 82, pp.1186-1205

Hwang et al. 1975, A simplified three-dimensional soil-structure interaction study, *Second ASCE Specialty Conference on Structure Design of Nuclear Plant Facilities*, pp.786-808

Idriss, I.M., 1993. Assessment of site response analysis procedures. Report of center for Geotechnical Modeling Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis.

Jaime, A., Romo, M. 1987, Características del suelo en el sitio plaza Río de Janeiro, informe interno, II

Jaime, A. 1988, Geotecnia y Sismicidad en el Valle de México, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Jennings P., Bielak, J. 1973, Dynamics of building-soil interaction. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 63, pp.9-48



Kramer, S. 1996, Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, University of Washington.

Kokusho, T., Yoshida, Y., Esashi, Y. 1982, Dynamic properties of soft clay for wide strain range, Soils and Foundations, Vol.22, No.4, pp.1-18.

Lachet, C., Bard, P.Y.1994, Numerical and theoretical investigations on the possibilities and limitations of the Nakamura's technique, Journal of Physics of the Earth.

Lermo, J., Rodríguez, M., Smgh, S.K. 1988, Natural periods of sites in the Valley of Mexico from microtremor measurements and strong motion data, Earthquake Spectra, 4-4, pp.805-814

Lermo, J., Chavez-García, F.J. 1993, Site effect evaluation using spectral ratios with only one station, Bull. Seism. Soc. Am., 83, pp.1574-1594

Lok and Pestana. 1999. Numerical model of seismic soil pile structure interaction in soft clay. Ph.D. Dissertation. University of California, Berkeley.

Lysmer, J., Drake, L.A. 1972, Afinite element method for seismology, Methods of Computational Physics, Vol.11, Cap.6, Academic Press

Lysmer, J. et al. 1974, LUSH: A computer program for complex response análisis of soil-structure interaction problems, Report UCB-EERC-75/30

Lysmer, J. et al. 1975, FLUSH: A computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems, Report UCB/EERC-75/30

Lysmer, J., et al. 1975, FLUSH: A computer program for aproxímate 3-D análisis of soil-structure interaction problems, Report UCB/EERC-75/30

Mayoral, J., Romo, M., Ciri3n, A., Paulin, J. 2006, Effect of layered clay deposits on the seismic behaviour of a single rigid inclusi3n, Symposium of Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, pp. 61-69

Mayoral J. M., Romo M. P., Osorio L. 2007. Seismic parameters characterization at Texcoco Lake, México. Submitted to Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering.

Nakamura, Y.S.1989, Method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface, Geotechnical Engineering and Disaster Prevention Laboratory, QR of RTRI, Vol.30, No.1



Oteo, C. 2001, Reflexiones de un arreglador de taludes andaluces, V Simposio Nacional sobre taludes y laderas inestables, CEDES-U.P.M.-U.P.C., Madrid, Vol II, pp.783-794

Ovando-Shelley, E., Romo, M. 1991, Estimación de la velocidad de ondas-S en la arcilla de la Ciudad de México con ensayos de cono, Sismodinámica, Vol.2

Papoullis, A. 1965, Random variables and stochastic processes, Editorial Mc. Graw Hill, New York

Pavlenko, O., Irikura, K. 2000, Estimation of nonlinear time-dependent soil behavior in strong ground motions using vertical array data, Cooperation for Earthquake Simulation, Tokyo and Hakone, Japan, pp.1-5

Pérez, L. 1998, Respuesta sísmica estructural: efectos de sitio e interacción suelo-estructura (Aplicaciones al Valle de México), Tesis doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Rangel, J., Ovando, E., Aguirre, J., Ibarra, E. 2006, A parametric study of the factors involved in the dynamic response of soft soils deposits when rigid inclusions are used as a foundation solution, Symposium of Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, pp. 69-77

Reinoso, E., Ordaz, M. 2001, Duration of strong ground motion during Mexican earthquakes in terms of magnitude, distance to the rupture area and dominant site period, Earthquake Engineering Struct. Dyn., 30, pp.653-673

Rodríguez S., 2005. Characterization of Seismic Soil Response. Application to the city of Barcelona, Tesis de Maestría, Universidad Politécnica de Cataluña.

Rodríguez, G. 2005, Contribution to the seismic response studies to update Bogota's local seismic zonification, Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia, Revista de la Facultad de Ingeniería, pp. 37-43

Romo, M. 1977, Soil-structure interaction in a random seismic environment, Tesis doctoral, Universidad de California, Berkeley.

Romo, M., Seed, H. 1986, Analytical modeling of dynamic response in the Mexico earthquake of September 19, 1985, Proc. Int. Conf. on the 1985 Mexico Earthquake, Factors Involved and Lessons Learned, pp.148-162

Romo, M. 1988, Problemática de la ingeniería de cimentaciones en el Valle de México. Aspectos sísmicos, Instituto de Ingeniería, UNAM.



Romo, M., Jaime, A., Reséndiz, D. 1988, The Mexico earthquake of september 19, 1985- General soil conditions and clay properties in the Valley of México. Earthquake Spectra. Vol. 4, No. 4

Romo, M. P.1991. Interacción dinámica suelo-estructura en la ciudad de México, Conferencia de ingreso como Académico de número, Academia Mexicana de Ingeniería, Alternativas Tecnológicas, mayo 15

Romo, M., Bárcena, A. 1994, Análisis de la interacción dinámica suelo-estructura en la Ciudad de México, Instituto de Ingeniería, pp.1-3.

Romo, M. P. 1995, Clay Behavior, Soil Response and Soil-Structure Interaction Studies in Mexico City. Proceedings of the Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. San Luis Missouri, EUA, Vol 2, pp.1039-1051

Romo, M., Mayoral, J., Alberto, Y., Osorio, L. 2007, Critical analysis of key geo-seismic aspects recommended in building codes to define design spectra, XIV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ECSMGE 2007), September 2007, Madrid, España

Rosenblueth, E., Reséndiz, D. 1988, Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta interacción dinámica suelo-estructura, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No.509

Rosenblueth E., Ordaz M., Sánchez-Sesma F. y Singh S. K. 1989, Design spectra for Mexico's Federal District, Earthquake Spectra, 5, No 1, pp 273-291

Sarmiento, N. 2001, Evaluación de la respuesta sísmica en el valle de México aplicando redes neuronales artificiales, Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM

Schnabel,P., Lysmer, J., Seed, H. 1970, EERC Report SHAKE- A Computer Program for the Earthquake Response for Horizontally Layered Sites, University of California Berkeley, No. 72-2

Seed, H., Idriss, I. 1969, Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94, No. SM1, pp.55-69



Seed, H. 1986, Influence of local soil conditions on ground motions and building damage during earthquakes, Eight Nabor Carrillo Lecture, SMMS, Mazatlán

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

Seed, R.B., Dickenson, S.E. and Mok, C.M. 1994. Site effects on strong shaking and seismic risk: Recent developments and their impact on seismic design codes and practice, Proc. of Structure Congress XII, ASCE, Vol. 1, pp 573-578

Seed, R.B. and Moss, R.E.S. 1999, Recent advances in US codes and policy with regard to seismic geotechnics, Earthquake Geotechnical Engineering, Sêco e Pinto (ed.), Vol. 3:1111-1116, Balkema, Rotterdam

Singh, S. K. and Ordaz, M. 1993, On the origin of long coda observed in the lake-bed strong-motion records of Mexico City, Bull. Seismological Society of America, vol. 83, 1298-1306

Steidl, J., Tumarkin, A., Archuleta, R. 1996, What is a referente site, Bull. Seism. Soc. Am, Vol.86, No.6, pp.1733-1748

Sun, J.I., Golesorkhi, R., Seed, H.B. 1988, Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils, Report No. EERC-88/15, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley.

Theodulis, N., Bard, P.Y., Archuleta, R., Bouchon, M. 1996, horizontal to vertical spectral ratio and geological conditions: the case of Garner Valley downhole array in Southern California, Bull. Seism. Am., 86, pp.306-319

Veletsos A., Meek, J. 1974, Dynamic behaviour of building-foundation systems, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 3, pp.121-138

Vulcetic, M., Dobry, R. 1991, Effect of soil plasticity on cyclic response, Journal of Geotech. Engineering, ASCE, Vol. 114, No.1

Vucetic, M., Dobry, R. 1991, Effect of soil plasticity on cyclic response, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.117, No.1, pp.89-107.



Waas, G. 1972, earth vibration effects and abatement for military facilities-analysis method for footing vibrations through layered media, Technical Report S-71-14, US Army Engineer Wsterway Experiment Station, Vicksburg, Missisipi

Yamanaka, H., Dravinski, M., Kaganu, H. 1993, Continuos measurements of microtremors on sediments and basement in Los Angeles, California, Bull. Seism. Soc. Am., 83, pp.1595-1609

Zen, K., Umehara, Y., Hamada, K. 1978, Laboratory tests and in-situ seismic survey on vibratory shear modulus of clayey soils with different plasticities, Proceedings, Fifth Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo, pp.721-728.