



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

ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO PARA LA CIUDAD DE OAXACA

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
SARMIENTO HERRERA JESÚS OSWALDO

TUTOR PRINCIPAL
Dr. ALBERTO JAIME PAREDES
Instituto de Ingeniería, UNAM

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX., ENERO, 2022



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente:	M.I. JAIME ANTONIO MARTÍNEZ MIER
Secretario:	Dr. EDUARDO BOTERO JARAMILLO
1er. Vocal:	Dr. ALBERTO JAIME PAREDES
2do. Vocal:	Dr. MIGUEL ÁNGEL JAIMES TÉLLEZ
3er. Vocal:	Dr. SERGIO ANTONIO MARTÍNEZ GALVÁN

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS

Dr. Alberto Jaime Paredes

AGRADECIMIENTOS

A *Dios* por haberme acompañado y guiado en todas las etapas de mi vida, por ser mi fortaleza en los momentos de debilidad, por brindarme una vida llena de salud y sobre todo de felicidad.

Al *Dr. Alberto Jaime Paredes* por su tiempo, conocimientos, consejos, orientación e inmensa paciencia en la dirección de este trabajo. Le estoy muy agradecido por la confianza y las oportunidades brindadas en esta etapa profesional de mi vida.

A mis sinodales: *M.I. Jaime A. Martínez Mier, Dr. Eduardo Botero Jaramillo, Dr. Alberto Jaime Paredes, Dr. Miguel Á. Jaimes Téllez y Dr. Sergio Antonio Martínez Galván*, por dedicar parte de su valioso tiempo en revisar este escrito y cuyas sugerencias enriquecieron este trabajo.

Al *Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT)* por el apoyo económico que me brindó durante la maestría. “Sin la beca esto no hubiese sido posible”.

A todos los *profesores del posgrado* de la facultada de ingeniería de la UNAM por sus valiosos conocimientos compartidos.

A mis *amigos y compañeros* de la maestría, por compartir horas de estudio y diversión; sin duda hicieron más amena mi estancia en el posgrado.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por permitirme formar parte de esta máxima casa de estudios.

¡Muchas gracias!

DEDICATORIAS

A mis padres:

Eric Sarmiento Santiago

y

Teresa Herrera Heras

A quienes me han heredado el tesoro más valioso que puede dársele a un hijo: Amor. A quienes sin escatimar esfuerzo alguno han sacrificado por mi gran parte de su vida, me han formado y educado. A quienes la ilusión de su existencia ha sido el haberme convertido en persona de provecho. A quienes nunca podré pagar todos sus desvelos ni con las riquezas más grandes del mundo. Para ustedes queridos padres, que Dios los bendiga y guarde siempre.

A mi esposa:

Berenice Osorio García

Por su comprensión y apoyo incondicional durante todos estos años de mi vida. Por enseñarme que siempre hay una luz al final del camino.

A mis abuelos:

José Sarmiento Silva

y

Emilia Santiago Lucrecio

Por tener la dicha de conocerlos y vivir a su lado. Por ser parte de mi vida, pero sobre todo, por llenar mis días de alegría.

RESUMEN

En el presente trabajo se analiza el peligro sísmico de la ciudad de Oaxaca, en términos de tasas de excedencia de intensidad para diferentes periodos estructurales. Se estudian los dos tipos de sismos que más afectan a esta región: sismos de subducción y de profundidad intermedia y fallamiento normal. Los resultados se presentan a través de curvas de peligro sísmico (aceleración espectral horizontal en roca vs tasas de excedencia de intensidad) y espectros de peligro uniforme (periodo estructural vs aceleración horizontal en roca). Además, se presentan acelerogramas sintéticos en roca que producen espectros de respuesta similares a los espectros de peligro uniforme. Estos acelerogramas, implícitamente reflejan el peligro sísmico de la zona, por lo que pueden utilizarse para evaluar los efectos de sitio en cualquier parte de la ciudad de Oaxaca. Por último, los resultados obtenidos en este trabajo también pueden utilizarse como fundamento teórico para elaborar una normativa local de diseño sísmico, que facilite la evaluación de las fuerzas sísmicas actuantes en las edificaciones.

CONTENIDO

RESUMEN	i
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Antecedentes.....	1
1.2. Objetivo	1
1.3. Alcances	2
2. TECTÓNICA DE PLACAS.....	3
2.1. Estructura Interna de la Tierra.....	3
2.2. Deriva Continental	4
2.3. Expansión del Fondo Oceánico.....	5
2.4. Teoría de la Tectónica de Placas	6
2.4.1. Tipos de bordes	7
2.5. Conclusiones	10
3. FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA SÍSMICA	11
3.1. Origen de los Sismos	11
3.1.1. Teoría del rebote elástico.....	12
3.2. Registro del Movimiento Sísmico	14
3.3. Parámetros Sísmicos	17
3.4. Escalas Sísmicas	19
3.5. Ondas Sísmicas	23
3.6. Reflexión y Refracción.....	24
3.7. Conclusiones	25
4. TEORÍA DE PROPAGACIÓN DE ONDAS	27
4.1. Propagación Unidimensional de Ondas	27
4.1.1. Solución de la ecuación unidimensional de onda.....	30
4.2. Propagación Tridimensional de Ondas	31
4.2.1. Solución de la ecuación tridimensional de ondas.....	32
4.3. Atenuación de las Ondas	34
4.3.1. Amortiguamiento de los materiales	34
4.3.2. Amortiguamiento geométrico	37
4.4. Conclusiones	38

5.	SISMICIDAD DE LA REPÚBLICA MEXICANA	39
5.1.	Tectónica de la República Mexicana.....	39
5.2.	Tipos de Sismos	41
5.3.	Brechas Sísmicas.....	44
5.4.	Conclusiones	44
6.	PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS	46
6.1.	Módulo Dinámico de Corte y Amortiguamiento	46
6.2.	Pruebas Dinámicas de los Suelos, Ensayes de Laboratorio.....	48
6.2.1.	Prueba triaxial cíclica	48
6.2.2.	Ensaye de corte simple cíclico	49
6.2.3.	Ensaye de columna resonante	50
6.2.4.	Medición de ondas con elementos Bender	53
6.3.	Pruebas Dinámicas de los Suelos, Ensayes de Campo	54
6.3.1.	Ensaye de refracción sísmica	55
6.3.2.	Pruebas en sondeos	57
6.3.3.	Método de oscilación forzada.....	59
6.3.4.	Sonda suspendida	60
6.3.5.	Análisis espectral de ondas superficiales (SASW).....	61
6.4.	Conclusiones	64
7.	ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA DE SUELO	65
7.1.	Análisis de Respuesta Unidimensional	65
7.1.1.	Función de transferencia para suelo uniforme sin amortiguamiento sobre roca rígida.	66
7.1.2.	Función de transferencia para suelo uniforme con amortiguamiento sobre roca rígida	67
7.1.3.	Función de transferencia para suelo uniforme con amortiguamiento sobre roca elástica	69
7.1.4.	Función de transferencia para suelo estratificado con amortiguamiento sobre roca elástica	71
7.2.	Análisis de Respuesta Bidimensional	73
7.2.1.	Generalidades del método del elemento finito	73
7.2.2.	Función de transferencia para análisis de respuesta bidimensional	77
7.3.	Análisis de Respuesta Tridimensional	78
7.4.	Conclusiones	79

8. ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DE PELIGRO SÍSMICO	80
8.1. Antecedentes.....	80
8.2. Caracterización Geométrica de las Fuentes Sísmicas.....	81
8.3. Sismicidad de la Fuente	83
8.3.1. Modelo estándar de Gutenberg – Richter	83
8.3.2. Modelo truncado de Gutenberg – Richter	84
8.3.3. Modelo del temblor característico	85
8.4. Modelos de Atenuación Sísmica	86
8.5. Evaluación Probabilista del Peligro Sísmico	89
8.6. Incertidumbres Temporales.....	90
8.7. Conclusiones.....	91
9. ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO PARA LA CIUDAD DE OAXACA.....	92
9.1. Regiones Sismogénicas que Afectan Oaxaca	92
9.2. Definición de los Modelos de Sismicidad	95
9.3. Peligro Sísmico de la Ciudad de Oaxaca	99
9.3.1. Efectos de sitio.....	108
9.4. Comentarios de los Resultados y Conclusiones	110
10. CONCLUSIONES.....	112
REFERENCIAS.....	114
APÉNDICES	
A. ESPECTROS DE RESPUESTA	119
B. ESPECTROS DE DISEÑO	127

LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1.1. Estructura interna de la tierra (Tarbuck y Lutgens, 2005).
- Figura 2.4.1. Principales placas tectónicas.
- Figura 2.4.2. Tipos de bordes de placa.
- Figura 3.1.1. Tipos de fallas.
- Figura 3.1.2. Rebote elástico.
- Figura 3.2.1 Principio de funcionamiento de sismómetros.
- Figura 3.4.1. Comparación de la escala de momento con otras escalas de magnitud.
- Figura 3.5.1. Tipos de ondas sísmicas.
- Figura 3.5.2. Relación entre las velocidades de las ondas P , S y Rayleigh, normalizadas con respecto a la velocidad de las ondas S vs la relación de Poisson (Richart, 1962).
- Figura 3.6.1. Fenómeno de reflexión y refracción.
- Figura 4.1.1. Vibración longitudinal en una barra (adaptado de Richart, 1970).
- Figura 4.1.2. Vibración torsional en una barra (adaptado de Richart 1970).
- Figura 4.1.3. Variación de los desplazamientos. a) respecto al tiempo; b) respecto a la posición.
- Figura 4.2.1. Estado de esfuerzos tridimensional de un elemento diferencial.
- Figura 4.3.1. Elemento sólido de Kelvin – Voigt.
- Figura 4.3.2. Lazo histerético para un ciclo de carga.
- Figura 4.3.3. Barra cónica sometida a propagación de ondas sísmicas.
- Figura 5.1.1. Ubicación de la República Mexicana en el mundo.
- Figura 5.1.2. Placas tectónicas de la República Mexicana (Demant, 1978, tomado de Geología de la República Mexicana, 1985).
- Figura 5.1.3. Regionalización sísmica de la República Mexicana (CFE, 2015).
- Figura 6.1.1. Ciclo de histéresis.
- Figura 6.1.2. Resumen de diferentes niveles de deformación angular, (Jaime A, 1980).
- Figura 6.2.1. Variación de G y ξ , contra la deformación angular, γ .
- Figura 6.2.2. Variantes de la prueba triaxial cíclica (Jaime A, 1980).

- Figura 6.2.3. Aparato de corte simple cíclico (Jaime A, 1975).
- Figura 6.2.4. Aparato Drnevich del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Jaime A, 1980).
- Figura 6.2.5. Curvas de aceleración total (adaptado de Flores, 2008).
- Figura 6.2.6. Arreglo de un ensaye con elemento Bender (adaptado de Ishihara, 1996).
- Figura 6.3.1. Métodos de refracción sísmica (Jaime A, 1980).
- Figura 6.3.2. Curvas domocrónicas para caso de dos estratos horizontales (Rascón et al, 1972).
- Figura 6.3.3. Ensayes de campo realizados en sondeos.
- Figura 6.3.4. Ensaye de oscilación forzada.
- Figura 6.3.5. Configuración de la prueba con sonda suspendida (Ishihara, 1996).
- Figura 6.3.6. Esquema del arreglo para el ensaye SASW (N. Gucunski y R. Woods, 1991).
- Figura 6.3.7. Función típica de densidad espectral cruzada (a) y su coherencia correspondiente (b) (N. Gucunski y R.D. Woods, 1991).
- Figura 6.3.8. Curva de dispersión experimental (adaptado de Kramer, 1996).
- Figura 7.1.1. Nomenclatura utilizada en los análisis de respuesta: a) depósito de suelo sobre macizo rocoso; b) macizo rocoso sin depósito de suelo (adaptado de Kramer, 1996).
- Figura 7.1.2. Depósito de suelo que yace sobre un macizo rocoso rígido.
- Figura 7.1.3. Efecto de la frecuencia en la respuesta de un suelo sin amortiguamiento.
- Figura 7.1.4. Efecto de la frecuencia en la respuesta de un suelo con amortiguamiento (Kramer, 1996).
- Figura 7.1.5. Depósito de suelo sobre roca elástica.
- Figura 7.1.6. Efecto de la relación de impedancia en la amplificación del movimiento.
- Figura 7.1.7. Depósito de suelo estratificado que yace sobre un macizo rocoso elástico.
- Figura 7.2.1. Ejemplos de algunas estructuras analizadas bidimensionalmente. a) muro de retención en cantiléver; b) presa de tierra; c) túnel.
- Figura 7.2.2. Discretización de elementos finitos para una estructura de retención.
- Figura 7.2.3. Conversión de un cuadrilátero irregular en el sistema de coordenadas $(x - y)$ a una forma cuadrada en el sistema de coordenadas $(s - t)$.

- Figura 7.2.4. Tipos de fronteras utilizadas en los análisis con elementos finitos. a) fronteras elementales; b) fronteras locales; c) fronteras consistentes.
- Figura 7.2.5. Análisis de presa de tierra modelada en dos dimensiones. a) condiciones de deformación plana; b) análisis bidimensional (Kramer, 1996).
- Figura 7.2.6. Ejemplo de condiciones que requieren un análisis de respuesta tridimensional. a) condiciones variables del suelo en las tres dimensiones; b) presa de tierra en un cañón estrecho; c) influencia de una estructura en el comportamiento de otra (Kramer, 1996).
- Figura 8.2.1. Aproximación de la función de densidad de probabilidad de distancias. a) fuente puntual; b) fuente lineal; c) fuente de área (adaptado de Kramer, 1996).
- Figura 8.3.1. Modelo estándar de Gutenberg – Richter (Kramer, 1996).
- Figura 8.4.1. Probabilidad de excedencia de un parámetro de intensidad A de un modelo de atenuación sísmica (adaptado de Kramer, 1996).
- Figura 9.1.1. Regiones sismogénicas de la República Mexicana (Ordaz et al, 2008).
- Figura 9.1.2. Regiones sismogénicas de sismos de subducción e intraplaca.
- Figura 9.1.3. Regiones sismogénicas de sismos característicos.
- Figura 9.2.1. Modelos de sismicidad Gutenberg – Richter truncados.
- Figura 9.2.2. Modelos de sismicidad de temblores característicos.
- Figura 9.2.3. Distribución de probabilidad de magnitud sísmica.
- Figura 9.3.1. Curvas de peligro sísmico para sismos de subducción.
- Figura 9.3.2. Probabilidad de excedencia de sismos de subducción en 50 años para diferentes niveles de aceleración.
- Figura 9.3.3. Espectros de peligro uniforme de sismos de subducción.
- Figura 9.3.4. Curvas de peligro sísmico para sismos intraplaca.
- Figura 9.3.5. Probabilidad de excedencia de sismos intraplaca en 50 años para diferentes niveles de aceleración.
- Figura 9.3.6. Espectros de peligro uniforme de sismos intraplaca.
- Figura 9.3.7. Curvas de peligro sísmico para sismos de subducción e intraplaca.
- Figura 9.3.8. Probabilidad de excedencia de sismos de subducción e intraplaca en 50 años para diferentes niveles de aceleración.
- Figura 9.3.9. Espectros de peligro uniforme para sismos de subducción e intraplaca.
- Figura 9.3.10. Aceleración máxima en roca (PGA) en función de la distancia y magnitud sísmica. a) sismos de subducción; b) sismos intraplaca.

- Figura 9.3.11. Comparativa de espectros de peligro uniforme contra espectros de respuesta de PRODISIS (CFE).
- Figura 9.3.12. Acelerogramas sintéticos para los espectros de peligro uniforme. a) TR=100 años; b) TR=250 años; c) TR=350 años y d) TR=500 años.
- Figura 9.3.13. Perfil estratigráfico del suelo en las inmediaciones de la CCO.
- Figura 9.3.14. Historia de aceleraciones obtenidas en la superficie del terreno. a) programa DEEPSOIL; b) programa GEOESTUDIO (QUAKE).
- Figura 9.3.15. Espectros de respuesta en roca y en la superficie.
- Figura A.1. Espectro de respuesta (Chopra, 2012).
- Figura A.1.1. Fuerza $p(\tau)$ variando arbitrariamente con el tiempo.
- Figura A.1.2. Variación lineal de $p(\tau)$ en un elemento diferencial.
- Figura A.1.3. Tipos de fuerzas. a) fuerza de paso y b) fuerza tipo rampa.
- Figura A.2.1. Método de la diferencia central.
- Figura A.3.1. Variación de la aceleración: a) constante; b) lineal.
- Figura B.1. Espectro de diseño.
- Figura B.3.1. Localización del predio en estudio.
- Figura B.3.2. Envolvente de diseño.
- Figura B.3.3. Espectros de diseño de CFE (2015) y NCT (2017).
- Figura B.3.4. Comparativa de la envolvente de diseño con los espectros de diseño.

LISTA DE TABLAS

- Tabla 3.4.1. Escala de Mercalli modificada.
- Tabla 6.1.1. Valores típicos del módulo de cortante de diversos suelos (Jaime A., 1980).
- Tabla 8.4.1. Parámetros de regresión del modelo de Arroyo et al (2010).
- Tabla 8.4.2. Parámetros de regresión de la componente horizontal del modelo de García et al (2005).
- Tabla 8.4.3. Parámetros de regresión de la componente vertical del modelo de García et al (2005).
- Tabla 9.1.1. Coordenadas geográficas de las regiones sismogénicas.
- Tabla 9.2.1. Parámetros de sismicidad para los modelos truncados Gutenberg – Richter.
- Tabla 9.2.2. Parámetros de sismicidad para los modelos de temblor característico (Ordaz, 2008).
- Tabla 9.3.1. Propiedades de los materiales que conforman el depósito de suelo localizado en las inmediaciones de la CCO.
- Tabla B.1.1. Grupos y clases estructurales.
- Tabla B.1.2. Tipos de espectros de diseño.
- Tabla B.1.3. Valores de los periodos característicos y exponentes que controlan las ramas descendentes de los espectros de diseño.
- Tabla B.1.4. Factores de sitio.
- Tabla B.1.5. Factores de respuesta.
- Tabla B.2.1. Valores de los parámetros de λ , ε y τ en función de T_s .
- Tabla B.3.1. Registros considerados para la envolvente de diseño.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

La República Mexicana, por su ubicación geográfica, se localiza en las zonas de influencia del Cinturón de Fuego del Pacífico. Este es el lugar geográfico donde se concentra la máxima actividad sísmica del planeta. Las placas tectónicas que contribuyen a la intensa sismicidad del territorio nacional incluyen: la Norteamericana, de Cocos, de Rivera, del Pacífico y del Caribe.

Uno de los estados con mayor sismicidad y afectación en el país es Oaxaca. En esta región, el peligro sísmico se debe principalmente a la ocurrencia de sismos de subducción y sismos intraplaca (de profundidad intermedia y fallamiento normal), los cuales son originados por la subducción de la placa de Cocos por debajo de la Norteamericana.

Dentro del territorio Oaxaqueño, la ciudad de Oaxaca es uno de muchos sitios que en la historia ha sido devastada en repetidas ocasiones a causa de estos fenómenos naturales. Por mencionar algunos ejemplos, los eventos más destructivos en la zona han sido: el sismo del 16 de junio de 1928 (M=7.6), el sismo del 14 de enero de 1931 (M=7.8) y el sismo del 29 de noviembre de 1978 (M=7.6).

Por lo anterior, surge la necesidad de evaluar la sismicidad de esta región, con el propósito de asentar las bases que permitan la creación de una norma local de diseño sísmico. Esta normativa facilitará la construcción de espectros de diseño para el análisis de las fuerzas sísmicas que actúan en las estructuras.

En la actualidad, existen diferentes procedimientos para este propósito. El método más común es el análisis probabilístico de peligro sísmico, el cual permite identificar y cuantificar explícitamente las incertidumbres temporales, espaciales y de magnitud sísmica. Los resultados generalmente se expresan en curvas de peligro sísmico o espectros de peligro uniforme; a partir de una envolvente suavizada de estos últimos espectros pueden obtenerse espectros de diseño, con los cuales es posible evaluar la magnitud de las fuerzas sísmicas en función del periodo de vibración de las estructuras.

1.2. Objetivo

Evaluar el peligro sísmico de la ciudad de Oaxaca, con el propósito de establecer las bases que permitan la creación de una normativa local de diseño sísmico, y facilite la construcción de espectros de diseño, para el análisis de las fuerzas sísmicas que operan en las estructuras.

1.3. Alcances

El presente trabajo consta de 10 capítulos que comprenden lo siguiente:

En el capítulo 2 se describen los antecedentes de la teoría de la tectónica de placas, la cual explica la génesis de los terremotos.

En el capítulo 3 se presentan los fundamentos de ingeniería sísmica. En él se describen el proceso de acumulación y liberación de energía de los sismos, los tipos de ondas sísmicas y los instrumentos y escalas que sirven para medir estos fenómenos.

En el capítulo 4 se describe la teoría de propagación de ondas sísmicas, la cual representa la base para analizar la respuesta del suelo ante un evento sísmico.

En el capítulo 5 se explica la sismicidad de la República Mexicana. Principalmente se describen las placas tectónicas que contribuyen al peligro sísmico y los tipos de eventos que ocurren en el territorio nacional.

El capítulo 6 se refiere a las propiedades dinámicas que rigen el comportamiento dinámico de los suelos. Así mismo, se mencionan las pruebas de laboratorio y de campo más comunes para obtener estos parámetros.

En el capítulo 7 se presentan las bases para analizar la respuesta dinámica de los suelos mediante funciones de transferencia, es decir, predecir los movimientos que se generan en la superficie libre del suelo, a partir de un movimiento de entrada en la roca.

En el capítulo 8 se describen las bases y el procedimiento para llevar a cabo análisis probabilísticos de peligro sísmico.

En el capítulo 9 se presenta el análisis de peligro sísmico para la ciudad de Oaxaca.

Finalmente, en el capítulo 10 se exponen las conclusiones correspondientes.

2. TECTÓNICA DE PLACAS

Este capítulo es una síntesis basada en los libros de Betbeder-Matibet, J. (2008); Matthews, M., Simons, N., y Menzies, B. (2008) y Tarbuck, E. J., y Lutgens, F. K. (2005).

2.1. Estructura Interna de la Tierra

La propagación de ondas sísmicas a través del interior de la tierra ha permitido definir tres capas concéntricas con composiciones relativamente diferentes, que conforman la estructura interna del planeta. Las principales capas consisten en un núcleo, un manto y una corteza (fig. 2.1.1).

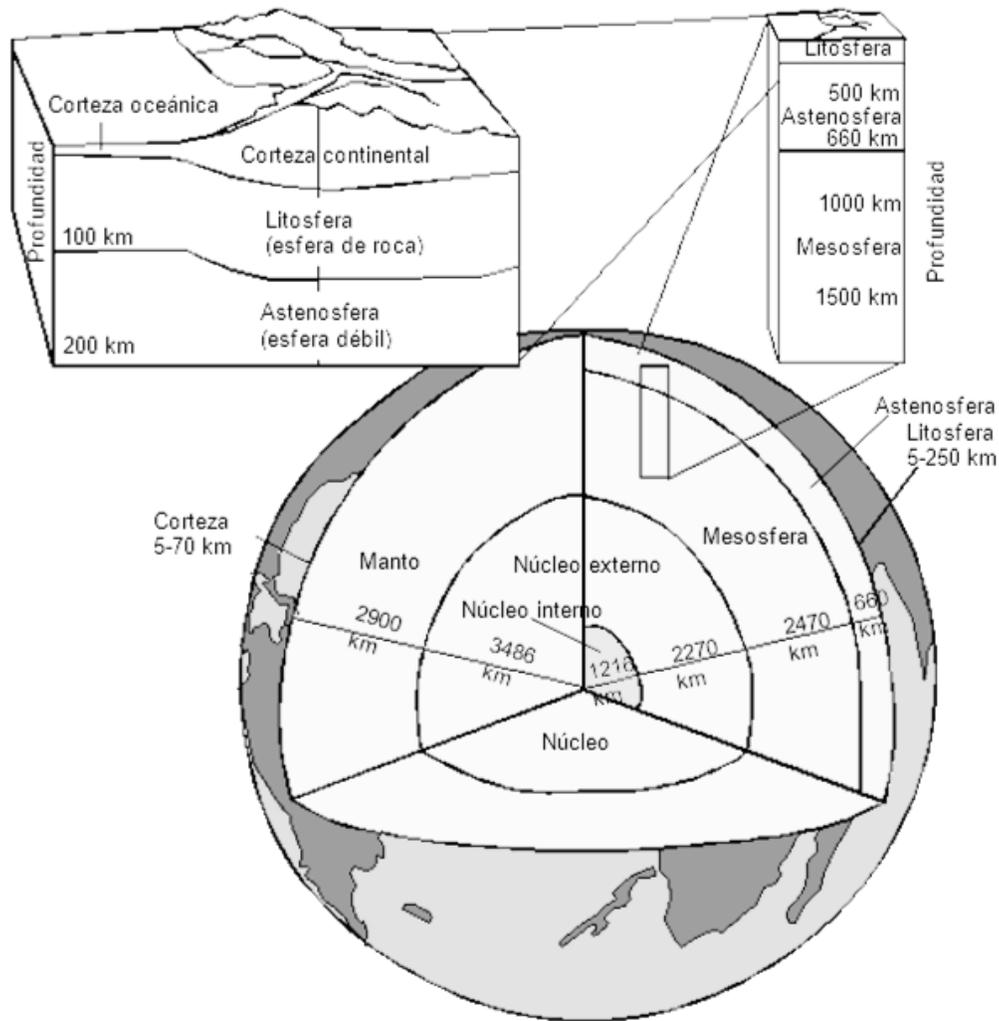


Figura 2.1.1. Estructura interna de la tierra (Tarbuck y Lutgens, 2005).

El núcleo es la parte central del planeta, está compuesto principalmente por una aleación de hierro y níquel; su radio es de aproximadamente 3486 kilómetros, y se divide en núcleo externo e interno. El núcleo externo es una capa líquida de 2270 kilómetros de espesor, mientras que el núcleo interno es sólido con un radio de aproximadamente 1216 kilómetros (fig. 2.1.1).

El manto es una capa de roca sólida que va desde el núcleo externo líquido hasta la corteza, su espesor promedio es 2900 kilómetros. Según su resistencia mecánica, ésta se divide en manto superior e inferior (mesósfera), figura 2.1.1.

El manto superior está conformado por dos capas: la litósfera y la astenósfera. La litósfera es una capa superficial sólida, rígida y fría, que abarca la zona más externa del manto y la corteza. Ésta tiene un grosor medio de 100 kilómetros, pero puede extenderse 250 kilómetros o más por debajo de las porciones más antiguas de los continentes. Por otra parte, la astenósfera es una capa débil de 660 kilómetros de espesor, localizada debajo de la litósfera. Cabe señalar, que en la parte superior de la astenósfera, se dan las condiciones de presión y temperatura para provocar una pequeña cantidad de fusión. El resultado es que la litósfera se despega mecánicamente de la capa inferior, y permite moverse con libertad de la astenósfera (fig. 2.1.1).

La corteza es la capa más externa que conforma la estructura de la tierra; se divide en corteza continental y corteza oceánica. La corteza continental tiene un espesor medio de 20 kilómetros; sin embargo, en algunas regiones montañosas, ésta puede superar los 70 kilómetros. Por otra parte, la corteza oceánica es más delgada; los espesores oscilan entre 3 y 15 kilómetros, con un promedio de 7 kilómetros de grosor (figs. 2.1.1). La composición de la corteza oceánica es diferente de la continental. La oceánica es más joven y tiene una densidad promedio de 3 gr/cm^3 , mientras que la continental es más antigua y su densidad media es de 2.7 gr/cm^3 .

2.2. Deriva Continental

La idea de que los continentes van a la deriva por la superficie de la tierra fue introducida a principios del siglo XX, cuando el meteorólogo y geofísico alemán Alfred Wegener propuso la hipótesis de la *deriva continental*. Con el desarrollo de mapas mundiales precisos, se pudo observar que los continentes, sobre todo Sudamérica y África, encajaban como las piezas de un rompecabezas. Wegener, sugirió que en el pasado había existido un único continente llamado Pangea. Además, suponía que en la era Mesozoica, éste empezó a fragmentarse en continentes más pequeños, que derivaron a sus posiciones actuales (Tarbuck y Lutgens, 2005).

CAPÍTULO 2

La hipótesis de Wegener procedía de las notables semejanzas entre las líneas de costa situadas a los dos lados del Atlántico (América del Sur y África, América del Norte y Europa). Al principio se pensó que la idea de una tierra móvil era improbable, no obstante, esta idea cobró un gran impulso cuando se encontraron organismos fósiles idénticos en rocas de Sudamérica y de África.

En apoyo a la deriva continental, Wegener encontró también pruebas de cambios climáticos globales durante el pasado geológico. Dedujo a partir de depósitos glaciares antiguos, que grandes masas de hielo cubrían extensas áreas del hemisferio sur a finales del Paleozoico. Esta idea concuerda con los depósitos de sedimentos encontrados en el sur de África, Sudamérica, India y Australia, que fueron transportados por glaciares de la misma edad. Cabe señalar, que gran parte de las zonas que contienen pruebas de esta glaciación, se encuentran en la actualidad en una franja de 30 grados respecto al Ecuador, en un clima subtropical o tropical (Tarbuck y Lutgens, 2005).

A pesar de las pruebas aportadas por Wegener a la hipótesis de la deriva continental, ésta fue rechazada. Una de las principales objeciones se atribuye a la incapacidad de Wegener para identificar un mecanismo capaz de mover los continentes a través del planeta. Wegener propuso erróneamente dos mecanismos. En el primero, sugirió que los continentes más grandes y pesados se abrieron paso por la corteza oceánica. En el segundo propuso que las fuerzas de las mareas, provocadas por las fuerzas gravitacionales que ejercen la luna y el sol sobre la tierra, afectarían principalmente la capa más externa de ésta, deslizándose como fragmentos continentales separados del interior.

2.3. Expansión del Fondo Oceánico

Después de la segunda guerra mundial, los oceanógrafos descubrieron el sistema global de dorsales oceánicas, en las cuales se observó un intenso vulcanismo y un elevado flujo térmico. Este hallazgo aportó pruebas de las fuerzas tensionales que separan la corteza oceánica de las crestas de las dorsales, mismas que serían incorporadas por Harry Hess a una nueva hipótesis llamada *expansión del fondo oceánica*.

Hess propuso que las dorsales oceánicas estaban localizadas sobre zonas de ascenso convectivo del manto. Sugirió que a medida que el material asciende desde el manto, éste se expande lateralmente, y el suelo oceánico es transportado alejándose de la cresta de la dorsal. En estos puntos, las fuerzas tensionales fracturan la corteza y proporcionan vías de intrusión magmática para generar nuevos fragmentos de corteza oceánica. También propuso que la rama descendente de una corriente convectiva del manto tiene presencia en los alrededores de las fosas submarinas. En estos sitios, la corteza oceánica es subducida hacia el interior de la tierra, en consecuencia, las porciones más antiguas de la corteza oceánica se van consumiendo de manera gradual, a medida que descienden hacia el manto (Tarbuck, E. J., y Lutgens, F. K., 2005).

Más tarde, Fred Vine y D. H. Matthews (citado por Betbeder-Matibet, J., 2008) incorporaron a la propuesta de Hess, nuevos descubrimientos relacionados con la inversión magnética del planeta. Sin embargo, a pesar de estas aportaciones, la hipótesis de la *expansión del fondo oceánico* continuó siendo un tema muy controvertido y no aceptado universalmente.

2.4. Teoría de la Tectónica de Placas

En la década de los 60s, J. Tuzo Wilson incorporó los conceptos de la deriva continental y la expansión del fondo oceánico en una teoría más completa y satisfactoria, conocida como *tectónica de placas*. Esta teoría está integrada por varias ideas que explican los movimientos de la corteza, por medio de mecanismos de subducción y de expansión del fondo oceánico. Cabe mencionar que estos mecanismos justifican los principales rasgos geológicos de la tierra, entre ellos los continentes, las montañas y las cuencas oceánicas. Wilson sugirió que grandes fallas conectaban los cinturones móviles globales en una red continua que dividía la capa externa de la tierra en varias placas rígidas. Propuso que en las dorsales oceánicas las placas se separaban y a lo largo de las fosas submarinas éstas convergían; así mismo, describió tres tipos de bordes de placa y cómo se desplazan unos respecto a otros (Tarbuck y Lutgens, 2005).

De acuerdo con el modelo de la tectónica de placas, la litósfera está rota en fragmentos denominados placas, que se desplazan sobre la parte superior de la astenósfera y cambian continuamente de tamaño y forma. En esta última región, las condiciones de presión y temperatura provocan que las rocas estén próximas a su punto de fusión, generando una zona de ductilidad. Las características de esta región, admiten la separación efectiva de la litósfera y la astenósfera, permitiendo el movimiento libre de la capa externa rígida del planeta (Matthews, Simons, y Menzies, 2008).

A pesar de la aceptación de la teoría de la tectónica de placas para describir las principales estructuras de la corteza terrestre; a la fecha, ninguno de los modelos propuestos ha permitido explicar por completo el mecanismo que impulsa el movimiento de las placas tectónicas. Sin embargo, los investigadores están de acuerdo con lo siguiente:

- El flujo convectivo del manto es la fuerza subyacente que impulsa el movimiento de las placas.
- Las placas oceánicas en subducción generan una corriente de convección descendente, mientras que el afloramiento de material caliente a lo largo de las dorsales oceánicas y las plumas calientes del manto, producen un flujo ascendente.
- Los movimientos de las placas continentales y el manto se atribuyen principalmente a la distribución desigual del calor en el interior de la tierra.

CAPÍTULO 2

En la actualidad se reconocen siete placas principales: La placa Norteamericana, la Sudamericana, la del Pacífico, la Africana, la Euroasiática, la Australiana y la Antártica. Las placas de tamaño medio son la Caribeña, la de Nazca, la Filipina, la Arábica, la de Cocos, la de Scotia y la de Juan de Fuca (fig. 2.4.1). Además, se han identificado más de una docena de placas más pequeñas, por ejemplo, la placa de la Rivera localizada al oeste de México (Tarbuck y Lutgens, 2005).

Las placas tectónicas se mueven en relación con las otras placas, a una velocidad media de 5 cm/año. Aunque el interior de éstas experimenta deformaciones, las principales interacciones entre las placas individuales se producen a lo largo de sus bordes. Cabe destacar que los bordes de las placas se definieron en un inicio con base en las localizaciones de terremotos.

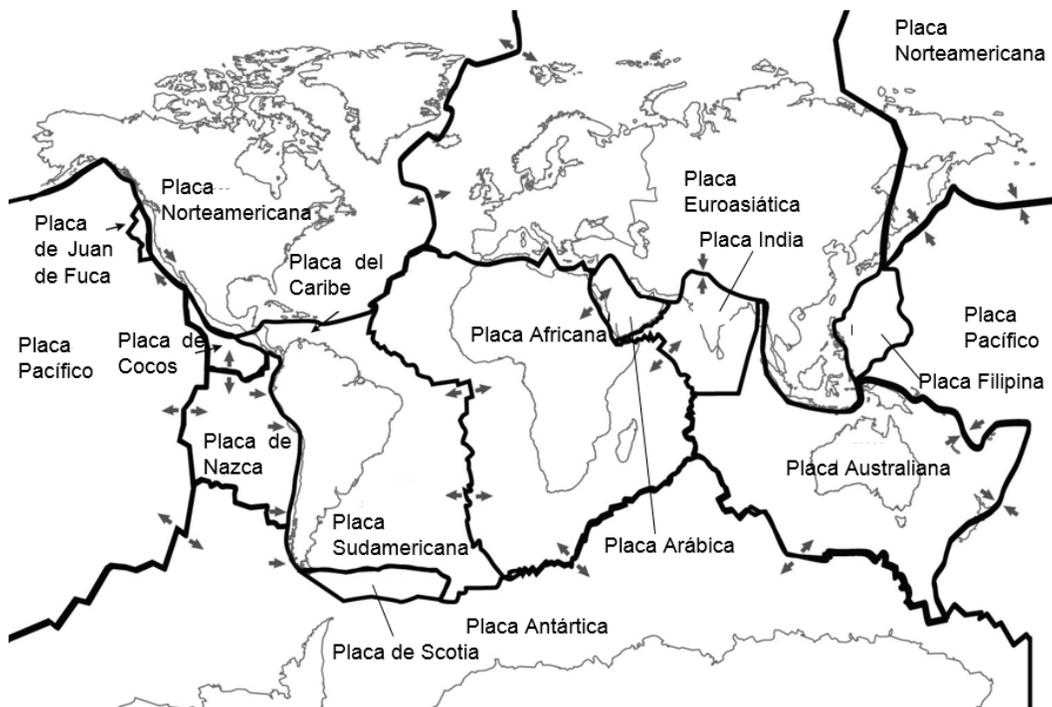


Figura 2.4.1. Principales placas tectónicas.

2.4.1. Tipos de bordes

En las placas litosféricas existen tres tipos de bordes, que se distinguen según la dirección del movimiento que presentan (fig. 2.4.2):

- Bordes divergentes: dos placas se separan produciendo el ascenso de material desde el manto para crear nueva corteza oceánica.
- Bordes convergentes: dos placas se juntan provocando subducción por debajo de una placa superpuesta.
- Bordes de falla transformante: dos placas se desplazan lateralmente una respecto de la otra sin producir ni destruir litósfera.

- **Bordes divergentes**

La mayoría de los bordes divergentes se sitúan a lo largo de las crestas de las dorsales oceánicas. Conforme las placas se separan del eje de la dorsal, se forman fracturas que son rellenadas al momento por roca fundida, que asciende desde el manto. Este magma se enfría gradualmente produciendo nuevos fragmentos de fondo oceánico (fig. 2.4.2).

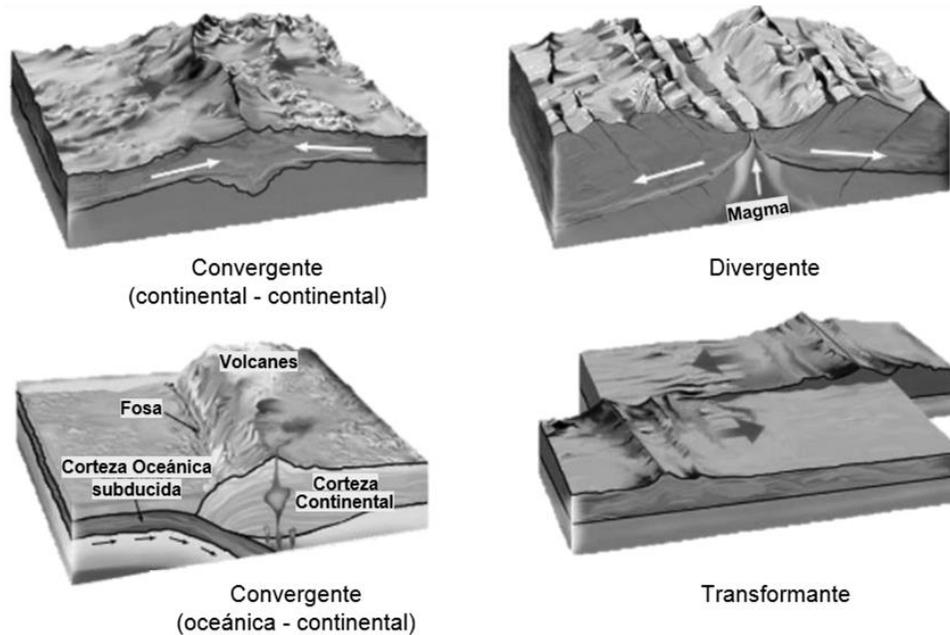


Figura 2.4.2. Tipos de bordes de placa.

Los bordes divergentes no solo existen en los océanos, también pueden formarse en el interior de los continentes. En este caso, la masa continental puede separarse en dos o más segmentos. Se cree que la fragmentación de un continente inicia con la formación de una depresión alargada denominada rift continental (Tarbuck y Lutgens, 2005).

- **Bordes convergentes**

Los bordes de placa convergente se presentan cuando dos placas litosféricas colisionan. A medida que las placas convergen, el borde frontal de una de ellas se inclina hacia abajo, produciendo así una zona superficial conocida como fosa submarina. Este tipo de bordes también se conocen como zonas de subducción, debido a que son lugares donde la litósfera desciende hacia la astenósfera.

La subducción se produce principalmente porque la densidad de las placas litosféricas es mayor que la de la astenósfera subyacente. Además, como la litósfera oceánica es más densa que la continental, es siempre la oceánica quien experimenta la subducción (fig. 2.4.2).

CAPÍTULO 2

Las capas de litósfera oceánica descienden en la astenósfera con un ángulo de inclinación de unos pocos grados hasta caer casi verticalmente. Sin embargo, el ángulo medio de subducción es próximo a 45 grados. El ángulo de descendencia depende principalmente de la densidad de las placas litosféricas. A medida que las zonas de subducción se localizan cerca de centros de expansión (bordes divergentes), la litósfera es joven, presenta una flotación alta y por tanto se asocia con ángulos de subducción pequeños. Este tipo de ángulos provocan una interacción considerable entre la placa descendente y la placa superior. Por consiguiente, estas regiones suelen experimentar grandes terremotos.

Por otra parte, a medida que la litósfera oceánica se encuentra alejada de los centros de expansión, ésta tiene tiempo suficiente para enfriarse gradualmente e incrementar su densidad. En este caso, los ángulos de subducción resultan ser más verticales.

En los párrafos anteriores se describió el caso de bordes convergentes, entre una placa continental y una placa oceánica. Sin embargo, también existen bordes convergentes entre dos placas oceánicas o entre dos placas continentales.

Cuando convergen dos placas oceánicas, una desciende por debajo de la otra, iniciando una actividad volcánica por el mismo mecanismo que actúa en un borde convergente oceánico-continental. Es decir, el agua expulsada de la litósfera en subducción, provoca la fusión en la cuña suprayacente de la roca del manto. El magma generado termina construyendo cadenas de estructuras volcánicas que emergerán como islas (Tarbuck y Lutgens, 2005).

Por otro lado, la convergencia entre dos placas continentales no genera una subducción profunda. Esto se atribuye a que ambos bloques tienen una densidad relativamente baja y tienden a flotar. El resultado final es la colisión de dos bloques continentales, que se refleja en la construcción de sistemas montañosos, como es el caso de la cordillera del Himalaya, los Alpes, los Apalaches y los Urales.

- **Bordes transformantes**

Los bordes transformantes se presentan donde dos placas tectónicas se desplazan lateralmente una respecto a otra, sin crear ni destruir litósfera. Estas fallas fueron identificadas por primera vez en los segmentos desalineados de las dorsales oceánicas. Con la exploración detallada de las crestas de las dorsales se descubrió que éstas no son cadenas largas ni continuas, sino que consisten en segmentos cortos, desplazados lateralmente por estrechos cinturones o zonas de fracturas (Tarbuck y Lutgens, 2005), fig. 2.4.2.

En un principio se supuso erróneamente que toda la longitud de la zona de fractura consistía en una falla activa. Sin embargo, con la información de la distribución de los terremotos a lo largo de las dorsales, esta idea fue descartada. Tuzo Wilson fue el primero en proponer una distribución del movimiento en estas regiones. Wilson sugirió que desde el inicio las zonas de fractura se forman al mismo tiempo que el eje de la cresta; además, describió que el deslizamiento solo ocurre en la parte central de la falla.

Las zonas de fracturas abarcan tanto la zona activa, como sus extensiones inactivas en el interior de las placas. Éstas se encuentran distribuidas aproximadamente a cada 100 kilómetros a lo largo de la dirección del eje de la dorsal. Cabe aclarar que la zona activa es la que se denomina falla transformante, y solo se encuentran entre dos segmentos desplazados de la dorsal.

En la zona activa, el fondo oceánico producido en un segmento de la dorsal, es desplazado en la dirección opuesta al segmento generado en el lado contrario. El movimiento de estos bloques genera un rozamiento a lo largo de la falla que pueden derivarse en sismos. Más allá de las crestas de la dorsal, se encuentran las zonas inactivas. En estas últimas regiones, las fracturas se conservan como cicatrices topográficas lineales. Debido a que su orientación es paralela a la dirección del movimiento de la placa, estas estructuras se utilizan para cartografiar la dirección del movimiento de la litósfera en el pasado geológico (Matthews, Simons, y Menzies, 2008).

2.5. Conclusiones

La propagación de las ondas sísmicas a través del interior de la tierra ha permitido definir las capas que conforman la estructura interna del planeta, las cuales consisten principalmente en un núcleo, manto y una corteza.

El descubrimiento del sistema global de dorsales oceánicas aportó pruebas de las fuerzas tensionales que separan la corteza oceánica de las crestas de las dorsales.

Según el modelo de la tectónica de placas, la litósfera está rota en fragmentos denominados placas, que se desplazan sobre la parte superior de la astenosfera y cambian continuamente de tamaño y forma.

La teoría de la tectónica de placas explica los movimientos de la corteza por medio de mecanismos de subducción y de expansión del fondo oceánico. En las dorsales oceánicas las placas se separan, mientras que a lo largo de las fosas submarinas las placas subducen.

En las placas litosféricas existen tres tipos de bordes, que se diferencian en función del tipo de movimiento que exhiben: bordes divergentes, convergentes y transformantes.

En la actualidad se reconocen siete placas principales: La placa Norteamericana, la Sudamericana, la del Pacífico, la Africana, la Euroasiática, la Australiana y la Antártica. Las placas de tamaño medio son la Caribeña, la de Nazca, la Filipina, la Árabe, la de Cocos, la de Scotia y la de Juan de Fuca. Además, se han identificado más de una docena de placas más pequeñas.

3. FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA SÍSMICA

3.1. Origen de los Sismos

Los sismos son fenómenos naturales que consisten en una serie de vibraciones de la superficie terrestre. Se atribuyen principalmente a una repentina liberación de energía elástica almacenada en las rocas. Esta energía se propaga en todas direcciones en forma de ondas sísmicas, desde su origen llamado foco hasta llegar a la superficie, reflejándose en movimientos súbitos.

Generalmente, la mayoría de los sismos ocurren en la interfaz de las placas convergentes, transformantes y divergentes. No obstante, también ocurren a lo largo de fallas preexistentes que se desarrollan en zonas de fragilidad de la corteza terrestre, producto de la interacción lenta y constante de las placas tectónicas.

La mayoría de las fallas se encuentran inactivas y no generan sismos, debido a que se encuentran fuertemente confinadas por la presión ejercida de la corteza suprayacente. Sin embargo, incluso las fallas que han permanecido inactivas durante miles de años, pueden volver a moverse si los esfuerzos que actúan en la región aumentan lo suficiente.

Las fallas pueden variar en un rango de longitud de varios metros, hasta cientos de kilómetros. Pueden extenderse desde la superficie hasta profundidades de decenas de kilómetros. Su presencia puede ser observada superficialmente, sin embargo esto no significa necesariamente la ocurrencia de un sismo, ya que los movimientos pueden ocurrir asísmicamente. Por otro lado Krinitzsky, (1993, citado por Kramer, 1996), menciona que la falta de fallas observables no implica la ausencia de sismos; en efecto, en la mayoría de los casos las rupturas en las fallas no alcanzan la superficie.

El movimiento de las fallas puede ocurrir paralelamente en la dirección del echado o bien en dirección del rumbo. Las primeras se pueden dividir en fallas normales y fallas inversas, mientras que las segundas en falla lateral derecha y falla lateral izquierda (fig. 3.1.1). Así mismo, frecuentemente ocurren deslizamientos que presentan una combinación de estos movimientos (Betbeder-Matibet, 2008).

Las fallas normales generalmente se asocian con esfuerzos de tensión que se desarrollan en los bordes divergentes, donde el resultado se refleja en un alargamiento de la corteza. Por otro lado, las fallas inversas se generan en ambientes con esfuerzos compresivos, propios de los bordes convergentes; los efectos de estas fallas se caracterizan por un acortamiento horizontal de la corteza terrestre.

Las fallas que ocurren en la misma dirección del rumbo, se generan principalmente en los bordes transformantes, donde los movimientos relativos de las placas ocurren lateralmente. Un ejemplo de una falla lateral derecha, es la famosa falla de San Andrés, en California.

Los registros sísmicos revelan que los sismos se originan a profundidades que oscilan entre 5 y 700 km. De manera arbitraria, los focos sísmicos se clasifican por su profundidad. Los que se originan dentro de los primeros 70 km se denominan superficiales, los generados entre 70 y 300 km se consideran intermedios y aquellos cuyo foco se encuentra a más de 300 km se clasifican como profundos (Tarbuck y Lutgens, 2005).

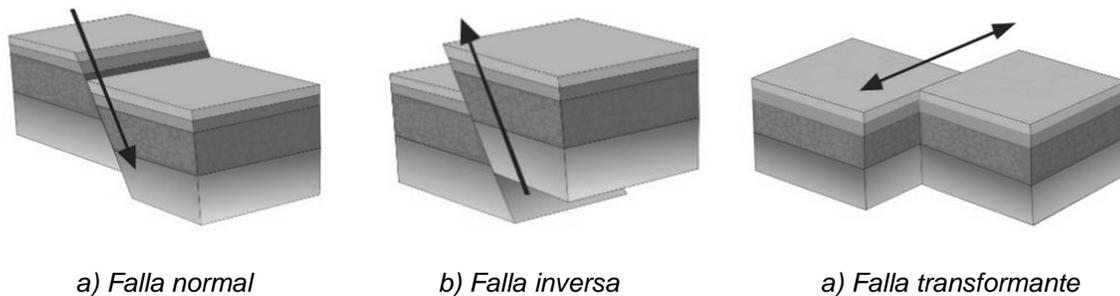


Figura 3.1.1. Tipos de fallas.

3.1.1. Teoría del rebote elástico

El mecanismo de generación de los terremotos fue propuesto por Harry Fielding Reid en 1906 (citado por Betbeder-Matibet, 2008). Las observaciones de los desplazamientos horizontales, en la parte norte de la falla de San Andrés, durante el sismo de San Francisco en 1906, permitieron a Reid formular la *teoría del rebote elástico*, para explicar la mecánica de los terremotos. Esta teoría básicamente describe el proceso sucesivo de acumulación y liberación de energía en las rocas adyacentes a las fallas.

De acuerdo con la teoría del rebote elástico, el desplazamiento relativo de las placas produce un incremento de esfuerzos cortantes en los planos de fallas preexistentes, que se reflejan en una acumulación de energía de deformación elástica. A medida que se alcanza la resistencia a la fricción en los planos, se produce un deslizamiento en los puntos más débiles (el foco), que provoca un incremento de esfuerzos en zonas más alejadas a lo largo de la falla. A continuación, un nuevo desplazamiento libera la mayor parte de la energía acumulada, generando un terremoto. Este último desplazamiento permite que las rocas vuelvan a su estado inicial de esfuerzos, comenzando nuevamente el proceso de acumulación de energía (fig. 3.1.2).

CAPÍTULO 3

A pesar de que los sismos empiezan en un único punto de debilidad (foco), éstos involucran el deslizamiento de una extensa superficie a lo largo de la falla; es decir, la ruptura inicia en el foco y se propaga alejándose de él. Algunas veces, la ruptura viaja en las dos direcciones horizontales a lo largo de la falla, pero en general, solo ocurre en una sola dirección.

En los eventos sísmicos pequeños, el deslizamiento total se produce en una superficie relativamente estrecha de la falla. Así, la zona de ruptura se propaga rápidamente y la duración del sismo es corto. Por el contrario, los grandes terremotos involucran el deslizamiento de grandes segmentos en el interior de la falla, y por tanto, su duración es más prolongada.

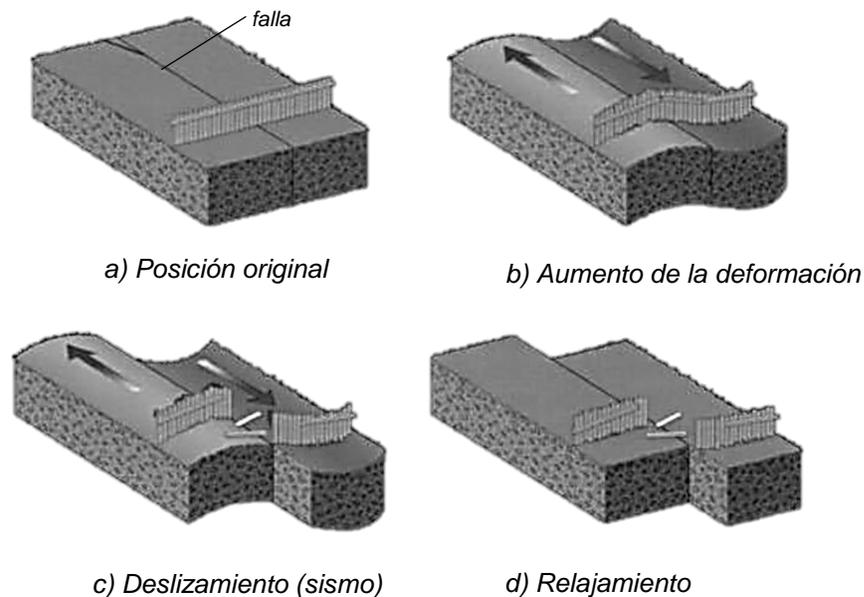


Figura 3.1.2. Rebote elástico.

Durante un sismo, el deslizamiento en cualquier punto de la falla ocurre de manera instantánea. Además, en cualquier momento, la ruptura tiende a detenerse en una zona estrecha de la falla. Las pruebas sugieren, que el deslizamiento se detiene cuando se alcanza una sección de la falla, donde las rocas no han sido suficientemente deformadas como para superar su resistencia friccionante, lo cual puede suceder en una zona que haya experimentado recientemente un terremoto.

Se han propuesto varios modelos para explicar la naturaleza de la acumulación y liberación de esfuerzos a lo largo de las fallas. Entre ellos se encuentra el modelo de *asperezas* propuesto por Kanamori y Sterwart (1978) y el de *barreras* propuesto por Aki (1979), (citados por Kramer, 1996).

En el caso del modelo de asperezas, se supone que la superficie de falla tiene una distribución de esfuerzos heterogéneo. Es decir, en zonas con asperezas, los esfuerzos son altos, mientras que en el resto de la falla, los esfuerzos son débiles.

Previo al evento principal, las regiones débiles se rompen y liberan una pequeña cantidad de energía, produciendo pequeños sismos llamados *predecesores*. La energía restante es acumulada en las zonas resistentes (asperezas). La liberación de energía en esta última zona, genera el terremoto principal para llegar a un estado de esfuerzos uniforme en la falla.

En el modelo de barreras, el estado de esfuerzos inicial se considera uniforme. Cuando el evento principal ocurre, los esfuerzos se liberan en todo lo largo de la falla, excepto en zonas fuertes llamadas *barreras*. Posteriormente, estas zonas no fracturadas pueden romperse para ajustarse al nuevo estado de esfuerzos uniforme, produciendo *réplicas* o *sismos posteriores* de menor magnitud.

Debido a que los sismos predecesores y réplicas han sido comúnmente observados, Aki, (1984) sugiere que algunas zonas fuertes se comportan como asperezas y otras como barreras. Por tanto, la situación real debe tratarse de una combinación de los dos modelos.

La magnitud de los sismos que se generan a lo largo de las fallas, dependen principalmente de la capacidad del ambiente tectónico para almacenar energía. Por ejemplo, en los bordes divergentes, la corteza es delgada, caliente y dúctil. Por tanto, la cantidad de energía que se acumula es limitada, y los sismos son relativamente pequeños. A medida que la corteza oceánica se mueve hacia las zonas de subducción, ésta se enfría, y se vuelve más gruesa y fuerte. Estos factores permiten un alto potencial de almacenamiento de energía, que al liberarse producen grandes terremotos (Tarbuck y Lutgens, 2005).

Por otro lado, en las fallas transformantes, la roca esta generalmente fría y frágil. Sin embargo, grandes cantidades de energía no pueden ser almacenadas, debido a que las fallas, por lo general, son casi verticales y de profundidad limitada. Por tanto, la generación de grandes terremotos es poco probable.

3.2. Registro del Movimiento Sísmico

Los movimientos sísmicos tienen tres componentes de traslación y tres de rotación. Los componentes de rotación resultan muy complejos de medir; por ello, el movimiento sísmico se describe por los de traslación, con dos componentes horizontales y la componente vertical.

Los sismos pueden caracterizarse por los desplazamientos o aceleraciones contra el tiempo que se producen en el terreno. Para obtener una medición precisa del sismo, es recomendable realizar mediciones en intervalos cortos, del orden de 0.01 a 0.02 segundos. Cabe aclarar que a partir de la medición directa de uno de estos parámetros, pueden estimarse aceleraciones, velocidades y desplazamientos por medio un proceso de integración o diferenciación.

CAPÍTULO 3

Los instrumentos que se utilizan para medir los sismos se conocen como sismómetros. Los más utilizados en ingeniería sísmica son el sismógrafo y el acelerógrafo. El sismógrafo permite medir los desplazamientos del terreno; el registro que se obtiene se llama sismograma. El acelerógrafo mide las aceleraciones que genera el sismo; el registro que produce se conoce como acelerograma.

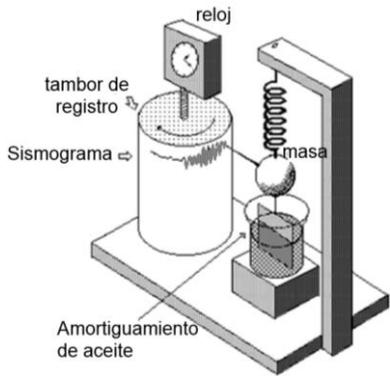
Los sismógrafos constan de un péndulo con un período muy grande en comparación con el período dominante del terreno. Estas características permiten registrar microsismos o sismos que ocurren a grandes distancias. Por su parte, los acelerógrafos cuentan con un péndulo cuyo período es muy pequeño en comparación con el del suelo. Estos instrumentos son útiles para medir macrosismos y aceleraciones cercanas o mayores a las de la gravedad.

Los primeros sismógrafos consistían en una masa suspendida de un resorte; este último se encontraba atado a un soporte acoplado con el suelo. Sobre la masa se sujetaba un lápiz, para que pudiera inscribir en el papel pagado sobre un cilindro, que giraba a velocidad constante (fig. 3.2.1a). Al paso de las ondas sísmicas, el soporte se sacudía y provocaba que la masa oscilara en el sentido vertical; permitiendo registrar el movimiento. Debido a que la masa seguía vibrando aun después del paso de las ondas, era necesario amortiguar la oscilación para reflejar el verdadero desplazamiento del suelo. El amortiguamiento en estos equipos se lograba sumergiendo una lámina sobre un líquido (comúnmente aceite). Los equipos modernos consiguen el amortiguamiento por medio de bobinas o imanes.

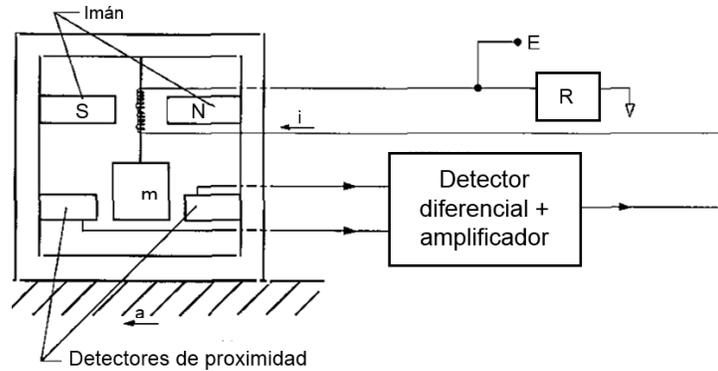
Los sismógrafos actuales registran los desplazamientos del terreno por medio de transductores electrónicos. Además, algunos instrumentos tienen integrados geófonos que permiten medir la velocidad del movimiento.

Las estaciones típicas que registran los eventos sísmicos suelen tener tres sismógrafos orientados en distintas direcciones: uno en dirección norte a sur, otro de este a oeste y el tercero suspendido verticalmente. La finalidad es obtener los registros de los componentes horizontales y el de la vertical.

El funcionamiento de los acelerógrafos se resume en la figura 3.2.1b. Básicamente consisten en una masa suspendida del techo de una caja, una bobina, imanes y sensores de tipo captador. Al aplicar una aceleración $a(t)$ en la base del acelerógrafo, la masa (m) tiende a sufrir un desplazamiento relativo, que es percibido por los detectores de proximidad. Estos sensores inducen en la bobina una corriente de intensidad I , que produce una fuerza opuesta al movimiento de la masa, obligándola a permanecer en reposo.



a) Sismógrafo



b) Acelerómetro (Carreño et al, 1999)

3.2.1. Principio de funcionamiento de sismómetros.

La fuerza de inercia asociada a la aceleración del suelo está dado por la segunda ley de Newton:

$$F = m * a \tag{3.2.1}$$

Y la fuerza generada por la intensidad de corriente I es:

$$F_l = B * l * n * I \tag{3.2.2}$$

Donde: B es la intensidad del campo magnético que genera el imán, l la longitud de una espira, y n , el número de espiras de la bobina.

Igualando las ecuaciones anteriores se tiene que:

$$I = \frac{m}{B * l * n} a \tag{3.2.3}$$

Como los valores de la intensidad son conocidos y proporcionales a la aceleración, estas últimas pueden ser determinadas con la ecuación (3.2.3).

En la actualidad, una amplia variedad de acelerógrafos está disponible en el mercado. Los más comunes son los servoacelerómetros, los acelerómetros piezoeléctricos y los acelerómetros triaxiales. Estos últimos tiene la capacidad de medir las aceleraciones de las tres componentes ortogonales del terreno, por lo que son los más utilizados.

Es importante mencionar, que los registros crudos que se obtienen en campo contienen una serie de ruidos, que deben eliminarse para poder ser usados en cálculos de ingeniería. Las principales fuentes de ruido incluyen: microsismos generados por las olas del mar, tránsito de vehículos, actividades relacionadas con la construcción, viento, e incluso cambios en la presión atmosférica. La corrección se logra modelando los instrumentos como un sistema de un grado de libertad, para separar su respuesta dinámica y obtener el movimiento correspondiente del terreno.

Además, existen otras fuentes de errores que deben considerarse antes de usar los registros sísmicos. Tal es el caso de algunos equipos que no inician la medición hasta no haber alcanzado un cierto umbral de aceleración, o que no están bien calibrados. En consecuencia la línea cero de aceleración sufre un desfase. Así pues, la integración de aceleraciones errónea, produce errores lineales en la velocidad y errores cuadráticos en los desplazamientos. La corrección de este tipo de errores se denomina corrección de línea base, la cual se logra removiendo las frecuencias menores de 0.08 Hz y mayores a 23 Hz, por medio de filtros de banda ancha.

3.3. Parámetros Sísmicos

Las características de los movimientos sísmicos comúnmente se identifican por medio de parámetros de amplitud, contenido de frecuencias y duración del sismo.

Amplitud: Este parámetro se refiere a las magnitudes máximas de los registros de campo; es decir, la resultante de la suma vectorial de los valores máximos de los componentes horizontales. Pueden ser aceleraciones (lo más común), velocidades o desplazamientos (horizontal y vertical).

El parámetro de amplitud más utilizado es la aceleración horizontal máxima. Además de utilizarse para caracterizar los eventos sísmicos, se emplean para estimar la aceleración de sitios que solo cuentan con información de intensidad de terremotos (Trifunac y Brady, 1975; Murphy y O'Brien, 1977; Krinitzky y Chang, 1978).

La aceleración vertical máxima ha recibido menos atención que la horizontal. Para propósitos de ingeniería se considera que su magnitud equivale a dos terceras partes de la aceleración horizontal máxima (Newmark y Hall, 1982). Sin embargo, se ha observado que es mayor en sitios cercanos a la fuente.

Las velocidades y desplazamientos máximos son menos utilizados que las aceleraciones. Sin embargo, debido a que éstas reflejan las frecuencias intermedias y bajas que conforman el movimiento sísmico, son empleadas para evaluar el potencial de daño que pueden causar a estructuras sensibles a este rango de frecuencias. Tal es el caso de edificios altos y flexibles, puentes entre otros.

Contenido de frecuencias: Para evaluar el contenido de frecuencias de un registro sísmico, éste se considera como una función periódica; es decir, que se repite en un intervalo constante. Para esto se utilizan las *series de Fourier*, que se expresan como una suma de funciones armónicas simples:

$$x(t) = c_0 + \sum_{n=1}^{\infty} c_n \text{sen}(\omega_n t + \phi_n) \quad (3.3.1)$$

Donde: c_n y ϕ_n son la amplitud y el ángulo de fase, respectivamente, de la n -ésima serie armónica de Fourier.

Con las series de Fourier es posible construir espectros que permiten visualizar la distribución de amplitudes, o algún otro parámetro, entre las diferentes frecuencias. Los espectros más usuales son: espectros de Fourier, espectros de potencia y espectros de respuesta.

Los *espectros de Fourier* se clasifican en espectros de amplitud o espectros de fase. El primero muestra la distribución de frecuencias o períodos, contra un parámetro de amplitud (aceleración, velocidad o desplazamiento). El segundo exhibe las frecuencias o períodos contra los ángulos de fase. Ambos espectros permiten estudiar la influencia de cada armónico que conforma el registro sísmico.

Los *espectros de potencia*, además de permitir visualizar la distribución del contenido de frecuencias, se utilizan para estimar propiedades estadísticas de los sismos a partir la teoría de las vibraciones aleatorias. El espectro de potencia se define:

$$I_0 = \int_0^{T_d} [a(t)]^2 dt \quad (3.3.2)$$

Donde: I_0 es la intensidad total del movimiento y T_d , es su duración.

Empleando el teorema de Parseval, la intensidad total también puede expresarse en términos de la frecuencia dominante como:

$$I_0 = \frac{1}{\pi} \int_0^{\omega_N} c_n^2 d\omega \quad (3.3.3)$$

$$\omega_N = \pi/\Delta t$$

Donde: c_n y ω_N son la n -ésima frecuencia y la frecuencia más grande de las series de Fourier, respectivamente.

Además, el promedio de la intensidad (λ_0), puede expresarse como:

$$\lambda_0 = \frac{1}{T_d} \int_0^{T_d} [a(t)]^2 dt = \frac{1}{\pi T_d} \int_0^{\omega_N} c_n^2 d\omega \quad (3.3.4)$$

Finalmente, el espectro de potencia $G(\omega)$ queda definido como:

$$G(\omega) = \frac{1}{\pi T_d} c_n^2 \quad (3.3.5)$$

Por otra parte, los espectros más usados en la ingeniería sísmica son los *espectros de respuesta*. Estos describen la respuesta máxima de un oscilador de un grado de libertad, a un movimiento particular de entrada, que es función del periodo o frecuencia natural y una relación de amortiguamiento. Debido a que estos espectros obedecen al comportamiento de un sistema de un grado de libertad, no reflejan

directamente las características reales del sismo. Sin embargo, proporcionan información valiosa sobre el potencial de daño que pueden sufrir las estructuras. En el apéndice A se describen algunos métodos para determinar los espectros de respuesta.

Duración: Este parámetro está relacionado con el tiempo requerido para liberar la energía acumulada a lo largo de las fallas. Las mediciones asentadas en los acelerogramas contienen el registro de principio a fin de un sismo. Sin embargo, para fines prácticos de ingeniería, solo una porción del registro es de interés. Por tanto, diferentes enfoques se han propuesto para evaluar la duración de los sismos.

La duración propuesta por Bolt (1969) se define como el tiempo entre el primer y último umbral que excede una aceleración de 0.05g. Trifunac y Brady, (1975) sugieren que la duración está comprendida en el intervalo de tiempo, entre el 5 y 95% de la energía total registrada. La duración también puede ser expresada en términos de ciclos significativos equivalentes. Uno de estos enfoques fue desarrollado por Seed (1975) para evaluar el potencial de licuación de suelos. Debido a que la propuesta de Bolt refleja implícitamente la fuerza del sismo, éste es el enfoque más utilizado en la práctica de la ingeniería.

3.4. Escalas Sísmicas

Existen dos medidas que describen el tamaño de un sismo: la intensidad y la magnitud. La intensidad describe los sismos cualitativamente, los cuales pueden ser leves, fuertes, muy fuertes y catastróficos, dependiendo de los daños, pérdidas de vida y pánico ocasionados. Sin embargo, esta escala es subjetiva, ya que depende de la sensibilidad de cada persona, del diseño de las edificaciones y de los materiales utilizados.

De Rossi y Forel (1883, citado por Zeevaert, 1983) propusieron una escala de intensidad en un rango de valores del I al X para estudiar sismos de esa época. En 1902, Giuseppe Mercalli adoptó esta escala para estudiar los sismos sucedidos en Italia; Éste mismo autor propuso una nueva escala de 12 grados que en la actualidad lleva su nombre. Posteriormente, la escala de Mercalli fue modificada en 1931 por H. Hood y F. Newmann (CENAPRED, 2011), para construcciones más modernas (tabla 3.4.1).

Con el desarrollo de los sismógrafos, se propuso evaluar la magnitud de los sismos, a través de la energía que liberan. Las escalas de magnitud más empleadas son: escala de Richter o de magnitud local (M_L), escala de onda superficial M_s , escala de ondas de cuerpo (M_b) y la escala del momento (M_w).

Tabla 3.4.1. Escala de Mercalli Modificada.

Escala	Descripción
I	No es sentido, excepto por algunas personas bajo circunstancias especialmente favorables.
II	Sentido sólo por muy pocas personas en posición de descanso, especialmente en los pisos altos de los edificios. Objetos delicadamente suspendidos pueden oscilar.
III	Sentido claramente en interiores, especialmente en pisos altos de los edificios, aunque mucha gente no lo reconoce como un terremoto. Automóviles parados pueden balancearse ligeramente. Vibraciones como al paso de un camión. Duración apreciable.
IV	Durante el día sentido en interiores por muchos; al aire libre por algunos. Por la noche algunos despiertan. Platos, puertas y ventanas agitadas; las paredes crujen. Sensación como si un camión pesado chocara contra el edificio. Automóviles parados se balancean apreciablemente.
V	Sentido por casi todos, muchos se despiertan. Algunos platos, ventanas, y similares rotos; grietas en el revestimiento en algunos sitios. Objetos inestables volcados. Algunas veces se aprecia balanceo de árboles, postes y otros objetos altos. Los péndulos de los relojes pueden pararse.
VI	Sentido por todos, muchos se asustan y salen al exterior. Algún mueble pesado se mueve; algunos casos de caída de revestimientos y chimeneas dañadas. Daño leve.
VII	Todo el mundo corre al exterior. Daños insignificantes en edificios de buen diseño y construcción; leve a moderado en estructuras comunes bien construidas; considerables en estructuras pobremente construidas o mal diseñadas; se rompen algunas chimeneas. Notado por algunas personas que conducen automóviles.
VIII	Daño leve en estructuras diseñadas especialmente para resistir sismos; considerable, en edificios comunes bien construidos, llegando hasta colapso parcial; grande en estructuras de construcción pobre. Los muros de relleno se separan de la estructura. Caída de chimeneas, objetos apilados, postes, monumentos y paredes. Muebles pesados volcados. Eyección de arena y barro en pequeñas cantidades. Cambios en pozos de agua. Cierta dificultad para conducir automóviles.
IX	Daño considerable en estructuras de diseño especial; estructuras bien diseñadas pierden la vertical; daño mayor en edificios comunes bien construidos, colapso parcial. Edificios desplazados de los cimientos. Grietas visibles en el terreno. Tuberías subterráneas rotas.
X	Algunas estructuras bien construidas en madera, destruidas; la mayoría de estructuras de mampostería y marcos, destruidas incluyendo sus cimientos; suelo muy agrietado. Rieles torcidos. Deslizamientos de tierra considerables en las orillas de los ríos y en laderas escarpadas. Movimientos de arena y barro. Agua salpicada y derramada sobre las orillas.
XI	Pocas o ninguna obra de mampostería quedan en pie. Puentes destruidos. Anchas grietas en el suelo. Tuberías subterráneas completamente fuera de servicio. La tierra se hunde y el suelo se desliza en terrenos blandos. Rieles muy retorcidos.
XII	Destrucción total. Se ven ondas sobre la superficie del suelo. Líneas de mira (visuales) y de nivel deformadas. Objetos lanzados al aire.

- **Escala de Richter o escala de magnitud local (M_L)**

En 1935 Charles Richter desarrolló la primera escala de magnitud para sismos locales de poca profundidad, que ocurrían al sur de California. Es una escala logarítmica que se basa en la máxima amplitud de las ondas S y P . Un incremento de diez veces la amplitud, corresponde a un incremento de una unidad en la escala de magnitud. Aunque es una escala abierta, solo puede registrar sismos hasta de 6.5 de magnitud; más allá de estos valores, la escala se satura. Esta escala es conocida como de Richter o escala de magnitud local. Se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$M_L = \log A - \log A_0 \quad (3.4.1)$$

Donde: M_L es la magnitud local o de Richter; A es la amplitud máxima registrada por un sismógrafo Wood-Anderson estándar, con periodo de 0.8 segundos y amortiguamiento del 80%, localizado a una distancia de 100 kilómetros. Cabe aclarar que existen tablas o gráficos que permiten ajustar los valores cuando no se cumple la separación entre el sismógrafo y el epicentro. A_0 es la amplitud que corresponde a la magnitud cero de la escala local; Richter fijó arbitrariamente esta cantidad equivalente a 0.001.

- **Escala de magnitud de onda superficial M_s**

En sismos superficiales de intensidad moderada a grande las ondas de cuerpo se atenúan con la distancia. En consecuencia, el movimiento es dominado por ondas superficiales. Para tales casos, se desarrolló una escala basada en la amplitud de las ondas Rayleigh que tienen periodos de 20 segundos. La escala de *magnitud de onda superficial M_s* , se define de la siguiente manera (Gutenberg y Richter, 1936, citados por Day, 2002):

$$M_s = \log A' + 1.66 \log \Delta + 2.0 \quad (3.4.2)$$

Donde: M_s es la magnitud de onda de superficial; A' es el desplazamiento máximo del suelo (μm) y Δ es la distancia entre la fuente y el sismógrafo, medida en grados (360° corresponde a la circunferencia de la tierra).

- **Escala de magnitud de ondas de cuerpo M_b**

A medida que la profundidad de los focos y la distancia epicentral aumenta, la intensidad de las ondas superficiales se vuelve cada vez más débil y el movimiento es dominado por las ondas de cuerpo. Por tanto, se propuso una escala para ondas de cuerpo a fin de superar las limitantes de la escala M_s .

La escala de magnitud de las ondas de cuerpo (M_b) se basa en la amplitud de los primeros ciclos de ondas P , debido a que estos no están influenciados fuertemente por la profundidad focal (Gutenberg, 1945, citado por Day, 2002). La magnitud (M_b) se expresa de la forma siguiente:

$$M_b = \log A - \log T + 0.001 \Delta + 5.9 \quad (3.4.3)$$

Donde: A es la amplitud de la onda P (μm); T es el periodo de la onda P (generalmente 1 s), y Δ es la distancia entre la fuente y el sismógrafo, medida en grados (360° corresponde a la circunferencia de la tierra).

- **Escala de magnitud del momento M_w**

Para sismos de gran magnitud, los instrumentos de medición se saturan y se vuelven poco sensibles. En la mayoría de los casos no reflejan la cantidad de energía liberada. Por tanto, se propuso una escala para considerar directamente las dimensiones de la ruptura de la falla. Esta escala fue propuesta por Kanamori (1977) y Hanks y Kanamori (1979) y se expresa de la manera siguiente:

$$M_w = -6.0 + 0.67 \log M_0 \quad (3.4.4)$$

$$M_0 = \mu A_f D \quad (3.4.5)$$

Donde: M_w es la magnitud del momento; M_0 es el momento sísmico; μ es el módulo de corte del material a lo largo del plano de falla. El módulo de corte comúnmente se supone igual a 3×10^{10} (Pa), para la corteza superficial y 7×10^{12} (Pa) para el manto; A_f es el área del plano de falla que sufre deslizamiento (m^2) y D es el desplazamiento promedio del segmento de falla (m).

Finalmente, en la figura 3.4.1 se muestra una comparación de la escala del momento con otras escalas de magnitud.

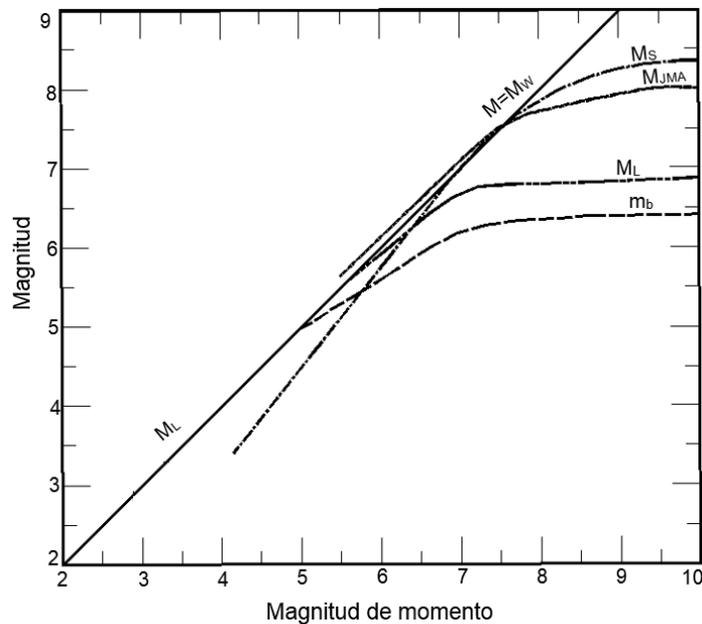


Figura 3.4.1. Comparación de la escala de momento con otras escalas de magnitud.

3.5. Ondas Sísmicas

Los sismos generan dos tipos de ondas: ondas de cuerpo y ondas superficiales. Las ondas de cuerpo son aquellas que viajan a través del interior de la tierra; se dividen en ondas primarias o P y ondas secundarias o S . Las ondas de superficie se generan en la parte externa de la corteza terrestre; se clasifican como ondas Love y ondas Rayleigh.

Las ondas primarias producen compresiones y dilataciones en el medio. Esto se debe a que las partículas se desplazan en la misma dirección de propagación de las ondas (fig. 3.5.1a). En contraste, las ondas secundarias viajan perpendicularmente a la dirección de propagación. Por tanto, generan deformaciones cortantes en el terreno (fig. 3.5.1b). Debido a que existe un plano horizontal y uno vertical perpendicular a la dirección de propagación, por conveniencia se distinguen las ondas SH y las ondas SV , viajando en el plano correspondiente. Cabe mencionar, que las ondas P tienen la capacidad de viajar en medios sólidos, líquidos y gaseosos. No obstante, las ondas S , solo pueden propagarse en medios sólidos.

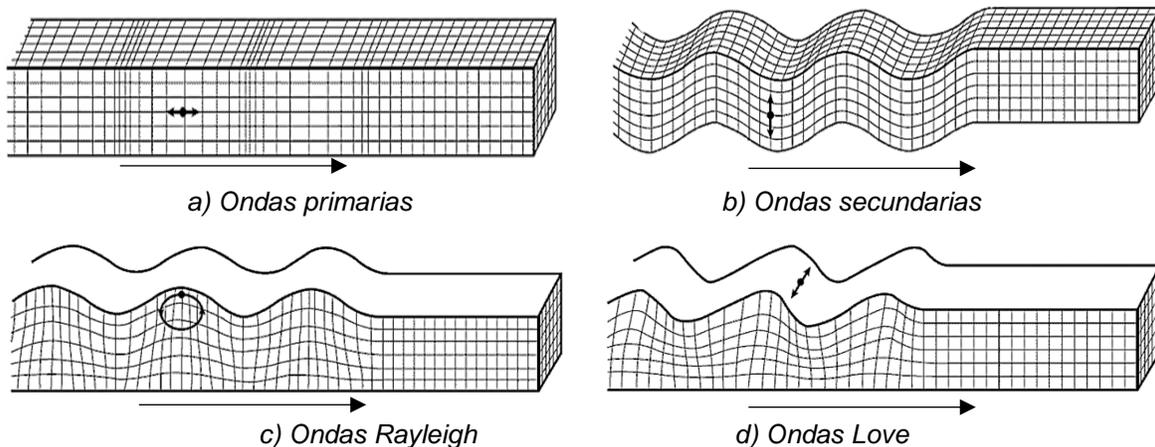


Figura 3.5.1. Tipos de ondas sísmicas.

Por otra parte, las ondas Love se generan por la interacción entre las ondas SH . Se caracterizan por su movimiento lateral orientado en un plano horizontal y pueden considerarse como ondas S atrapadas en la superficie (fig. 3.5.1d). Las ondas Rayleigh se producen a partir de la interacción entre ondas P y SV . Su movimiento es análogo al oleaje oceánico (fig. 3.5.1c).

Cabe destacar, que la velocidad de propagación de las ondas es función principal de la densidad y rigidez del medio por donde que viajan. Sin embargo, debido a la forma de propagación, las ondas P son las más rápidas de todas. Su velocidad promedio es de 5 km/s en rocas graníticas cercanas a la superficie, pero pueden alcanzar más de 11 km/s en el interior de la tierra. En consecuencia, es la primera en ser registrada por lo equipos de medición (Nava, 2012).

En contraste, las ondas S se propagan a 3.6 km/s en rocas graníticas; en general, en cualquier material sólido, las ondas P son aproximadamente 1.7 veces más rápido que las ondas S. Por su parte, las ondas superficiales viajan alrededor del 90% de la velocidad de las ondas S. En la figura 3.5.2 se muestra la relación entre las velocidades de las ondas P, S y Rayleigh, normalizadas con respecto a la velocidad de las ondas S vs la relación de Poisson.

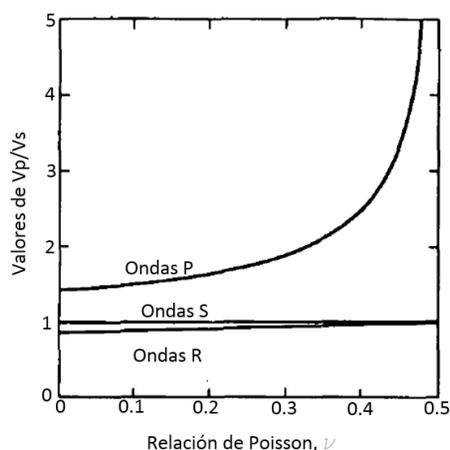


Figura 3.5.2. Relación entre las velocidades de las ondas P, S y Rayleigh, normalizadas con respecto a la velocidad de las ondas S vs la relación de Poisson (Richart, 1962).

3.6. Reflexión y Refracción

La propagación de ondas sísmicas a través de estratos con propiedades y características variables, genera que los frentes de onda sufran reflexión o refracción (fig. 3.6.1). Este hecho genera que parte de la energía se transmita al siguiente medio, y otra parte se regrese.

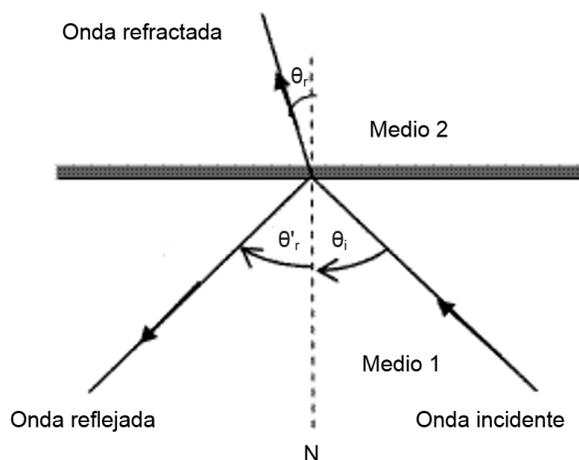


Figura 3.6.1. Fenómeno de reflexión y refracción.

CAPÍTULO 3

Las ondas que inciden y se reflejan en un medio se describen con un ángulo de incidencia (θ_i) y un ángulo de reflexión (θ'_r), respectivamente (fig. 3.6.1), medido a partir de la normal a la superficie reflectante. La relación entre estos ángulos se expresa mediante la ley de reflexión siguiente:

$$\theta_i = \theta'_r \quad (3.6.1)$$

Por otra parte, la refracción se describe por medio de la ley de Snell, la cual expresa la relación entre los ángulos refractados y la velocidad de propagación en dos medios (fig. 3.6.1). Fue descubierta experimentalmente por el físico Holandés Willebrord Snell y se expresa como:

$$\frac{\text{sen } \theta_i}{\text{sen } \theta_r} = \frac{v_i}{v_r} \quad (3.6.2)$$

Donde: θ_i es el ángulo de incidencia; θ_r es el ángulo de refracción; v_i es la velocidad de propagación en el medio incidente; v_r es la velocidad de propagación de la onda refractada.

La ley de Snell establece que cuanto mayor sea el ángulo de incidencia, mayor será el ángulo de refracción. Sin embargo, existe un ángulo incidente crítico, donde el ángulo de refracción es máximo (90°). En esta condición, la onda refractada se propaga a lo largo de la interfaz entre los medios y se conoce como *refracción total*.

3.7. Conclusiones

Los sismos son fenómenos naturales que consisten en una serie de vibraciones de la superficie terrestre, las cuales se atribuyen a una repentina liberación de energía almacenada en las rocas. La mayoría de estos eventos ocurren en la interfaz de las placas convergentes, transformantes y divergentes. No obstante, también pueden presentarse a lo largo de fallas preexistentes que se desarrollan en zonas de fragilidad de la corteza terrestre.

Las rupturas de las fallas pueden ocurrir paralelamente en la dirección del echado (falla normal o inversa) o bien en dirección del rumbo (falla lateral izquierda o derecha). También pueden ocurrir deslizamientos que presenten una combinación de estos movimientos. Las fallas normales se asocian con esfuerzos de tensión, mientras que las fallas inversas se generan en ambientes con esfuerzos compresivos. Además, las fallas que ocurren en la misma dirección del rumbo, generalmente se producen en los bordes de placa transformantes.

Los instrumentos que permiten medir los movimientos sísmicos se conocen como sismómetros. Los más utilizados son el sismógrafo y el acelerógrafo. El primero mide los desplazamientos del terreno, mientras que el segundo, las aceleraciones de suelo.

Las dos medidas que describen el tamaño de un sismo son las escalas de intensidad y de magnitud. La primera describe los movimientos sísmicos cualitativamente; la más común es la escala de Mercalli modificada. Por otra parte, la escala de magnitud involucra la cantidad de energía que liberan los sismos; las más utilizadas de este tipo son la de Richter, de ondas superficiales, de ondas de cuerpo y la de momento sísmico.

Las ondas más rápidas son las primarias; en promedio alcanzan una velocidad de 5 km/s en rocas graníticas cercanas a la superficie. Las ondas secundarias viajan alrededor del 60% de la velocidad de las primarias, mientras que las superficiales lo hacen al 90% de las ondas secundarias.

4. TEORÍA DE PROPAGACIÓN DE ONDAS

4.1. Propagación Unidimensional de Ondas

La naturaleza compleja de los materiales geológicos no permite que se les idealice como un conjunto de masas y rigideces discretas acopladas (como la mayoría de las estructuras). Deben tratarse como medios continuos, y su respuesta a perturbaciones dinámicas describirse en el contexto de propagación de ondas sísmicas.

La propagación unidimensional de ondas puede analizarse a partir de la idealización de una cuerda o una barra elástica. Aplicando las condiciones de equilibrio de fuerza, usando relaciones esfuerzo – deformación y deformación – desplazamiento, es posible obtener la ecuación que describe la propagación de ondas.

Al perturbar una barra elástica pueden ocurrir tres tipos de vibraciones: longitudinales, torsionales y por flexión. En las vibraciones longitudinales, el eje de la barra se extiende y se contrae sin producir desplazamientos laterales. En las torsionales, la barra gira alrededor de su eje longitudinal, y tampoco se generan desplazamientos laterales. En el caso de las vibraciones por flexión, es el eje el que se mueve lateralmente, sin embargo, estos efectos no son importantes en los análisis de suelos.

- **Ondas longitudinales**

Para el análisis de este tipo de ondas se considera una vibración libre, no amortiguada, en una barra de sección transversal (A), módulo de Young (E) y densidad (ρ). Se considera que la barra está restringida contra la deformación radial, y que los desplazamientos provocados se producen paralelos al eje de la misma. Además, se supone que los esfuerzos se distribuyen uniformemente en cada plano de la sección transversal.

En la figura 4.1.1 se muestra el estado de esfuerzos de un elemento diferencial de barra, generado por una onda longitudinal. En la posición $x = x_0$, el esfuerzo vale σ_{x_0} , mientras que en $x = x_0 + dx$, el esfuerzo es igual a $\sigma_{x_0} + \left(\frac{\partial \sigma_x}{\partial x}\right)dx$. Aplicando el equilibrio dinámico de fuerzas se obtiene:

$$\left[\sigma_{x_0} + \left(\frac{\partial \sigma_x}{\partial x}\right)dx\right]A - \sigma_{x_0} A = \rho A dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (4.1.1)$$

Simplificando términos, la ecuación de onda se expresa:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (4.1.2)$$

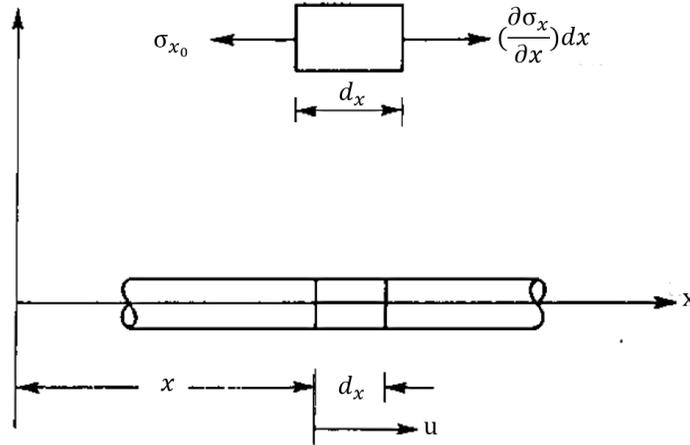


Figura 4.1.1. Vibración longitudinal en una barra (adaptado de Richart, 1970).

En esta forma, la ecuación combina esfuerzos con desplazamientos y no puede resolverse directamente. Para simplificar la ecuación, el lado izquierdo puede expresarse en términos de desplazamientos mediante la relación esfuerzo – deformación $\sigma_x = E\varepsilon_x$, y la relación de deformación – desplazamiento $\varepsilon_x = \partial u/\partial x$. Esta sustitución permite escribir la ecuación de la forma siguiente:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{E}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (4.1.3)$$

También puede ser escrita en forma alternativa como:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V_p^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (4.1.4)$$

Donde: V_p es la velocidad de propagación de onda; igual a $\sqrt{E/\rho}$. Esta ecuación demuestra que la velocidad de propagación es independiente de la magnitud de los esfuerzos; solo depende de las propiedades elásticas del material, es decir, de la rigidez y la densidad.

La velocidad de propagación se define como la rapidez con la que se transmiten los esfuerzos a lo largo de la barra. Cabe aclarar que no es lo mismo que la velocidad de la partícula; esta última representa la rapidez con la que se mueve un pequeño elemento al paso de una onda. Utilizando el concepto de velocidad $\partial x = V_p \partial t$, la relación esfuerzo – deformación $\varepsilon_x = \sigma_x/E$ y deformación – desplazamiento $\partial u = \varepsilon_x \partial x$; la velocidad de la partícula \dot{u} puede expresarse:

$$\dot{u} = \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\varepsilon_x \partial x}{\partial t} = \frac{\sigma_x}{E} V_p = \frac{\sigma_x}{\rho V_p} \quad (4.1.5)$$

Finalmente, la ecuación (4.1.5) demuestra que la velocidad de la partícula es proporcional a los esfuerzos en la barra.

• **Onda torsionales**

La figura 4.1.2 muestra el estado de esfuerzos de un elemento diferencial de barra generado por una onda torsional. En la posición $x = x_0$, la magnitud de la torsión es T_{x_0} , mientras que en $x = x_0 + dx$, el torque es igual a $T_{x_0} + \frac{\partial T}{\partial x} dx$. Aplicando el equilibrio dinámico de torsión se obtiene:

$$\left[T_{x_0} + \frac{\partial T}{\partial x} dx \right] - T_{x_0} = \rho J dx \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \quad (4.1.6)$$

$$T = GJ \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad (4.1.7)$$

Donde: J es el momento polar de inercia de la barra; G es el módulo dinámico de corte.

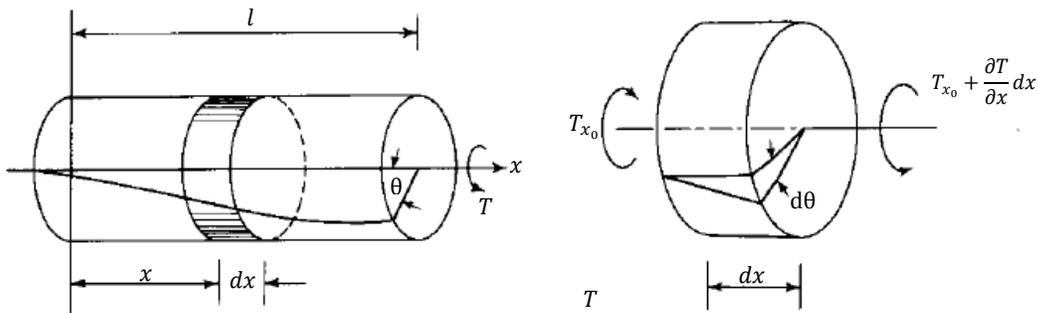


Figura 4.1.2. Vibración torsional en una barra (adaptado de Richart 1970).

Simplificando términos, la ecuación de onda se expresa:

$$\frac{\partial T}{\partial x} = \rho J \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \quad (4.1.8)$$

Sustituyendo la ecuación 4.1.7 en 4.1.6, se obtiene:

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} = V_s^2 \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} \quad (4.1.9)$$

Donde: V_s es la velocidad de propagación de una onda de torsión; es igual a $\sqrt{G/\rho}$. Cabe destacar que la forma de esta ecuación es similar al caso de ondas longitudinales; sin embargo, la velocidad de propagación es diferente.

4.1.1. Solución de la ecuación unidimensional de onda

La ecuación unidimensional de onda es una ecuación diferencial que tiene la forma:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (4.1.10)$$

La solución de esta ecuación es la siguiente:

$$u(x, t) = f(Vt - x) + g(Vt + x) \quad (4.1.11)$$

f y g representan cualquier función arbitraria de $(Vt - x)$ y $(Vt + x)$ que satisface la ecuación (4.1.10). El término $f(Vt - x)$ describe los desplazamientos en la dirección positiva, mientras que $g(Vt + x)$ lo hace en la dirección negativa.

Considerando que la cuerda está sujeta a un estado de esfuerzos armónico $\sigma(t) = \sigma_0 \cos \omega t$. La solución puede expresarse:

$$u(x, t) = A \cos(Vt - x) + B \cos(Vt + x) \quad (4.1.12)$$

Expresando la ecuación anterior en términos del número de onda $k = \omega/V$, puede escribirse:

$$u(x, t) = A \cos(\omega t - kx) + B \cos(\omega t + kx) \quad (4.1.13)$$

Donde: ω es la frecuencia angular.

La ecuación 4.1.13 indica que los desplazamientos varían armónicamente con respecto al tiempo y posición como se ilustra en la figura 4.1.3.

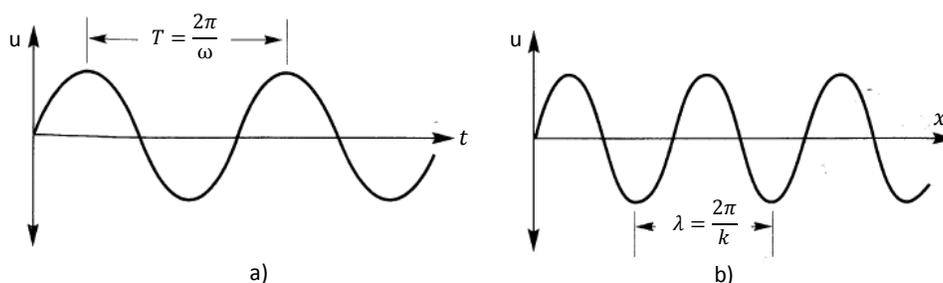


Figura 4.1.3. Variación de los desplazamientos. a) respecto al tiempo; b) respecto a la posición.

Es importante mencionar, que la ecuación 4.1.13 se puede expresar con varias notaciones diferentes; por ejemplo, en términos complejos tiene la forma siguiente:

$$u(x, t) = C e^{i(\omega t - kx)} + D e^{i(\omega t + kx)} \quad (4.1.14)$$

4.2. Propagación Tridimensional de Ondas

Para la derivación de la ecuación de ondas en tres dimensiones, se sigue el mismo procedimiento empleado en el caso unidimensional. Se aplican las condiciones de equilibrio de fuerza en tres dimensiones y las relaciones de esfuerzo – deformación y de deformación – desplazamiento.

La figura 4.2.1 muestra el estado de esfuerzos de un cubo infinitesimal sometido a propagación de ondas. Aplicando la segunda ley de Newton en la dirección x , se obtiene:

$$\rho \, dx \, dy \, dz \, \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \left(\sigma_{xx} + \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} dx \right) dy \, dz - \sigma_{xx} \, dy \, dz + \left(\sigma_{xy} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} dy \right) dx \, dz - \sigma_{xy} \, dx \, dz + \left(\sigma_{xz} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} dz \right) dx \, dy - \sigma_{xz} \, dx \, dy \quad (4.2.1)$$

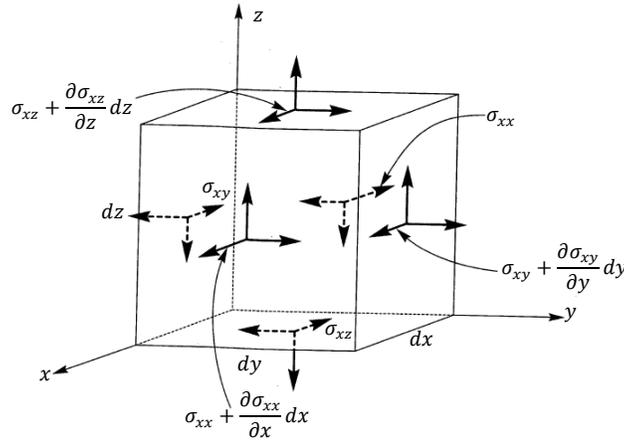


Figura 4.2.1. Estado de esfuerzos tridimensional de un elemento diferencial.

Simplificando términos, la ecuación anterior se reduce a:

$$\rho \, \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} \quad (4.2.2a)$$

Repitiendo el mismo procedimiento en las direcciones y y z :

$$\rho \, \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial z} \quad (4.2.2b)$$

$$\rho \, \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} \quad (4.2.2c)$$

Para obtener una solución directa, las ecuaciones 4.2.2 deben expresarse en términos de desplazamientos. Utilizando la teoría de la elasticidad, las relaciones necesarias se presentan a continuación:

Relaciones de esfuerzo – deformación:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{xx} &= \lambda \bar{\varepsilon} + 2G \varepsilon_{xx} & \sigma_{xy} &= G \varepsilon_{xy} \\
 \sigma_{yy} &= \lambda \bar{\varepsilon} + 2G \varepsilon_{yy} & \sigma_{yz} &= G \varepsilon_{yz} \\
 \sigma_{zz} &= \lambda \bar{\varepsilon} + 2G \varepsilon_{zz} & \sigma_{zx} &= G \varepsilon_{zx}
 \end{aligned}$$

$$\bar{\varepsilon} = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz}. \quad (4.2.3)$$

Donde: $\bar{\varepsilon}$ es la deformación volumétrica; λ es la constante de Lamé y G , es el módulo de corte.

Relaciones deformación – desplazamiento:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} \quad \varepsilon_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \quad \varepsilon_{xz} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \quad (4.2.4)$$

Sustituyendo las relaciones anteriores en las ecuaciones 4.2.2, se obtienen las ecuaciones que describen la propagación de ondas en tres dimensiones:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial x} + G \nabla^2 u \quad (4.2.5a)$$

Repetiendo el mismo procedimiento en las direcciones y y z :

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial y} + G \nabla^2 v \quad (4.2.5b)$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial z} + G \nabla^2 w \quad (4.2.5c)$$

Donde: ∇^2 es el operador Laplaciano:

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \quad (4.2.6)$$

4.2.1. Solución de la ecuación tridimensional de ondas

Las expresiones 4.2.5 pueden manipularse para producir dos ecuaciones de onda. La solución para el primer tipo se obtiene derivando cada ecuación 4.2.5 con respecto a x , y , z , y sumando los resultados correspondientes. De esta manera se obtiene la expresión siguiente:

$$\rho \left[\frac{\partial^2 \varepsilon_{xx}}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_{yy}}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_{zz}}{\partial t^2} \right] = (\lambda + G) \left[\frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial t^2} \right] + G \left[\frac{\partial^2 \varepsilon_{xx}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_{yy}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_{zz}}{\partial z^2} \right] \quad (4.2.7)$$

CAPÍTULO 4

Simplificando y reordenando términos, la solución de la ecuación de onda se escribe:

$$\frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial t^2} = \frac{[\lambda+2G]}{\rho} \nabla^2 \bar{\varepsilon} \quad (4.2.8)$$

También puede ser escrita en forma alternativa como:

$$\frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial t^2} = V_p^2 \nabla^2 \bar{\varepsilon} \quad (4.2.9)$$

Esta ecuación describe una onda dilatante u onda compresiva. Comúnmente es conocida como onda primaria o *P*, la cual se propaga con una velocidad:

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda+2G}{\rho}} \quad (4.2.10)$$

También puede expresarse en forma alternativa en términos de la relación de Poisson (ν) y el módulo de corte (G) como:

$$V_p = \sqrt{\frac{G(2+2\nu)}{\rho(1-2\nu)}} \quad (4.2.11)$$

Por otra parte, la solución del segundo tipo de onda se consigue eliminando la deformación volumétrica. Por tanto, se deriva la ecuación 4.2.5b con respecto a z y la ecuación 4.2.5c con respecto a y . Restando ambas ecuaciones se obtiene:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \left[\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right] = G \nabla^2 \left[\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right] \quad (4.2.12)$$

Considerando que la rotación de un cuerpo rígido sobre el eje x, y, z están dados por las siguientes relaciones de rotación – desplazamiento:

$$\Omega_x = \frac{1}{2} \left[\frac{dw}{dy} - \frac{dv}{dz} \right] \quad \Omega_y = \frac{1}{2} \left[\frac{du}{dz} - \frac{dw}{dx} \right] \quad \Omega_z = \frac{1}{2} \left[\frac{dv}{dx} - \frac{du}{dy} \right] \quad (4.2.13)$$

La solución de la ecuación de onda puede escribirse en la forma siguiente:

$$\frac{\partial^2 \Omega_x}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \nabla^2 \Omega_x \quad (4.2.14)$$

Esta última ecuación describe una onda rotacional alrededor del eje x . Expresiones similares pueden obtenerse por el mismo procedimiento para la rotación sobre los ejes y y z . Este tipo de onda es conocida como onda secundaria (u onda de corte). Esta se propaga con una velocidad de:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (4.2.15)$$

4.3. Atenuación de las Ondas

En las secciones 4.1 y 4.2 se ha considerado que las ondas viajan indefinidamente sin cambio alguno en su amplitud. Sin embargo, este tipo de comportamiento no ocurre en la realidad. En materiales como los suelos, los esfuerzos de onda tienden a atenuarse con la distancia. El amortiguamiento se atribuye principalmente a dos fuentes. La primera involucra las propiedades de los materiales que conforman el medio. La segunda está relacionado con la geometría de propagación.

4.3.1. Amortiguamiento de los materiales

Este tipo de amortiguamiento se refiere a la disipación de energía en forma de calor. En el caso de los suelos, es a través de la fricción que generan los deslizamientos entre granos (histeréticamente). Por tanto, la conversión de energía produce un decremento en la magnitud de los esfuerzos.

En la actualidad no existe ningún modelo matemático que represente fielmente las condiciones de propagación en materiales reales. Sin embargo, por conveniencia, el efecto de la disipación de energía se considera como un amortiguamiento de tipo viscoso. Normalmente, los suelos se modelan como sólidos de Kelvin – Voigt, es decir, materiales cuya resistencia al corte, es la suma de una parte elástica y otra viscosa (fig. 4.3.1).

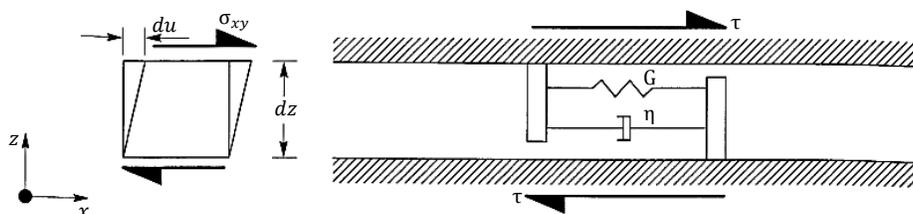


Figura 4.3.1. Elemento sólido de Kelvin – Voigt.

Para un sólido de Kelvin – Voigt la relación esfuerzo – deformación se expresa como:

$$\tau = G\gamma + \eta \frac{\partial \gamma}{\partial t} \quad (4.3.1)$$

Donde: τ es el esfuerzo cortante ($\tau = \sigma_{xy}$); γ es la deformación cortante ($\gamma = \partial u / \partial z$) y η es la viscosidad del material. La ecuación 4.3.1 muestra que la parte elástica es proporcional a la magnitud de deformación, mientras que la parte viscosa es proporcional a la velocidad de deformación.

Considerando una deformación cortante armónica de la forma $\gamma = \gamma_0 \text{sen}(\omega t)$, el esfuerzo cortante puede expresarse de la manera siguiente:

$$\tau = G\gamma_0 \text{sen}(\omega t) + \eta\gamma_0 \omega \text{cos}(\omega t) \quad (4.3.2)$$

CAPÍTULO 4

Graficando la deformación contra el esfuerzo cortante para un ciclo de carga, se observa que se genera un lazo con geometría elíptica (fig. 4.3.2). El área de esta elipse (ΔW), representa la cantidad de energía disipada, y puede determinarse con la ecuación siguiente:

$$\Delta W = \int_{t_0}^{t_0+2\pi/\omega} \tau \frac{\partial \gamma}{\partial t} dt = \pi \eta \omega \gamma_0^2 \quad (4.3.3)$$

Además, para un sistema discreto de Kelvin – Voigt, puede demostrarse que la relación de amortiguamiento histórico (ξ), está dado por la expresión:

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (4.3.4)$$

Donde: W representa la energía máxima almacenada en un ciclo de carga; es decir, el área del triángulo que se muestra en la figura 4.3.2.

$$W = \frac{1}{2} G \gamma_0^2 \quad (4.3.5)$$

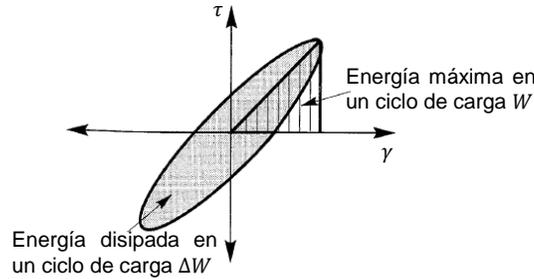


Figura 4.3.2. Lazo histerético para un ciclo de carga.

Sustituyendo la ecuación 4.3.3 y 4.3.5 en 4.3.4, la viscosidad η se expresa:

$$\eta = \frac{2G}{\omega} \xi \quad (4.3.6)$$

Por otra parte, la propagación vertical de ondas SH se describe por medio de la ecuación:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial z} \quad (4.3.7)$$

Sustituyendo la ecuación 4.3.1 en 4.3.7 se tiene:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (4.3.8)$$

Para ondas armónicas, los desplazamientos (u) pueden describirse con la expresión siguiente:

$$u(z, t) = U(z) e^{i\omega t} \quad (4.3.9)$$

Derivando la ecuación 4.3.9 y sustituyendo en la ecuación 4.3.8, se obtiene la ecuación diferencial ordinaria siguiente:

$$(G + i\omega\eta) \frac{d^2U}{dz^2} = -\rho\omega^2U \quad (4.3.10)$$

O bien:

$$(G^*) \frac{d^2U}{dz^2} = -\rho\omega^2U \quad (4.3.11)$$

$$G^* = G + i\omega\eta \quad (4.3.12)$$

Donde: G^* es el módulo complejo de corte y U es una constante.

Sustituyendo la ecuación 4.3.6 en 4.3.12, el módulo G^* puede expresarse en términos del porcentaje de amortiguamiento histerético:

$$G^* = G(1 + 2i\xi) \quad (4.3.13)$$

La solución de la ecuación diferencial 4.3.10 tiene la forma siguiente:

$$u(z, t) = Ae^{i(\omega t - k^*z)} + Be^{i(\omega t + k^*z)} \quad (4.3.14)$$

Donde: A y B son constantes que dependen de las condiciones de frontera; k^* es el número de onda complejo e igual a $k^* = \omega\sqrt{\rho/G^*}$.

Kolsky, (1963, citado por Kramer 1996) demostró que k^* es igual a:

$$k^* = k_1 + ik_2 \quad (4.3.15)$$

$$k_1^2 = \frac{\rho\omega^2}{2G(1+4\xi^2)} (\sqrt{1+4\xi^2} + 1)$$

$$k_2^2 = \frac{\rho\omega^2}{2G(1+4\xi^2)} (\sqrt{1+4\xi^2} - 1) \quad (4.3.16)$$

Es importante mencionar que solo la raíz positiva de k_1 y la raíz negativa de k_2 tienen significado físico. El resto de las raíces corresponden a números complejos.

Finalmente, considerando una propagación en la dirección (z) positiva, la solución puede escribirse como:

$$u(z, t) = Ae^{k_2z} e^{i(\omega t - k_1z)} \quad (4.3.17)$$

4.3.2. Amortiguamiento geométrico

A medida que las ondas se propagan en todas direcciones, los frentes de onda crecen concéntricamente y distribuyen la energía elástica en volúmenes cada vez mayores. En consecuencia, los esfuerzos tienden a disminuir a medida que las ondas se alejan de la fuente.

Para el estudio de este amortiguamiento, se considera una barra cónica de pequeño ángulo (α), sin ningún tipo de restricción. En la figura 4.3.3 se muestra el estado de esfuerzos de la barra, sometido a propagación de ondas.

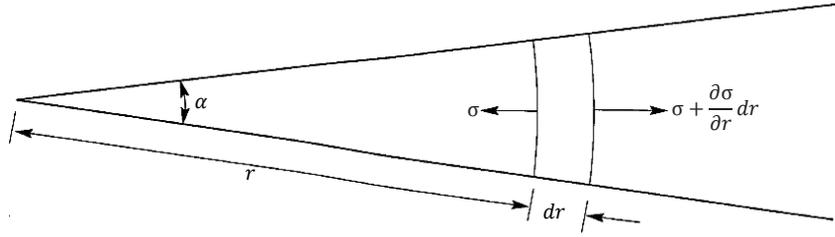


Figura 4.3.3. Barra cónica sometida a propagación de ondas sísmicas.

Aplicando las condiciones de equilibrio dinámico se tiene:

$$\rho r^2 \alpha dr \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \left(\sigma + \frac{\partial \sigma}{\partial r} dr \right) (r + dr)^2 \alpha - \sigma r^2 \alpha \quad (4.3.18)$$

Simplificando términos, la ecuación anterior se reduce a:

$$\rho r \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = r \frac{\partial \sigma}{\partial r} + 2\sigma \quad (4.3.19)$$

Reemplazando términos por relaciones de esfuerzo – deformación y deformación – desplazamiento, la ecuación 4.3.19 puede expresarse:

$$\rho r \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = Er \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + 2E \frac{\partial u}{\partial r} \quad (4.3.20)$$

Reordenando términos:

$$\frac{\partial^2(ur)}{\partial t^2} = \frac{E}{\rho} \frac{\partial^2(ur)}{\partial r^2} \quad (4.3.21)$$

Donde: r es la distancia al ápice.

La solución de la ecuación 4.3.21 tiene la forma siguiente:

$$u(r, t) = \frac{1}{r} [f(Vt - r) + g(Vt + r)] \quad (4.3.22)$$

La ecuación anterior demuestra que la amplitud de las ondas decrece con la distancia (r), aun cuando la energía elástica permanezca constante. Por tanto, este tipo de amortiguamiento es puramente geométrico.

Si se considera una zona de ruptura como una fuente puntual, los frentes de onda son esféricos. Como lo demuestra la ecuación 4.3.22, el amortiguamiento geométrico de ondas de cuerpo causa decrementos de magnitud en proporción a $1/r$.

En el caso de las ondas superficiales, Bullen (1953), demostró que el amortiguamiento geométrico es en proporción de $1/\sqrt{r}$. En otras palabras, el amortiguamiento geométrico de las ondas superficiales es menor que el de las ondas de cuerpo.

4.4. Conclusiones

La propagación unidimensional de ondas puede analizarse a partir de la idealización de una cuerda o una barra elástica, en la cual pueden ocurrir tres tipos de vibraciones: longitudinales, torsionales y por flexión. Las vibraciones longitudinales y torsionales son idénticas a las ondas primarias y secundarias respectivamente. La velocidad de propagación de estas ondas es independiente de la magnitud de los esfuerzos; solo depende de las propiedades elásticas (rigidez y de densidad) del medio de propagación.

La magnitud de los esfuerzos generados por la propagación de ondas a través de materiales geológicos, tiende a disminuir con el aumento de la distancia de viaje. El amortiguamiento se atribuye principalmente a las propiedades de los materiales que conforman el medio y a la geometría de propagación de ondas.

El amortiguamiento que generan las propiedades de los materiales se conoce como histerético. Este involucra la disipación de energía en forma de calor, debido a la fricción que generan los deslizamientos entre las partículas de suelo. Por otra parte, a medida que las ondas se alejan de la fuente, la energía elástica se distribuye cada vez en volúmenes más grandes y los esfuerzos tienden a disminuir. Este amortiguamiento se conoce como geométrico.

El amortiguamiento geométrico de ondas de cuerpo causa decrementos de magnitud en proporción de $1/r$. En el caso de las ondas superficiales la atenuación es en proporción de $1/\sqrt{r}$.

5. SISMICIDAD DE LA REPÚBLICA MEXICANA

5.1. Tectónica de la República Mexicana

Por su ubicación geográfica, la República Mexicana se encuentra situada en las zonas de influencia del Cinturón de Fuego del Pacífico. Este es el lugar geográfico donde se concentra la máxima actividad sísmica del planeta. La sismicidad que afecta al territorio nacional se atribuye principalmente a la interacción entre las placas: Norteamericana, de Cocos, de Rivera, del Pacífico y del Caribe (figs. 5.1.1 y 5.1.2).

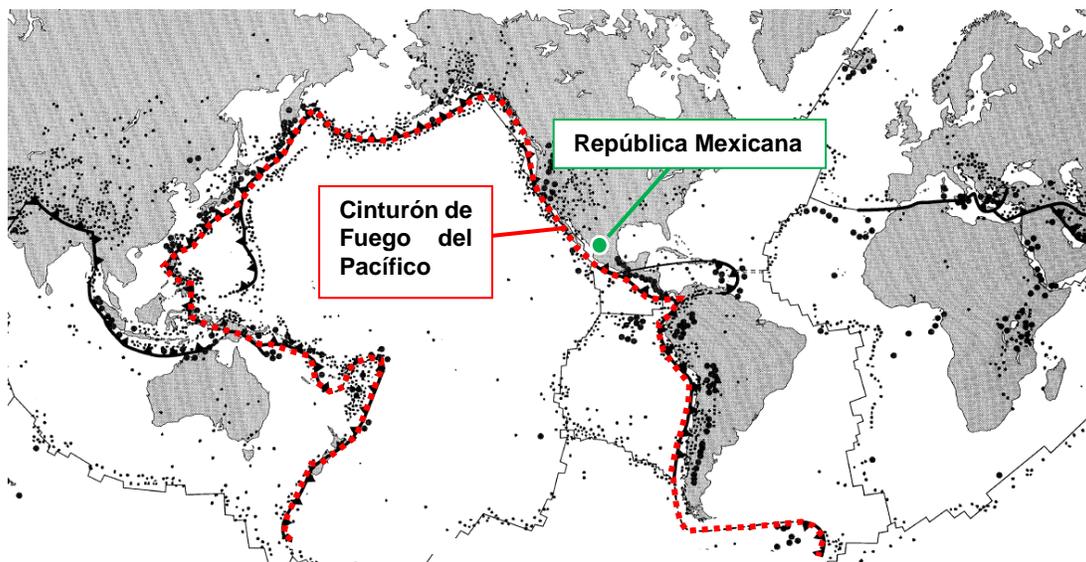


Figura 5.1.1. Ubicación de la República Mexicana en el mundo.

La mayor parte del país se encuentra sobre la placa Norteamericana (fig. 5.1.2). La península de Baja California se localiza sobre la placa del Pacífico, mientras que el sur de Chiapas se encuentra en la placa del Caribe. Además, una porción territorial correspondiente al Océano Pacífico está sobre las placas de Cocos y la Rivera.

Como se observa en la figura 5.1.2, la placa Norteamericana forma bordes de tipo convergente con la placa de Cocos y la Rivera; la frontera entre estas placas forman la llamada trinchera de Acapulco.

La placa de la Rivera subduce bajo los estados de Jalisco y Colima, mientras que la placa de Cocos se desplaza por las costas de Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas. Se estima que frente a la costa de Manzanillo, la placa de la Rivera se desplaza a una velocidad de 2.5 cm por año; no obstante, algunas investigaciones sugieren que podría alcanzar los 5 cm anuales (Kostoglodov y Bandy, 1995). Por su parte, la velocidad de la placa de Cocos varía desde 5 cm/año cerca de Manzanillo, hasta 7 cm/año en Chiapas (Ordaz M et al, 2007), figura 5.1.2.

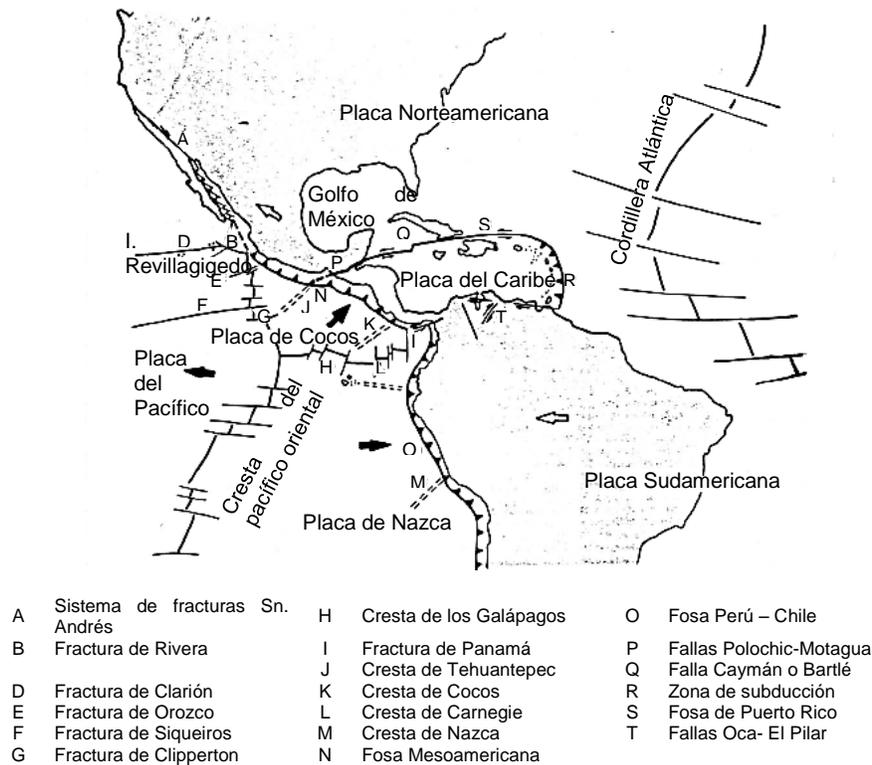


Figura 5.1.2. Placas tectónicas de la República Mexicana (Demant, 1978, tomado de Geología de la República Mexicana, 1985).

Las investigaciones sobre la morfología de las placas que subducen la placa Norteamericana, revelan que el ángulo de subducción en el estado de Jalisco es de aproximadamente 45°; casi horizontal en Guerrero, con un ángulo de $\approx 12^\circ$ en Oaxaca, y de $\approx 45^\circ$ en Chiapas (Singh et al, 1985b; Suárez et al, 1990; Ponce et al, 1992; Singh y Pardo, 1993; Pardo y Suárez, 1993; Pardo y Suárez, 1994).

Por otra parte, la interacción entre la placa del Pacífico y la Norteamericana dan origen a una serie de fallas tipo transformante. En esta zona se localiza la falla de San Andrés, que se extiende por 1300 km, desde el Golfo de California en México, cruza el estado de California, EUA, hasta un poco al norte de San Francisco.

Al sureste del territorio nacional, se localiza la placa del Caribe, que también forma fallas de tipo transformante con la placa Norteamericana. A pesar de que la geometría y el comportamiento de esta región son difusas, se estima que la tasa de deslizamiento es del orden de 1.7 a 2.1 cm/año (White, 1991, citado por, Ordaz M et al, 2007).

CAPÍTULO 5

Desde el punto de vista sísmico, la República Mexicana se divide en cuatro regiones, de la “A” a la “D”, las cuales representan un nivel creciente de peligro sísmico (figura 5.1.3).

La zona “A” es aquella donde no se tienen registros históricos de sismos, y donde se espera que las aceleraciones del suelo sean menores a 0.05g. En la zona D ocurren con frecuencia sismos de gran magnitud ($M > 7$), y las aceleraciones del terreno pueden ser superiores a 0.20 g. En el caso de las zonas B y C, los sismos frecuentemente son de magnitud menor de 7, y las aceleraciones están entre 0.05 y 0.2g (CFE, 2015).

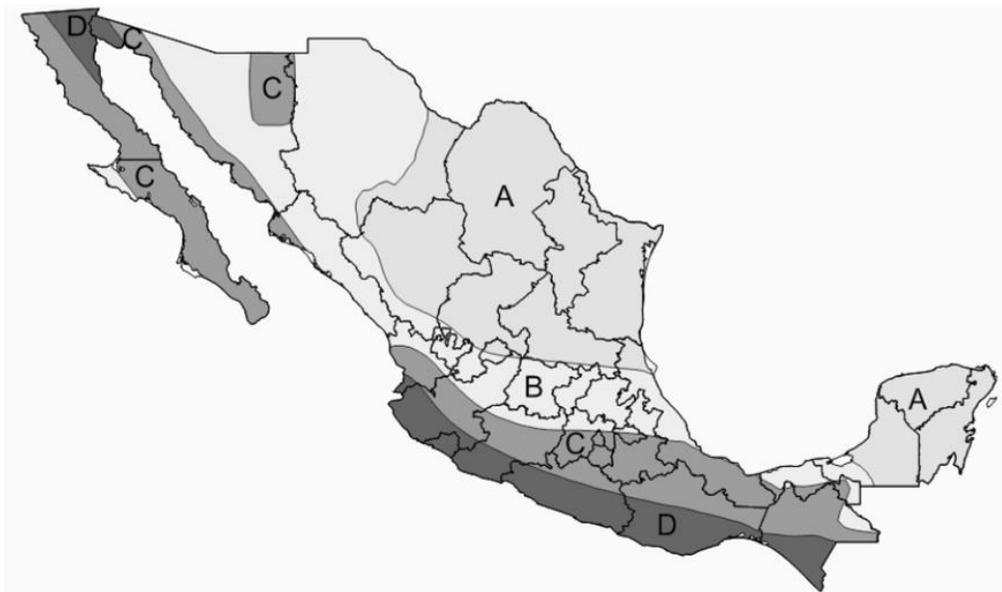


Figura 5.1.3. Regionalización sísmica de la República Mexicana (CFE, 2015).

5.2. Tipos de Sismos

De manera general, atendiendo las fuentes de origen y la cercanía a los bordes de placa, los sismos que ocurren en la República Mexicana se pueden clasificar en dos grupos: interplaca e intraplaca. Los sismos interplaca pueden ser de subducción y de fallamiento lateral, mientras que los intraplaca de fallamiento normal y profundidad intermedia y sismos superficiales. A continuación se describen brevemente las características de cada uno de ellos.

Sismos de subducción: La ocurrencia de este tipo de sismos se atribuye a la subducción de las placas de Cocos y la Rivera por debajo de la placa Norteamericana. Las profundidades focales de estos sismos son muy superficiales, oscilan entre 5 y 35 km. No obstante, la longitud de ruptura puede variar entre 50 y 200 km, lo que se refleja en terremotos de gran magnitud y larga duración (Kostoglodov y Pacheco, 1999).

Los sismos de subducción son los que de mayor magnitud ocurren en México ($M > 7.0$). Como ejemplos se tienen: el sismo del 3 de junio de 1932 (Jalisco, $M=8.2$), que alcanzó una longitud de ruptura de 280 km, el del 19 de septiembre de 1985 (Michoacán $M=8.1$) con ruptura de casi toda la costa del estado de Michoacán (180 km) y recientemente el sismo del 7 de septiembre del 2017 (Chiapas $M=8.2$) con ruptura de aproximadamente 101 km.

Por otro lado, como estos sismos ocurren entre la costa y la Fosa Mesoamericana, los más grandes y superficiales llegan a deformar el suelo oceánico durante la ruptura. Esta deformación súbita, produce olas de gran tamaño llamadas Tsunami (maremoto). Como ejemplo, el sismo de Colima-Jalisco de Octubre de 1995 produjo un maremoto con olas que llegaron a sobrepasar los 5 metros de altura en algunos lugares (Kostoglodov y Pacheco, 1999).

Sismos de fallamiento lateral: El origen de estos sismos se debe a la interacción entre las placas del Pacífico – Norteamericana y Pacífico – Rivera (a lo largo de la falla de San Andrés). También ocurren a profundidades someras (menores de 30 km) y alcanzan magnitudes hasta de 7. Debido a que estos sismos son poco profundos pueden provocar grandes daños a las poblaciones cercanas.

Ejemplos de este tipo de sismos son: el ocurrido el 15 de octubre de 1979 (Baja California, $M=6.6$, y 14 km de profundidad focal); el del 08 de junio de 1980 (Baja California, $M=6.1$, y 5 km de profundidad focal) y el del 04 de abril del 2010 (Baja California, $M=7.2$, y 10 km de profundidad focal). Cabe destacar que los tres casos mencionados anteriormente, además de producir pérdidas materiales, provocaron licuación en estratos limo-arenosos no consolidados en la ciudad de Mexicali (Jaime A. 1980; Suárez Vidal, 1999).

En las fronteras entre las placas del Caribe y Norteamericana se generan también sismos del mismo tipo; los principales se producen en el sistema de fallas Polochic – Motagua (fig. 5.1.2). El mayor sismo registrado en esta zona ocurrió el 4 de febrero de 1976 ($M=7.5$), que produjo cerca de 250 km de movimiento lateral izquierdo a lo largo de la falla Motagua. Posteriormente, se han reportado alrededor de 25 sismos históricos destructivos en estos bordes de placas (White, 1994, citado por, Ordaz M et al, 2007).

Sismos de fallamiento normal y profundidad intermedia: Ocurren en la parte continental de la República Mexicana. Son provocados por un mecanismo de falla normal que se produce en las placas oceánicas de Cocos y de la Rivera. Se cree que estas fallas pueden ser causadas por corrientes de convección del manto, y por la tensión que produce el propio peso de la placa al ir penetrando en el interior de la tierra; o bien, a la carga que le impone la placa Norteamericana a la placa de Cocos ya subducida (Singh et al, 1985; Singh y Suárez, 1986).

CAPÍTULO 5

El hipocentro de estos sismos se localiza en la misma placa oceánica, a profundidades de entre 30 y 100 km; no obstante, el epicentro generalmente se sitúa en la placa continental.

Si bien la ocurrencia de este tipo de eventos es poco frecuente, se sabe que pueden ser catastróficos y alcanzar magnitudes mayores de 7. Algunos terremotos de este tipo son: el de Orizaba del 23 agosto de 1973 ($M=7.3$), el de Huajuapán de León del 24 de octubre de 1980 ($M=7.0$), el de Tehuacán del 15 de junio de 1999 ($M=7.0$) y recientemente el de Puebla, del 19 de septiembre del 2017 ($M=7.1$).

Sismos superficiales: En la parte continental de México, también ocurren sismos superficiales. Su origen se puede asociar a dos causas: 1) una manifestación del movimiento relativo entre las placas de Cocos y la Rivera, y las de Norteamérica y Caribe; 2) Flexión de la placa Norteamericana probablemente debido a emersión del magma (Rosenblueth, 1987, citado por Jaime, 1987).

A este tipo de sismos también se les conoce como corticales, y por lo general la profundidad de ocurrencia no rebasa los 35 km. Aunque la magnitud de estos sismos es menor que los sismos de subducción ($M \leq 7.0$), pueden resultar catastróficos debido a que ocurren a poca profundidad, a lo largo del Eje Volcánico Mexicano, donde se concentra la mayor parte de la población. Algunos ejemplos de estos terremotos son: el de Acambay en 1912 ($M=7.0$), el de 1920 en Jalapa ($M=6.4$) y el de Jáltipan, 1959 ($M=6.4$).

Es importante mencionar que en la cuenca del Valle de México han ocurrido hasta 251 sismos locales pequeños, que al parecer no son de origen tectónico. Los epicentros son poco profundos, hasta de 1000 metros y de magnitudes iguales o menores de 4 en la escala de Richter (Figuroa Vega, 2021).

Figuroa G, (2021), sugiere que la ocurrencia de estos sismos se atribuye a la consolidación de los estratos más rígidos de suelos del valle, que predominan a profundidades mayores a 100 metros. Este fenómeno ocasiona que se produzcan deslizamientos fuertes y bruscos en las superficies de contacto, originando vibraciones que se reflejan en sismos locales. La consolidación de dichos estratos de suelo es producto de los abatimientos piezométricos, generados por la sobreexplotación de los acuíferos del valle.

Es oportuno señalar que Figuroa J, (1971), ya había reportado la ocurrencia de este tipo de sismos en el valle de México. Indicó que los sismos locales tienen periodos dominantes menores de 0.5 segundos, con duraciones raras veces mayores a 5 seg. Señaló también, que pocas veces se siente lejos del lugar donde se originan; aunque sean fuertes solo causan alarma entre los vecinos del lugar y excepcionalmente daños a las personas, pero con frecuencia agrietan casas en Tacubaya y Contreras.

5.3. Brechas Sísmicas

Se conoce como brecha sísmica aquel segmento de contacto entre placas tectónicas, en el que no se ha producido un sismo de importancia ($M > 7.0$), en un lapso relativamente grande, que para México, los investigadores han definido más de 30 años. Estas zonas se concentran en la costa occidental del país a lo largo de las placas de Cocos y de la Rivera (SSN, 2021).

Dentro de las zonas de más peligrosidad sísmica en el territorio Mexicano se encuentra la Brecha de Guerrero, que no ha registrado actividad sísmica (sismos de magnitud > 7) desde 1911. Esta brecha tiene una extensión de 230 km; abarca desde el sur de Acapulco hasta Papanaoa. La comunidad científica estima que en esta zona puede ocurrir un sismo de magnitud mayor a 8, debido a que se ha acumulado energía por más de 100 años.

En México existen otras brechas sísmicas importantes, que en su momento no habían liberado energía. Dentro de las más recientes se encuentran las brechas de: Michoacán, Jalisco y Tehuantepec.

La brecha de Michoacán abarca desde el sur de Petatlán en Guerrero, hasta la costa de Colima; con una extensión aproximada de 200 km. No había presentado actividad sísmica desde 1911 sin embargo, el 19 y 20 de septiembre de 1985 ocurrió un sismo de magnitud 8.1 y 7.6, respectivamente, que devastó la Ciudad de México.

La brecha de Jalisco no había liberado energía por más de 70 años. No obstante, el 22 de enero del 2003, frente a la costa de Colima, ocurrió un sismo de magnitud ($M=7.6$), que afectó principalmente los estados de Colima, Michoacán, Jalisco y Nayarit.

Por otra parte, se estimaba que la brecha de Tehuantepec había acumulado energía por más de 300 años. No obstante, el 7 de septiembre del 2017, en el Golfo de Tehuantepec ocurrió un sismo de magnitud ($M=8.2$) que afectó principalmente los estados de Chiapas y Oaxaca.

5.4. Conclusiones

La intensa sismicidad de la República Mexicana se atribuye a la interacción entre las placas Norteamericana, de Cocos, de la Rivera, del Pacífico y del Caribe. La placa de la Rivera subduce los estados de Jalisco y Colima, mientras que la placa de Cocos se desplaza por debajo de las costas de Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas.

CAPÍTULO 5

La interacción de la placa del Pacífico y la Norteamericana dan origen a un sistema de fallas tipo transformante; la más conocida es la falla de San Andrés. Por otra parte, la interacción de la placa del Caribe con la Norteamericana forma el sistema de fallas Polochic – Motagua.

Desde el punto de vista sísmico, la República Mexicana se divide en cuatro regiones, de la “A” a la “D”, las cuales representan un nivel creciente de peligro sísmico.

Los sismos que ocurren en la República Mexicana se clasifican en dos grupos: interplaca e intraplaca. Los sismos interplaca pueden ser de subducción y de fallamiento lateral, mientras que los intraplaca pueden ser de fallamiento normal y profundidad intermedia y sismos superficiales.

Las brechas sísmicas son segmentos de contacto entre placas tectónicas donde no se ha producido un sismo mayor a 7 en un periodo mayor a 30 años. En México actualmente se encuentra la brecha de Guerrero, que no ha registrado actividad sísmica desde 1911.

6. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS

6.1. Módulo Dinámico de Corte y Amortiguamiento

La respuesta del suelo ante cargas cíclicas está gobernada principalmente por el módulo dinámico de corte (G) y el porcentaje de amortiguamiento crítico (ξ), siempre que no se induzca al suelo deformaciones residuales de consideración (Jaime A, 1980). Otros parámetros de menor influencia son el módulo de compresibilidad volumétrica (B), la relación de Poisson (ν), el módulo dinámico equivalente de Young (E), la resistencia al corte estática de arcillas, el módulo dinámico de deformación volumétrica (K_v) y la compacidad en suelos granulares (C_r).

El módulo (G) es un parámetro elástico que representa el cambio de forma del suelo al ser sometido a esfuerzos cortantes. Esta propiedad exhibe relaciones de esfuerzo cortante y deformación angular no lineales. La figura 6.1.1 muestra una curva histerética representativa del resultado de una prueba de corte simple cíclica o triaxial cíclica. El módulo de corte es la pendiente de la línea que conecta el punto de origen y el punto de inversión entre la carga y descarga. Este módulo también se denomina módulo secante de corte o módulo equivalente. Si la curva histerética es función de los esfuerzos desviadores contra la deformación axial, la pendiente representa al módulo equivalente de Young E .

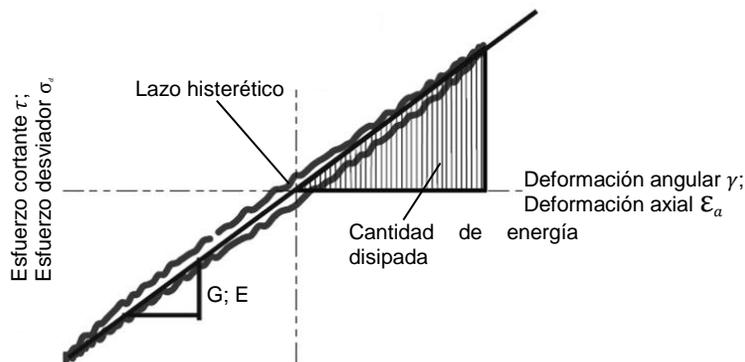


Figura 6.1.1. Ciclo de histéresis.

El módulo secante de corte varía con la magnitud de deformación angular cíclica. Hardin y Black (1968) y Hardin y Drnevich (1972) observaron que a deformaciones menores de $10^{-4} \%$, el valor de G permanece prácticamente constante; sin embargo, a deformaciones mayores, éste disminuye. En un rango de deformaciones menores de $\gamma = 5 \times 10^{-3} \%$ se considera que el módulo de corte alcanza su valor máximo (G_{max}). En la tabla 6.1.1 se presentan algunos valores típicos de este módulo de diversos suelos.

Tabla 6.1.1. *Valores típicos del módulo de cortante de diversos suelos (Jaime A, 1980).*

Tipo de suelo	G_{max} (t/m^2)
Arcilla limosa blanda a media	900 – 1400
Arcilla limosa media, seca	1700 – 2100
Arcilla media a firme	1400 – 2800
Arcilla muy blanda	200 – 300
Arena densa limpia	1200 – 2000
Mezcla grava – arena densa	5000 – 7000

Por otra parte, el amortiguamiento (ξ) proporciona una medida de la capacidad del suelo para disipar energía. Como se mencionó en la sección 4.3, el amortiguamiento resulta de los efectos friccionantes que se producen por el deslizamiento entre partículas, también conocidos como histéresis.

Como se muestra en la figura 6.1.1, la respuesta de suelos ante cargas cíclicas se caracteriza por la aparición de ciclos de histéresis. La relación entre la energía que disipa y la que almacena se conoce como amortiguamiento histérico; se expresa de la forma siguiente:

$$\xi = \frac{\text{área del ciclo de histéresis}}{4\pi \times \text{área del triángulo}} \tag{6.1.1}$$

Los resultados de las investigaciones de Hardin y Drnevich 1972, y Hardin y Black 1968 (citados por Jaime A, 1980), revelaron que los principales factores que afectan a G y ξ son: la magnitud de deformación angular (γ), el esfuerzo normal efectivo octaédrico (σ_m), la relación de vacíos (e), el número de ciclos de carga (N) y el grado de saturación (G_w). Además, encontraron que el esfuerzo cortante octaédrico, la relación de preconsolidación (OCR), los parámetros efectivos de resistencia (c'), (φ') y el tiempo, también influyen, pero en menor grado que los primeros factores.

Existen muchas pruebas de campo y de laboratorio que permiten determinar las propiedades dinámicas del suelo. Cada una induce un rango de deformaciones variable. Por tanto, para su selección debe considerarse la que mejor represente el fenómeno físico en estudio. En la figura 6.1.2 se presenta un resumen de algunas pruebas, y a continuación se describen las más comunes.

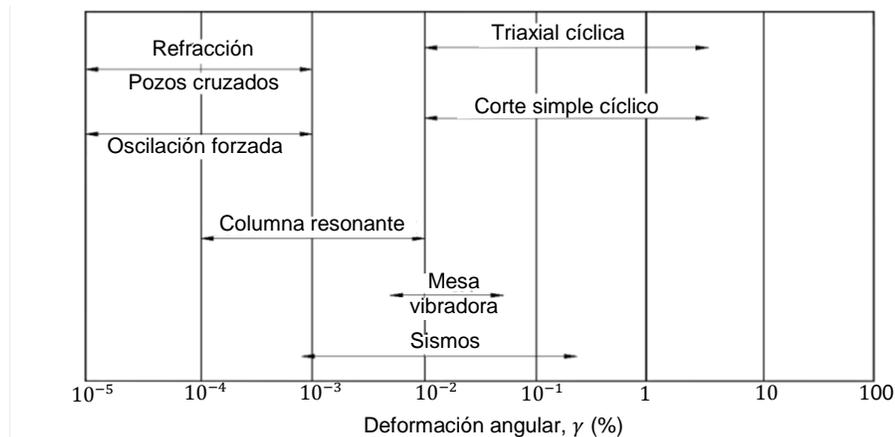


Figura 6.1.2. *Resumen de diferentes niveles de deformación angular, (Jaime A, 1980).*

6.2. Pruebas Dinámicas de los Suelos, Ensayes de Laboratorio

6.2.1. Prueba triaxial cíclica

Esta prueba se utiliza para estudiar el comportamiento dinámico del suelo a niveles de deformación entre 10^{-2} y 5%. Los resultados permiten analizar la variación del módulo de corte y del amortiguamiento respecto a la deformación angular (curvas de degradación), figura 6.2.1.

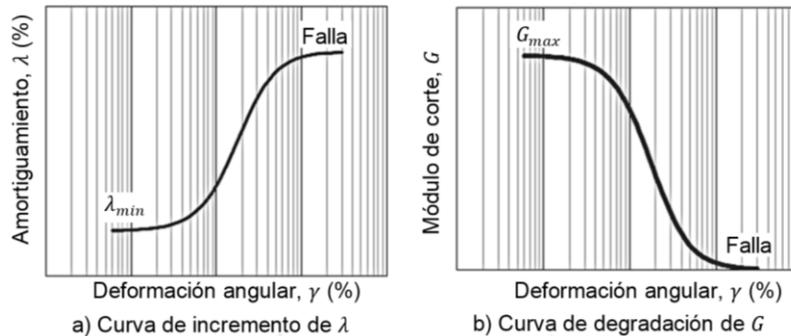


Figura 6.2.1. Variación de G y ξ , contra la deformación angular γ .

Según la magnitud del esfuerzo desviador cíclico, el ensaye puede ser de compresión y extensión, o bien sólo de compresión. El primer caso se presenta cuando el esfuerzo axial cíclico máximo es mayor que el esfuerzo de confinamiento, mientras que el mínimo es menor que este valor, pero mayor que cero. Por otra parte, se considera que es solamente de compresión, cuando el esfuerzo axial mínimo es siempre mayor o igual que el esfuerzo confinante (Jaime A, 1980), fig. 6.2.2.

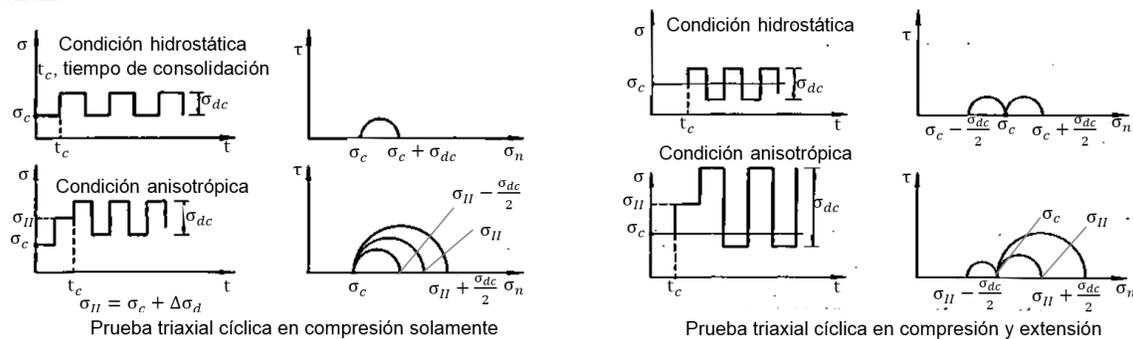


Figura 6.2.2. Variantes de la prueba triaxial cíclica (Jaime A, 1980).

La prueba consiste en consolidar una muestra de suelo isotrópicamente o anisotrópicamente a una presión confinante de interés. Enseguida se aplica un esfuerzo desviador cíclico (esfuerzo controlado), o una deformación axial cíclica (deformación controlada) hasta llevar a la probeta a la falla. El esfuerzo desviador cíclico tiene una forma de onda conocida, normalmente es cuadrada o senoidal, y se aplica a una frecuencia de 1 a 2 ciclos por segundo.

Durante la prueba se registran las cargas inducidas al espécimen con sus respectivos desplazamientos. Para esto se utilizan transductores de fuerza y de desplazamiento (LVDT). Con estos datos se realizan gráficas de esfuerzos desviadores contra deformación axial para cada ciclo de carga.

Enseguida, de cada ciclo de histéresis se obtiene el módulo equivalente de Young (E), el cual está representado por la pendiente de la línea que conecta el punto de origen y el punto de inversión entre la carga y descarga (fig. 6.1.1). A partir de las ecuaciones 6.2.1 y 6.2.2 se determinan el módulo dinámico de corte y el amortiguamiento, respectivamente.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (6.2.1)$$

$$\xi = \frac{A_c}{4\pi A_T} \quad (6.2.2)$$

Donde: A_c es el área del lazo y A_T es el área del triángulo.

Finalmente, con los valores de varios ciclos de histéresis pueden construirse curvas de degradación, como la mostrada en la figura 6.2.1.

6.2.2. Ensaye de corte simple cíclico

Esta prueba es una de las que mejor representan las condiciones de una masa de suelo sometido a esfuerzos sísmicos. Al aplicar un esfuerzo cortante horizontal cíclico en la base o parte superior de la muestra, ésta se deforma análogamente a un elemento de suelo sujeto a propagación vertical de ondas S . Por tanto, este ensaye es muy utilizado para el análisis de susceptibilidad de licuación de suelos.

Existe una gran variedad de aparatos de corte simple, los más comunes son: el desarrollado por el Instituto Geotécnico Sueco (Kjellman, 1951; Airey y Wood, 1987); Aparato Cambridge (Roscoe, 1953), el propuesto por Fin y Vaud (1977) entre otros. En la figura 6.2.3 se muestra un aparato de corte simple desarrollado por Jaime A (1975), el cual fue inspirado en el aparato del Instituto Geotécnico Noruego.

El principio de trabajo de los distintos aparatos es similar. En general, consiste en consolidar la muestra con la aplicación de un esfuerzo vertical σ_v . Enseguida se aplica una fuerza cortante horizontal cíclica en la base o tapa del espécimen. Cabe aclarar, que la muestra se envuelve en una membrana y se confina con un resorte plano (slinky) o en un recipiente de paredes móviles. En ocasiones, la membrana se refuerza con un helicoide de alambre de acero, como el caso del aparato desarrollado por el Instituto Geotécnico Noruego (Jaime A, 1980).

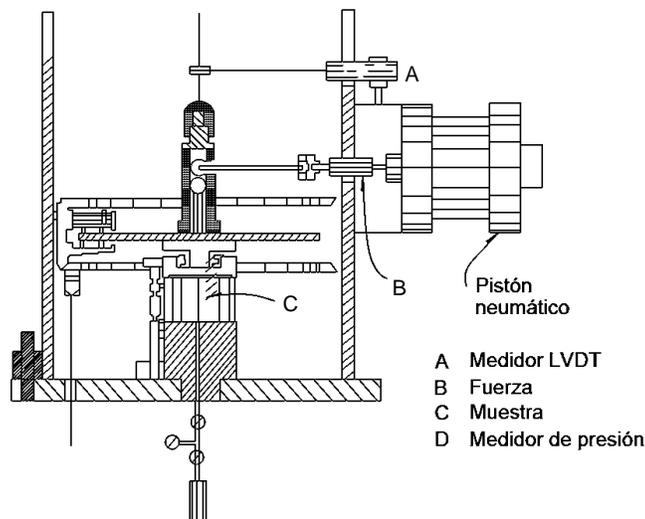


Figura 6.2.3. Aparato de corte simple cíclico (Jaime A, 1975).

Durante la prueba se mide la fuerza cortante, los desplazamientos horizontales y la presión de poro. Con estos datos se elaboran las gráficas de esfuerzo cortante contra deformación angular (fig. 6.1.1). El módulo de corte (G) se determina a partir de la pendiente de la línea que conecta el punto de origen y el punto de inversión entre la carga y descarga. El amortiguamiento se calcula con la ecuación 6.2.2.

Este ensaye induce deformaciones angulares al espécimen de suelo mayores a $10^{-2}\%$. Un inconveniente de la prueba es que no se desarrollan totalmente los esfuerzos cortantes complementarios en las paredes de la probeta. Esto provoca, por condición de equilibrio, una redistribución de esfuerzos normales en los extremos de la muestra. Por tanto, el estado de esfuerzos que se desarrolla en el interior no es completamente de corte simple (Jaime A, 1987).

6.2.3. Ensaye de columna resonante

La prueba de columna resonante fue desarrollada por K. Iida en 1930 (citado por Towhata, 2008). Es una de las pruebas de laboratorio que permite determinar G y ξ a bajos niveles de deformación (10^{-4} a $10^{-2} \%$).

El principio de la prueba se basa en la teoría de propagación de ondas en barras prismáticas. Según esta teoría, la frecuencia de resonancia de una barra depende de las condiciones de frontera. Se distinguen tres casos: a) ambos extremos libres o empotrados; b) Un extremo empotrado y el otro libre; c) Un extremo empotrado y en el otro un peso (Jaime A, 1980).

Cabe destacar, que Shannon et al (1959); Hall y Richart (1963); y Drnevich (1972) desarrollaron equipos para ensayar probetas empotradas en un extremo y libre en el otro. Por su parte, Hardin (1965), propuso un equipo para probetas empotradas

en un extremo y un peso en el otro. Los primeros equipos tienen la desventaja de que las deformaciones se concentran en los extremos y no se distribuyen uniformemente en todo el largo de la muestra. Por otro lado, el efecto de una masa colocada en la parte superior de la probeta reduce la frecuencia de resonancia y aumenta la longitud de la onda; en consecuencia, se logra una mejor distribución de las deformaciones angulares (Ishihara, 1996). En lo que sigue se hace una descripción del aparato de Drnevich.

La figura 6.2.4 muestra esquemáticamente la columna resonante a torsión del tipo Drnevich (1972). Consiste básicamente en una cámara de confinamiento, un generador de funciones, un analizador de espectros, un amplificador de señales y un acelerómetro.

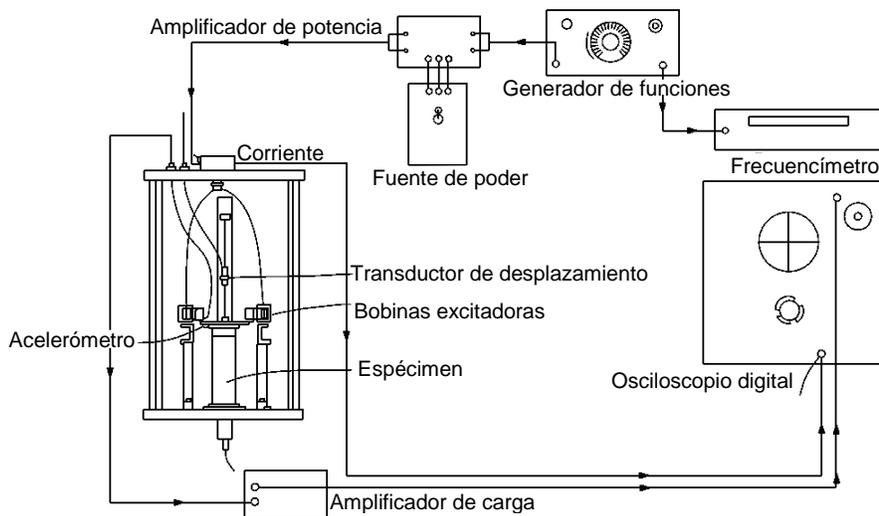


Figura 6.2.4. Aparato Drnevich del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Jaime A, 1980).

La prueba consiste en someter un espécimen cilíndrico de suelo previamente consolidado (sólido o hueco) a un estado de vibración torsional forzada. Las frecuencias se hacen variar hasta obtener las condiciones de resonancia para diferentes modos de vibrar.

Para inducir momento torsionante y deformaciones angulares, en la parte superior de la muestra se fija una placa que contiene un juego de imanes y bobinas. Con un generador de funciones se hace pasar a través de las bobinas un voltaje con una forma de onda conocida (cuadrada, triangular o senoidal). El voltaje genera un campo magnético de igual forma que la onda, provocando que los imanes se desplacen.

Una vez definida una amplitud de onda, se realiza un barrido de frecuencias, es decir, se mantiene constante la amplitud y se incrementa la frecuencia de aplicación de carga. Este procedimiento se repite incrementando la amplitud y realizando el barrido de frecuencias correspondiente.

CAPÍTULO 6

La respuesta del suelo se registra por medio de un acelerómetro piezoeléctrico que está fijo en el cabezal superior. Este acelerómetro envía las señales al analizador de espectros, el cual registra la aceleración de respuesta y la frecuencia de vibración del suelo.

Con los datos registrados se construyen las curvas de aceleraciones totales, como se muestra en la figura 6.2.5. De cada curva se obtiene la frecuencia natural del suelo (f_n) y su correspondiente aceleración máxima (a_{max}). El módulo dinámico de corte puede estimarse a partir de la expresión siguiente:

$$G = \rho V_s^2 \quad (6.2.3)$$

$$V_s = \frac{2\pi f_n L}{\beta} \quad (6.2.4)$$

$$\beta \tan \beta = \frac{I_m}{I_s} \quad (6.2.5)$$

Donde: ρ es la densidad del suelo; L es la longitud de la probeta; V_s es la velocidad de onda de corte; I_m es el momento polar de inercia de la probeta; I_s es el momento polar de inercia del sistema móvil.

El amortiguamiento crítico puede determinarse mediante la ecuación siguiente:

$$\xi = \left[\frac{f_2 - f_1}{2f_n} \right] * 100 \quad (6.2.6)$$

Donde: f_1 y f_2 es el ancho de la curva delimitado por las abscisas con valores de $a = a_{m\acute{a}x}/\sqrt{2}$ (fig. 6.2.5).

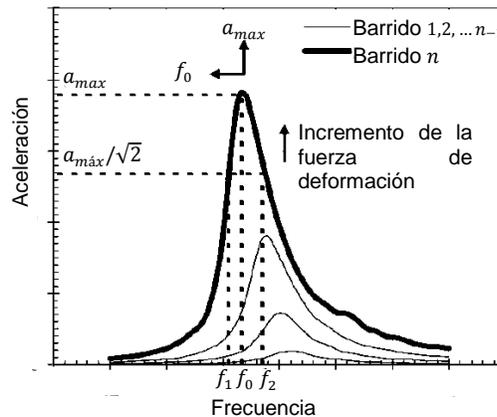


Figura 6.2.5. Curvas de aceleración total (adaptado de Flores, 2008).

Es importante mencionar que los equipos comerciales son de tipo torsión (más común) o longitudinal. Los de tipo longitudinal inducen a la probeta de suelo esfuerzos de compresión. Por tanto, lo que se obtiene es la velocidad de una onda compresiva (V_p), ec. 6.2.4. Con este valor es posible calcular el módulo E con la expresión siguiente:

$$E = \rho V_p^2 \quad (6.2.7)$$

Si se determinan las dos velocidades V_s y V_p , la relación de Poisson se determina con la ecuación 6.2.8.

$$\nu = \frac{E}{2G} - 1 \quad (6.2.8)$$

6.2.4. Medición de ondas con elementos Bender

El principio del elemento Bender se basa en la propiedad piezoeléctrica de algunos cristales como el cuarzo o turmalina, o materiales fabricados industrialmente. Estos tienen la capacidad de generar señales eléctricas al ser sometidos a deformaciones mecánicas y, viceversa, sufren deformaciones mecánicas cuando se induce un voltaje.

Un elemento Bender consiste en dos placas piezoeléctricas delgadas unidas fuertemente a una placa metálica central. Típicamente tienen una dimensión de 1 mm de espesor, 12 mm de ancho y 15 mm de longitud. Pueden ser conectados eléctricamente en serie o paralelo, como receptor o transmisor de ondas cortantes, respectivamente. En los últimos tiempos se ha popularizado un arreglo híbrido capaz de generar y transmitir ondas de corte y de compresión (Lings y Greening, 2001, citado por Fernández et al, 2018).

La prueba se lleva a efecto excitando con un pulso eléctrico el elemento Bender de la tapa del espécimen, lo cual provoca que una onda viaje en el interior de la muestra. Cuando la onda alcanza otro elemento Bender instalado en la base, éste se excita mecánicamente y responde con un pulso eléctrico (fig. 6.2.6).

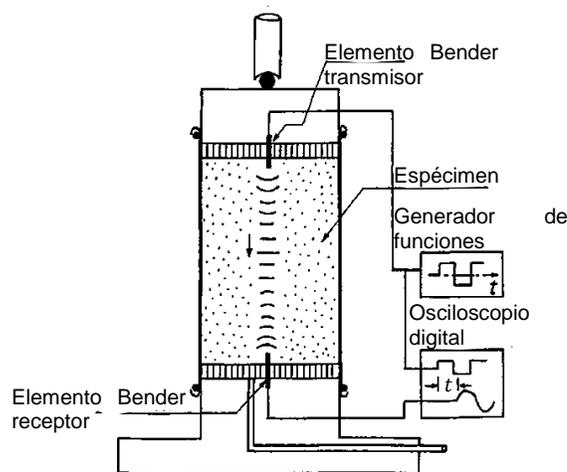


Figura 6.2.6. Arreglo de un ensayo con elemento Bender (adaptado de Ishihara, 1996).

CAPÍTULO 6

Las señales eléctricas de entrada y de salida se registran en un osciloscopio; de esta manera se conoce el tiempo de viaje de la onda Δt (fig. 6.2.6). Cabe mencionar, que los ruidos, señales cruzadas, el tamaño de la probeta, efectos de frontera, entre otros, son factores que dificultan la medición de este valor. Por tanto, no existe un procedimiento normalizado para su determinación.

Conocido el tiempo de viaje de las ondas (Δt) y la longitud de la muestra L , se obtiene la velocidad de propagación del tipo de onda generada:

$$V_p \text{ o } V_s = \frac{L}{\Delta t} \quad (6.2.9)$$

A partir de las ecuaciones 6.2.3 y 6.2.10 puede estimarse el módulo G y E , respectivamente.

$$G = \rho V_s^2 \quad (6.2.3)$$

$$E = \frac{1-\nu}{(1-2\nu)(1+\nu)} \rho V_p^2 \quad (6.2.10)$$

Es oportuno señalar que esta prueba induce al suelo deformaciones pequeñas ($10^{-5} - 10^{-6}\%$). A este nivel de deformación, los materiales exhiben un comportamiento elástico; por eso, el valor que se obtiene de G corresponde al máximo (G_{max}).

6.3. Pruebas Dinámicas de los Suelos, Ensayes de Campo

Estas técnicas inducen al suelo deformaciones muy pequeñas (menores de $10^{-3}\%$), donde se considera que la respuesta del suelo es lineal (fig. 6.1.2). Esta condición permite emplear la teoría de la elasticidad para estimar los módulos dinámicos del suelo.

Los ensayos de campo tienen ciertas ventajas respecto a las técnicas de laboratorio. Primero, las pruebas de campo no requieren muestreo que puede alterar el estado de esfuerzos y la composición química y estructural de la muestra. Además, la respuesta del suelo se mide en volúmenes más grandes comparado con los especímenes ensayados en el laboratorio.

Los métodos de campo se clasifican en dos grupos: a) métodos geofísicos y b) oscilación forzada. Entre las técnicas geofísicas más utilizadas está: el ensaye de refracción, análisis espectral de ondas superficiales y las pruebas en sondeos. Del segundo grupo, la más popular es el oscilador de masas excéntricas (Jaime A, 1980).

6.3.1. Ensaye de refracción sísmica

El ensayo de refracción utilizado en ingeniería civil se basa en la refracción total. Sin embargo, para cumplir con este principio, según la ley de Snell, los estratos más superficiales deben tener velocidades de propagación menores que los estratos más profundos. Suponiendo esta condición, puede demostrarse matemáticamente que las ondas refractadas totalmente requieren menor tiempo para regresar a la superficie. Esto se debe a que las ondas viajan por un medio de mayor velocidad de propagación, comparado con el estrato suprayacente.

La prueba consiste en generar un tren de ondas golpeando un martillo pesado contra una placa de acero, o bien, por medio de una explosión con una carga de dinamita colocada en un barreno de 1 o 2 m de profundidad. En ambos casos se generan ondas P , S y Rayleigh que viajan en todas direcciones en trayectorias semiesféricas concéntricas.

Cuando los trenes de ondas alcanzan la frontera del estrato subyacente, algunas ondas se reflejan en el primer medio, mientras que otras atraviesan el siguiente estrato. No obstante, las ondas que viajan con un ángulo de incidencia crítico, se refractan totalmente y se propagan a través de la interfaz de los dos medios. Estas ondas regresan por el primer medio con un ángulo de incidencia igual al crítico (fig. 6.3.1).

En la superficie del terreno se coloca un tendido de geófonos a cada 2, 5 o más metros, para registrar los tiempos de llegada de las primeras ondas P . Cabe aclarar, que los geófonos colocados cercanos a la fuente de excitación registran primero las ondas que viajan directamente en el primer medio (fig. 6.3.1). Sin embargo, existe una distancia crítica (d_0) donde estas ondas, llegan al mismo tiempo que las ondas refractadas; más allá de esta distancia, los geófonos registran primero las ondas refractadas totalmente.

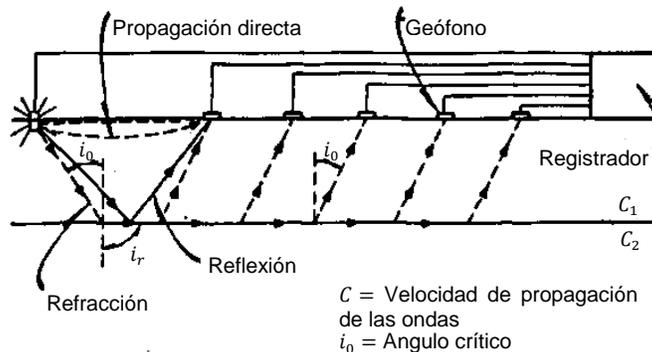


Figura 6.3.1. Métodos de refracción sísmica (Jaime A, 1980).

CAPÍTULO 6

Los trenes de ondas se generan en ambos extremos del tendido para determinar si los estratos son o no horizontales. A partir de los tiempos de llegada de las ondas y la distancia de separación de cada geófono, se construyen gráficas domocrónicas como se muestra en la figura 6.3.2.

Por otra parte, la velocidad de las ondas P se obtiene de la pendiente reciproca de las rectas que conforman las curvas domocrónicas. Los módulos G y E se obtienen con las ecuaciones 6.2.1 y 6.2.10, respectivamente.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{6.2.1}$$

$$E = \frac{1-\nu}{(1-2\nu)(1+\nu)} \rho V_p^2 \tag{6.2.10}$$

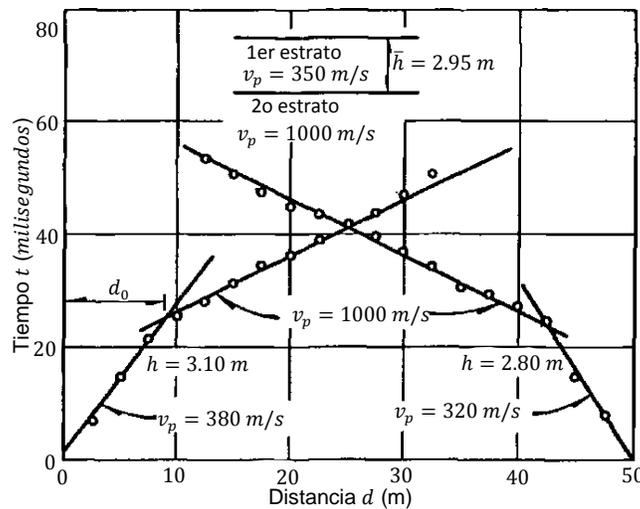


Figura 6.3.2. Curvas domocrónicas para caso de dos estratos horizontales (Rascón et al, 1972).

Si las curvas domocrónicas presentan simetría, significa que los estratos son horizontales. Para el caso de dos estratos, el espesor del primer medio (h) se obtiene mediante la expresión:

$$h = \frac{d_0}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} \tag{6.3.1}$$

Cuando se tienen múltiples estratos horizontales, el espesor del n -ésimo estrato (h_k) se puede obtener con la expresión siguiente (USACE 1979, citado por Kramer 1996):

$$h_k = \frac{d_{0k}}{2} \sqrt{\frac{v_{k+1} - v_k}{v_{k+1} + v_k}} + \sum_{j=1}^{k-1} \frac{h_j v_k \sqrt{v_k^2 - v_j^2} - v_k \sqrt{v_{k+1}^2 - v_j^2}}{\sqrt{v_{k+1}^2 - v_k^2}} \tag{6.3.2.}$$

Por otra parte, si las curvas domocrónicas son asimétricas, significa que el contacto entre los dos estratos es inclinado. Existen expresiones que permiten determinar tanto el echado del contacto, como las velocidades de propagación en ambos materiales (PEMEX 1975; Mooney 1977; Richart et al, 1970).

Cabe mencionar que este método es aplicable para más de tres capas, ya sean horizontales o inclinadas. Sin embargo, en medios muy estratificados, las curvas domocrónicas exhiben muchos quiebres que dificultan su interpretación.

6.3.2. Pruebas en sondeos

Existen varios ensayos de campo que hacen uso de pozos perforados para medir la velocidad de propagación de ondas de cuerpo. En la figura 6.3.3 se muestra esquemáticamente las técnicas: a) pozos cruzados (cross – hole); b) excitación en pozo y medición en la superficie (up – hole); y c) excitación en la superficie y medición en el pozo (down – hole).

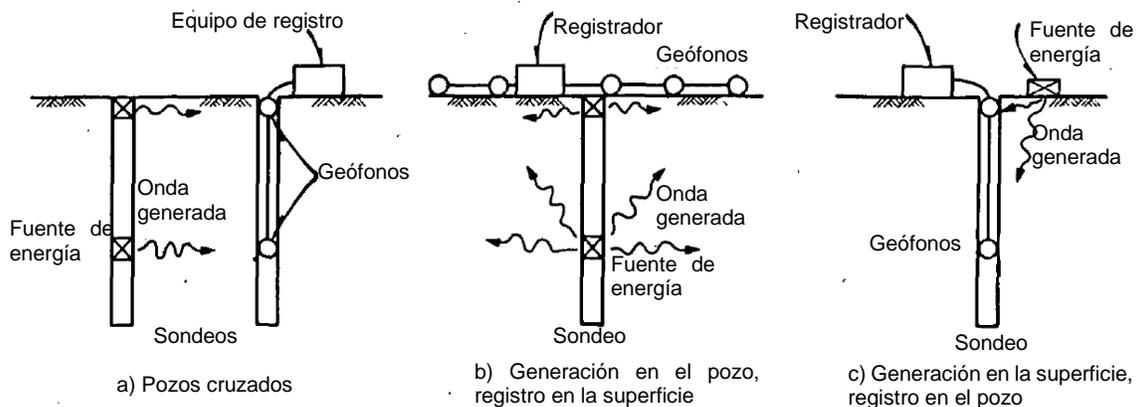


Figura 6.3.3. Ensayos de campo realizados en sondeos.

- **Pozos cruzados (cross – hole)**

La prueba consiste en perforar dos o más pozos separados a poca distancia entre sí, y medir el tiempo de llegada de las ondas a lo largo de trayectorias horizontales. En las paredes o en el fondo de un pozo se genera una excitación dinámica, mientras que en el otro se registra el tiempo de llegada de la perturbación. Conocido este dato y el espaciamiento entre los sondeos, se determina la velocidad de propagación de la onda correspondiente.

La excitación dinámica se puede generar con una explosión usando dinamita, o bien por medios mecánicos. El más común consiste en golpear una barra hueca en el interior del pozo. Esta perturbación genera ondas P y ondas de corte polarizadas en la dirección vertical SV . También es posible generar ondas a partir de un mecanismo de expansión instalado en las paredes del barreno, o bien, a través de un torque aplicado en el fondo del mismo (Stoke y Hoar, 1978).

Para detectar la llegada de las ondas a los pozos receptores se utilizan geófonos direccionales. Los tiempos de llegada se determinan utilizando criterios de punto de fase común (primera llegada, primer pico o primer valle), o bien, por medio de técnicas de correlación cruzada utilizadas comúnmente en la exploración petrolera (Roesler, 1977).

A partir de las mediciones de velocidad de las ondas P y S se obtienen los módulos dinámicos E y G , con las ecuaciones ya vistas 6.2.1 y 6.2.10, respectivamente. Se han realizado intentos para determinar el amortiguamiento del suelo a partir de la atenuación de la amplitud de las ondas registradas en más de tres barrenos (Hoar y Stokoe 1984; Mok et al 1988; EPRI 1993).

$$G = \rho V_s^2 \quad (6.2.1)$$

$$E = \frac{1-\nu}{(1-2\nu)(1+\nu)} \rho V_p^2 \quad (6.2.10)$$

- **Excitación en pozo y medición en la superficie (up – hole); c) Excitación en la superficie y medición en el pozo (down – hole).**

Las pruebas up hole y down hole se realizan perforando un solo pozo. Su finalidad es medir los tiempos de viaje de las ondas (P y/o S) de la fuente de excitación a los receptores. Con estos datos, se construyen perfiles de tiempo de viaje en función de la profundidad. Las pendientes del gráfico definen la velocidad de propagación de la onda correspondiente.

En la prueba down hole, la fuente de excitación se localiza en la superficie; generalmente consiste en golpear con un martillo una placa metálica. Si la placa recibe impactos laterales, se generan ondas de corte polarizadas en la dirección horizontal (SH). Si la placa se golpea verticalmente, o bien, se deja caer un peso sobre ella, se generan ondas longitudinales (P).

Las perturbaciones inducidas en el suelo se registran con geófonos instalados en el interior de barreno (fig. 6.3.3c). Las mediciones generalmente se realizan a cada metro, desde la superficie hasta la profundidad deseada.

Por otra parte, en la prueba up hole, la fuente de excitación se localiza en un punto en el interior del barreno; generalmente se utilizan explosivos. Esta perturbación produce ondas de corte y ondas longitudinales simultáneamente, que son registradas por un conjunto de geófonos instalados en la superficie del terreno (fig. 6.3.3b).

Finalmente, con las velocidades obtenidas se determinan los módulos dinámicos E y G, de la misma manera que en la prueba de pozos cruzados.

6.3.3. Método de oscilación forzada

El método consiste en excitar verticalmente el suelo con un vibrador de masas excéntricas (o electromagnético) a una determinada frecuencia, para generar ondas superficiales tipo Rayleigh. Las vibraciones se detectan por medio de geófonos colocados a diferentes distancias de la fuente de excitación, con el objeto de identificar aquellas vibraciones que se encuentran en fase con la respuesta del suelo (fig. 6.3.4).

Los puntos del suelo que están en fase con la excitación se encuentran separados entre sí, a una distancia igual a la longitud de la onda generada (L_R). Como la frecuencia de vibración del oscilador (f) es conocida, la velocidad de onda Rayleigh (V_R) se puede determinar con la expresión:

$$V_R = L_R f \quad (6.3.3)$$

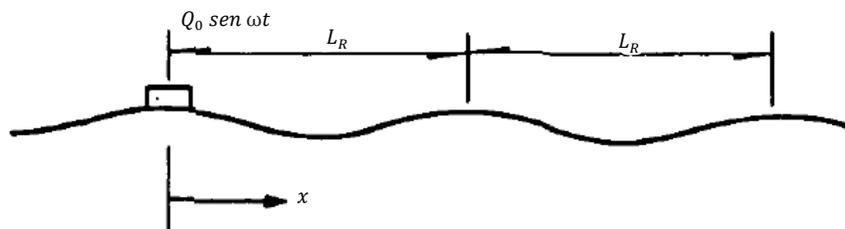


Figura 6.3.4. Ensayo de oscilación forzada.

Una vez conocida la velocidad de onda Rayleigh, la velocidad de ondas de corte puede estimarse con la figura 3.5.2; generalmente para suelos, se supone que $V_s \approx 1.09 V_R$. El módulo dinámico G se puede determinar empleando la ecuación 6.2.1 presentada en la sección 6.3.2.

Es importante mencionar que la medición de los desplazamientos verticales inducidos al suelo, corresponden a una profundidad de $L_R/2$, según Gazetas, (1991). Sin embargo, Heukelom y Foster, 1960; Richart et al, 1970, sugieren que la profundidad de medición corresponde a $L_R/3$.

Por otra parte, variando la frecuencia de oscilación, esta prueba permite alcanzar profundidades de hasta 10 m; más allá de este valor, es necesario utilizar equipos muy pesados que generen fuerzas dinámicas grandes a bajas frecuencias de oscilación (Jaime A, 1980).

6.3.4. Sonda suspendida

Un dispositivo típico de sonda suspendida se muestra en la figura 6.3.5. Consiste en dos geófonos separados 1 m de distancia, un tubo filtrador de ruidos y una fuente generadora de ondas de corte horizontales. La longitud total de la sonda es de 7 m y el punto central entre los geófonos se ubica a 5 m por encima del extremo inferior de la sonda (Ishihara, 1996).

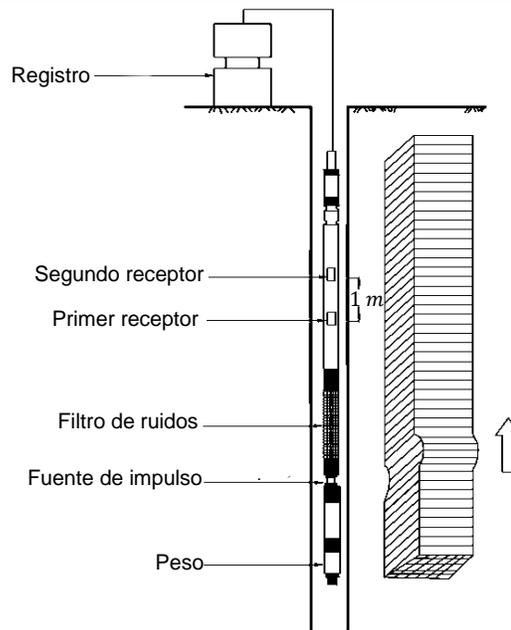


Figura 6.3.5. Configuración de la prueba con sonda suspendida (Ishihara, 1996).

La prueba consiste en introducir la sonda en una perforación llena de agua y generar ondas de corte polarizadas. Estas ondas son monitoreadas por los geófonos de la sonda. A partir de la diferencia de llegada registrada por los dos geófonos, se estima la velocidad de propagación en el medio.

La perturbación generada en el interior del pozo se transmite primero al fluido de perforación y enseguida a las paredes del mismo. El desplazamiento que se genera en las paredes se propaga verticalmente en forma de ondas de corte a través de los estratos del suelo. En este momento, el fluido es obligado a moverse simultáneamente con el movimiento del terreno. Por tanto, las ondas del fluido viajan a la misma velocidad que la onda de corte en el suelo.

La prueba se realiza en dos sentidos opuestos a la perforación; de esta manera, agrupando los registros, es posible identificar los tiempos de llegada de las ondas en cada receptor. Como la separación de los geófonos es de 1 m, la velocidad de propagación es igual a la inversa del tiempo. Finalmente, con la ecuación 6.2.1, se estima el módulo dinámico G .

Cuando se generan perturbaciones en el pozo, además de las ondas corte, se producen onda de compresión, que tienden a viajar verticalmente a través del fluido de perforación. Estas ondas, comúnmente llamadas de tubo, representan una fuente de ruido para los receptores. Para minimizar sus efectos se instala un cilindro de goma que contiene aire comprimido. La finalidad es reflejar estas ondas para monitorear señales claras de las ondas de corte.

Por otra parte, en presencia de un ademe de acero rígido, resulta difícil detectar la llegada de las ondas de corte a través de los depósitos de suelos; sin embargo, es posible si se utilizan tubos de PVC. No obstante, los mejores resultados se obtienen cuando no existe ningún tipo de revestimiento en la perforación (Ishihara, 1996).

6.3.5. Análisis espectral de ondas superficiales (SASW)

El método SASW (Spectral Analysis of Surface Waves) es una técnica que se utiliza principalmente para la exploración del subsuelo, y para evaluar la calidad de los pavimentos en carreteras y pistas de aterrizaje. El objetivo de la prueba es obtener la curva de dispersión, es decir, la variación de la velocidad de las ondas Rayleigh respecto a la frecuencia de vibración o longitud de las ondas.

El esquema general de la prueba se muestra en la figura 6.3.6. Consta de una fuente de impacto, un par de receptores separados entre sí que detectan movimientos verticales, y un dispositivo especial de grabación.

La separación de los receptores depende de la profundidad que se desea explorar. A medida que la distancia se incrementa, se pueden alcanzar depósitos más profundos. Por ejemplo, se ha observado en la práctica, que con una separación de 64 m, se puede explorar una profundidad del orden de 50 m (Ishihara, 1996).

Por otro lado, las fuentes de impacto también dependen de la profundidad de exploración. Es decir, si la separación entre receptores es de 1 a 4 m, se puede utilizar un martillo de mano. Para distancias mayores, entre 5 y 10 m, se recomienda emplear un mazo, o bien, dejar caer un peso de 20 a 70 kg. En profundidades más grandes se utilizan explosivos; sin embargo, la aplicación de estas fuentes está limitada en zonas urbanas.

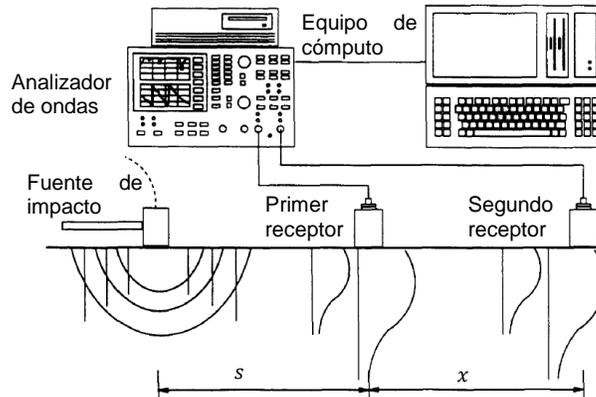


Figura 6.3.6. Esquema del arreglo para el ensayo SASW (N. Gucunski y R. Woods, 1991).

La prueba consiste en generar vibraciones en el suelo a partir de impactos con una masa. Las perturbaciones generan ondas Rayleigh, con frecuencias y velocidades de propagación variables, que son monitoreadas por los receptores y almacenadas en el dispositivo de grabación. Este procedimiento se repite manteniendo la posición original de los receptores y moviendo la fuente de perturbación en el lado opuesto, guardando la misma distancia inicial. Para obtener un perfil completo, se realiza un par de pruebas más, modificando la separación de los receptores para alcanzar depósitos más profundos.

Las señales almacenadas en el dispositivo se cambian en el dominio de la frecuencia utilizando la transformada rápida de Fourier, y con un análisis espectral se define la función de densidad espectral cruzada, como se muestra en la figura 6.3.7. Esta función representa las características de fase (φ) entre los dos receptores en cada frecuencia (f) (Ishihara, 1996).

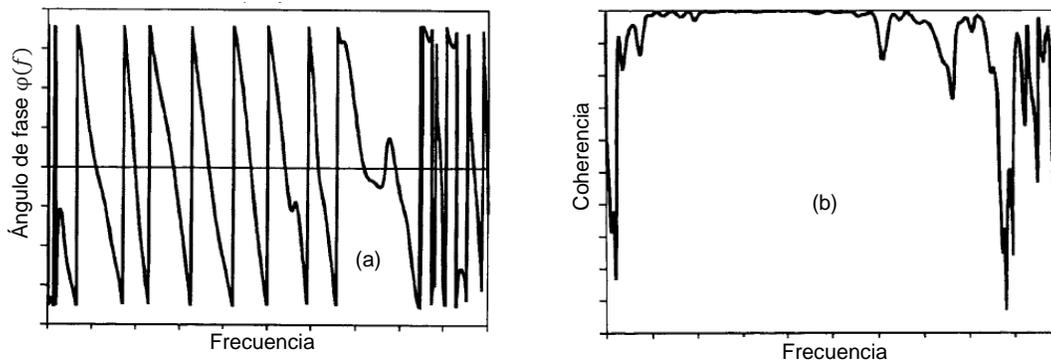


Figura 6.3.7. Función típica de densidad espectral cruzada (a) y su coherencia correspondiente (b) (N. Gucunski y R.D. Woods, 1991).

El tiempo (t) necesario para que las ondas Rayleigh viajen una distancia igual a la separación entre receptores, depende de la frecuencia o de la longitud de la onda. Este puede estimarse utilizando la función de densidad espectral y aplicando la ecuación siguiente:

$$t(f) = \frac{\varphi(f)}{2\pi f} \quad (6.3.4)$$

Como se conoce la distancia entre los dos receptores, la velocidad de propagación y la longitud de la onda se determinan con las ecuaciones 6.3.5 y 6.3.6, respectivamente.

$$v_R = \frac{d}{t(f)} \quad (6.3.5)$$

$$L_R = \frac{v_R}{f} = 2\pi \frac{d}{\varphi(f)} \quad (6.3.6)$$

A partir de los datos de velocidad y longitud de onda para cada frecuencia, se construye la curva de dispersión, como se muestra en la figura 6.3.8.

La siguiente etapa del método consiste en inferir la profundidad y la velocidad de las ondas de corte a partir de la curva de dispersión. Este proceso se conoce como inversión (Nazarian, 1984) y consiste en obtener una curva de dispersión teórica, empleando la teoría de propagación de ondas en un medio elástico, y compararla con la curva obtenida experimentalmente. Este procedimiento es iterativo y se repite hasta obtener un buen ajuste con la curva experimental. Gucunski y Woods (1991, 1992) describen en detalle los antecedentes teóricos para realizar este procedimiento. A partir de velocidades de ondas corte, puede obtenerse el módulo G con la ecuación 6.2.1.

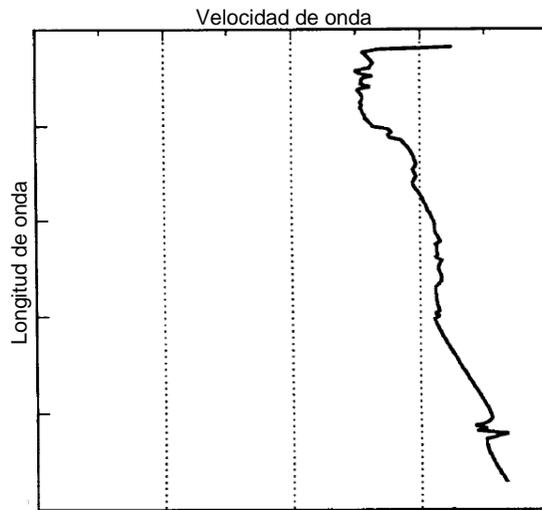


Figura 6.3.8. Curva de dispersión experimental (adaptado de Kramer, 1996).

El método SASW es particularmente útil en sitios donde la perforación y el muestreo son difíciles. Se ha utilizado con éxito en gravas, flujos de escombros (Stokoe et al., 1988) y rellenos sanitarios (Kavanzanjan et al., 1994). Sin embargo, el procedimiento requiere equipo especializado y operadores experimentados.

Es importante mencionar que existen otros métodos similares al SASW que actualmente son utilizados, tal es el caso del método MASW (Análisis Multicanal de Onda Superficiales), el SPAC (Método de Autocorrelación Espacial) y el ensaye ReMi (Refracción de Microtremores).

6.4. Conclusiones

La respuesta del suelo ante cargas cíclicas está gobernada principalmente por el módulo dinámico de corte (G) y el porcentaje de amortiguamiento crítico (ξ).

El módulo de corte varía con la magnitud de deformación angular cíclica. Se ha observado que a deformaciones menores de 10^{-4} %, el valor de G permanece prácticamente constante; sin embargo, a deformaciones mayores, éste tiende a disminuir.

El amortiguamiento (ξ) proporciona una medida de la capacidad del suelo para disipar energía. Este amortiguamiento resulta de los efectos friccionantes que se producen por el deslizamiento entre partículas, también conocido como histéresis.

Los resultados de las investigaciones de Hardin y Drnevich revelaron que los principales factores que afectan a G y ξ son: la magnitud de deformación angular (γ), el esfuerzo normal efectivo octaédrico (σ_m), la relación de vacíos (e), el número de ciclos de carga (N) y el grado de saturación (G_w).

Las pruebas de laboratorio más utilizadas para determinar las propiedades dinámicas de los suelos incluyen la prueba triaxial cíclica, el ensaye de corte simple cíclico y el ensaye de columna resonante. Por otra parte, las pruebas de campo más utilizadas son: ensaye de refracción sísmica, pruebas en sondeos, oscilación forzada, sonda suspendida y el análisis espectral de ondas superficiales.

7. ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA DE SUELO

Los análisis de respuesta de suelo tienen como objetivo principal predecir los movimientos que se generan en la superficie libre, a partir de un movimiento de entrada en el basamento de roca (fig. 7.1.1). Estos análisis permiten diseñar espectros de respuesta, evaluar el riesgo de licuación, analizar la estabilidad de estructuras de tierra y estructuras de retención, entre otras aplicaciones.

Los análisis de respuesta, se basan en la teoría de propagación de ondas en un medio elástico (capítulo 4). La forma más común de evaluar la respuesta del suelo es por medio de funciones de transferencia (FT), las cuales, representan la magnitud de amplificación del movimiento de entrada (movimiento en roca basal) al llegar a la superficie, éstas pueden expresarse en términos de desplazamientos, velocidad, aceleración, esfuerzos cortantes o deformación angular.

A continuación se describen los procedimientos generales para obtener funciones de transferencia, en los casos de respuesta unidimensional, bidimensional y tridimensional.

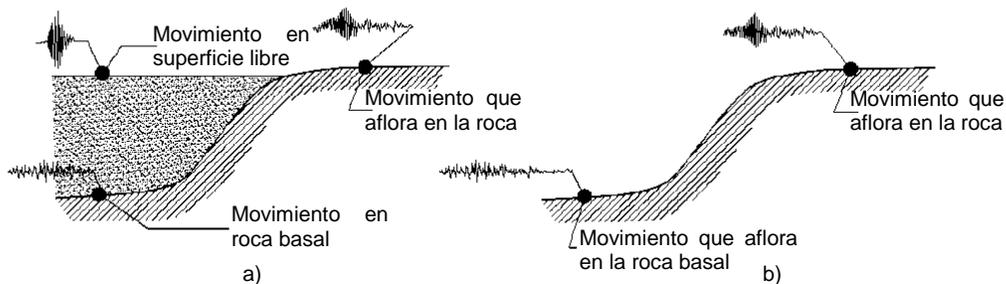


Figura 7.1.1 Nomenclatura utilizada en los análisis de respuesta: a) depósito de suelo sobre macizo rocoso; b) macizo rocoso sin depósito de suelo (adaptado de Kramer, 1996).

7.1. Análisis de Respuesta Unidimensional

La respuesta unidimensional del suelo se basa en la propagación de ondas unidimensional (subcapítulo 4.1) y bajo las siguientes hipótesis: a) todos los estratos son horizontales; b) las ondas viajan verticalmente debido a múltiples refracciones producidas por las fronteras de los estratos; c) el movimiento predominante es de ondas SH y d) los estratos de suelo y el basamento de roca se extienden infinitamente en la dirección horizontal.

7.1.1. Función de transferencia para suelo uniforme sin amortiguamiento sobre roca rígida.

En la figura 7.1.2 se muestra un estrato uniforme, isótropo, elástico lineal que yace sobre roca rígida. Esta suposición implica que cualquier onda que viaje hacia la base se reflejará totalmente hacia la superficie. Por tanto, toda la energía elástica se considera atrapada en el estrato de suelo.

Como se mencionó en el capítulo 4, la ecuación 7.1.1 describe los desplazamientos horizontales provocados por la propagación vertical de ondas.

$$u(z, t) = Ae^{i(\omega t + kz)} + Be^{i(\omega t - kz)} \quad (7.1.1)$$

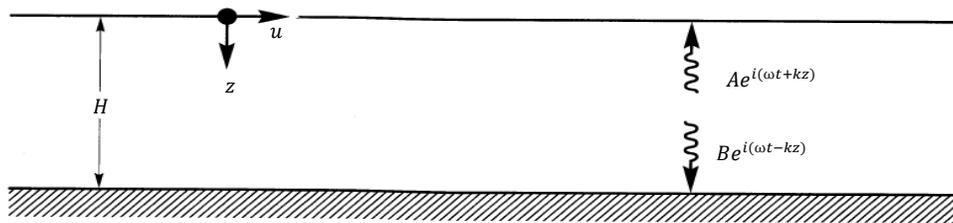


Figura 7.1.2. Depósito de suelo que yace sobre un macizo rocoso rígido.

En la superficie (\$z = 0\$), las deformaciones y esfuerzos cortantes son nulos:

$$\tau(0, t) = G\gamma(0, t) = G \frac{\partial u(t, 0)}{\partial z} = 0 \quad (7.1.2)$$

Derivando la ecuación 7.1.1 respecto a (\$z\$), y sustituyendo en la ecuación 7.1.2 se tiene:

$$Gik(Ae^{ik(0)} - Be^{-ik(0)})e^{i\omega t} = Gik(A - B)e^{i\omega t} = 0 \quad (7.1.3)$$

La solución no trivial de la ecuación 7.1.3 se satisface cuando \$A = B\$. Por tanto, el desplazamiento puede expresarse:

$$u(z, t) = 2A \frac{e^{ikz} + e^{-ikz}}{2} e^{i\omega t} = 2A \cos kz e^{i\omega t} \quad (7.1.4)$$

La ecuación 7.1.4 describe una onda estacionaria de amplitud \$2A \cos kz\$. Esta ecuación se puede utilizar para definir la relación de amplitud de desplazamientos entre dos puntos del estrato de suelo. Considerando los puntos \$z = 0\$ y \$z = H\$ la función de transferencia se expresa:

$$F_1(\omega) = \frac{u_{max}(0, t)}{u_{max}(H, t)} = \frac{2A e^{i\omega t}}{2A \cos kH e^{i\omega t}} = \frac{1}{\cos kH} = \frac{1}{\cos(\omega H/v_s)} \quad (7.1.5)$$

El módulo de la función de transferencia se define como:

$$|F_1(\omega)| = \sqrt{\{Re[F_1(\omega)]\}^2 + \{Im[F_1(\omega)]\}^2} = \frac{1}{|\cos(\omega H/v_s)|} \quad (7.1.6)$$

La ecuación 7.1.6 demuestra que los desplazamientos en la superficie siempre serán mayores que en la roca. También se observa que la magnitud de la amplificación depende de la geometría del estrato, las propiedades de los materiales y de las características del movimiento (por ejemplo, el contenido de frecuencias). Cuando $\omega H/v_s$ es igual a $\frac{1}{2}\pi + n\pi$ la amplificación es infinita, es decir, se produce resonancia. En la figura 7.1.3 se muestra cómo influye la frecuencia en la amplificación de los movimientos sísmicos.

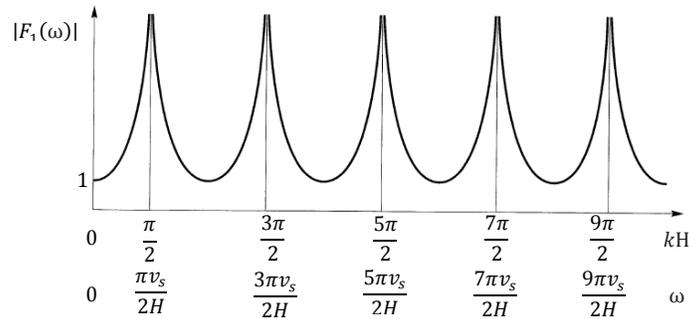


Figura 7.1.3. Efecto de la frecuencia en la respuesta de un suelo sin amortiguamiento.

La aplicación de las funciones de transferencia (FT) requiere primero, convertir una historia de aceleraciones en el dominio de la frecuencia utilizando la Transformada Rápida de Fourier (TRF). Enseguida, cada frecuencia se multiplica por la FT correspondiente. Finalmente, para obtener el movimiento en la superficie, se aplica la inversa de TRF para ser expresado en el dominio del tiempo. De esta forma, las FT determinan como cada frecuencia del movimiento de la base se amplifica por los depósitos de suelo.

7.1.2. Función de transferencia para suelo uniforme con amortiguamiento sobre roca rígida

Como se describió en el capítulo 4, la ecuación de onda que considera un amortiguamiento de tipo viscoso se expresa de la manera siguiente:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (7.1.7)$$

La solución de la ecuación 7.1.7 tiene la forma siguiente (capítulo 4):

$$u(z, t) = A e^{i(\omega t + k^* z)} + B e^{i(\omega t - k^* z)} \quad (7.1.8)$$

Repitiendo el procedimiento descrito en el caso de un suelo sin amortiguamiento, la función de transferencia se expresa:

$$F_2(\omega) = \frac{1}{\cos k^* H} = \frac{1}{\cos(\omega H/v_s^*)} \quad (7.1.9)$$

Por otra parte, la velocidad de onda de corte compleja se expresa de la forma siguiente:

$$v_s^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}} = \sqrt{\frac{G(1+i2\xi)}{\rho}} \approx \sqrt{\frac{G}{\rho}}(1+i\xi) = v_s(1+i\xi) \quad (7.1.10)$$

Para valores pequeños de amortiguamiento (ξ), el número complejo de onda (k^*) puede aproximarse:

$$k^* = \frac{\omega}{v_s^*} = \frac{\omega}{v_s(1+i\xi)} \approx \frac{\omega}{v_s}(1-i\xi) = k(1-i\xi) \quad (7.1.11)$$

Sustituyendo la ecuación 7.1.11 en 7.1.9 se tiene:

$$F_2(\omega) = \frac{1}{\cos k(1-i\xi)H} = \frac{1}{\cos[\omega H/v_s(1+i\xi)]} \quad (7.1.12)$$

Usando la identidad $|\cos(x+iy)| = \sqrt{\cos^2 kH + \operatorname{senh}^2 \xi kH}$, la ecuación 7.1.12 se expresa:

$$|F_2(\omega)| \approx \frac{1}{\sqrt{\cos^2 kH + \operatorname{senh}^2 \xi kH}} \quad (7.1.13)$$

Finalmente, debido a que $\operatorname{senh}^2 y \approx y^2$, la función de transferencia se define de la forma siguiente:

$$|F_2(\omega)| \approx \frac{1}{\sqrt{\cos^2 kH + (\xi kH)^2}} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(\omega H/v_s) + (\xi \omega H/v_s)^2}} \quad (7.1.14)$$

La ecuación 7.1.14 indica que la amplificación máxima se presenta cuando $kH \approx \frac{\pi}{2} + n\pi$. Sin embargo, siempre que el amortiguamiento sea mayor de cero, la amplificación no tiende a infinito. En la figura 7.1.4 se muestra el efecto de la frecuencia en la respuesta de un suelo con diferentes valores de amortiguamiento. Se puede apreciar que el amortiguamiento afecta más a las frecuencias altas que a las bajas.

Por otra parte, los valores de las crestas mostrados en la figura 7.1.4, corresponden a las diversas frecuencias de vibración del depósito de suelo. Se observa que la amplificación más grande ocurre en la frecuencia más baja, también conocida como frecuencia fundamental (ω_0). La n -ésima frecuencia del suelo se define con la ecuación siguiente:

$$\omega_n \approx \frac{v_s}{H} \left(\frac{\pi}{2} + n\pi \right) \quad n = 0, 1, 2, \dots, \infty \quad (7.1.15)$$

El periodo de vibración correspondiente a la frecuencia fundamental se conoce como periodo característico del sitio (T_s):

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega_0} = \frac{4H}{v_s} \quad (7.1.16)$$

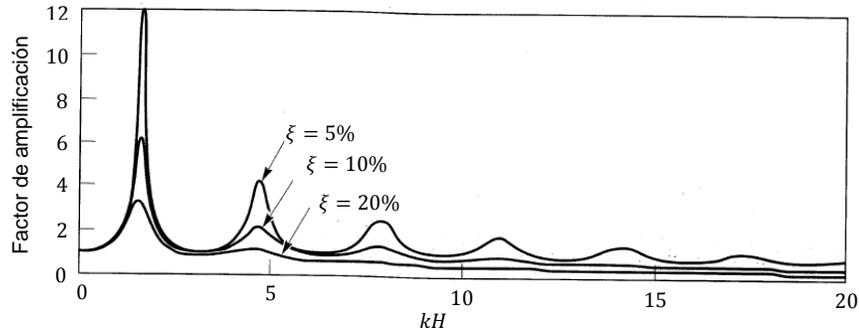


Figura 7.1.4. Efecto de la frecuencia en la respuesta de un suelo con amortiguamiento (Kramer, 1996).

7.1.3. Función de transferencia para suelo uniforme con amortiguamiento sobre roca elástica

En la figura 7.1.5 se muestra un depósito de suelo sobre un macizo rocoso elástico. Esta suposición sugiere que solo una porción de las ondas que alcanzan la base se reflejan, mientras que otra parte se refracta por este medio. Lo anterior es una forma de amortiguamiento geométrico, que causa una disminución en las amplitudes de onda en la superficie.

Los desplazamientos debidos a la propagación vertical de ondas SH en cada material se expresa:

$$u_s(z_s, t) = A_s e^{i(\omega t + k_s^* z_s)} + B_s e^{i(\omega t - k_s^* z_s)} \quad (7.1.17a)$$

$$u_r(z_r, t) = A_r e^{i(\omega t + k_r^* z_r)} + B_r e^{i(\omega t - k_r^* z_r)} \quad (7.1.17b)$$

Los subíndices s y r que se mencionan en adelante, se refieren a suelo y roca, respectivamente.

La compatibilidad de desplazamientos y de esfuerzos en la interfaz de los estratos requiere lo siguiente:

$$u_s(z_s = H) = u_r(z_r = 0) \quad (7.1.18)$$

$$\tau_s(z_s = H) = \tau_r(z_r = 0) \quad (7.1.19)$$

Sustituyendo las ecuaciones 7.1.17 en 7.1.18 se obtiene:

$$A_s (e^{ik_s^* H} + e^{-ik_s^* H}) = A_r + B_r \quad (7.1.20)$$

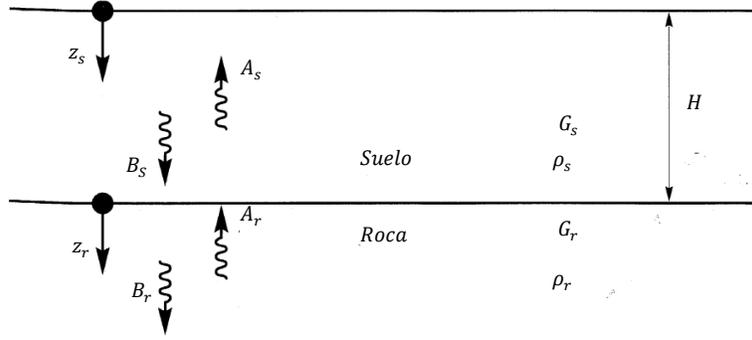


Figura 7.1.5. Depósito de suelo sobre roca elástica.

Por definición de esfuerzo cortante ($\tau = G \frac{\partial u}{\partial z}$), la ecuación 7.1.19 puede expresarse:

$$A_s i G_s k_s^* (e^{ik_s^* H} - e^{-ik_s^* H}) = i G_r k_r^* (A_r - B_r) \quad (7.1.21)$$

O bien en forma alternativa como:

$$\frac{G_s k_s^*}{G_r k_r^*} A_s (e^{ik_s^* H} - e^{-ik_s^* H}) = A_r - B_r \quad (7.1.22)$$

$$\alpha_z^* = \frac{G_s k_s^*}{G_r k_r^*} = \frac{\rho_s v_{ss}^*}{\rho_r v_{sr}^*} \quad (7.1.23)$$

Donde: v_{ss}^* y v_{sr}^* son las velocidades complejas de ondas de corte del suelo y de la roca, respectivamente; y α_z^* es la relación de impedancia compleja.

Resolviendo las ecuaciones 7.20 y 7.22 simultáneamente se obtiene:

$$A_r = \frac{1}{2} A_s [(1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H}] \quad (7.1.24a)$$

$$B_r = \frac{1}{2} A_s [(1 - \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 + \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H}] \quad (7.1.24b)$$

Las ecuaciones 7.1.24 demuestran que si el suelo no está presente, cualquier onda que viaje desde la base duplicará su amplitud al llegar a la superficie ($2A$). Por otra parte, si el suelo está presente, la ecuación que describe dicha amplitud se expresa:

$$2A_s = \frac{4A}{(1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H}} \quad (7.1.25)$$

Definiendo la función de transferencia F_3 , como la relación entre la amplitud en la superficie y la amplitud que aflora en roca se tiene:

$$F_3(\omega) = \frac{2}{(1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H}} \quad (7.1.26)$$

Usando la ley de Euler, la ecuación 7.1.26 puede reescribirse como:

$$F_3(\omega) = \frac{1}{\cos k_s^* H + i \alpha_z^* \operatorname{sen} k_s^* H} = \frac{1}{\cos\left(\frac{\omega H}{v_{ss}^*}\right) + i \alpha_z^* \operatorname{sen}\left(\frac{\omega H}{v_{ss}^*}\right)} \quad (7.1.27)$$

CAPÍTULO 7

Para un suelo sin amortiguamiento, la función de transferencia se expresa de la forma siguiente:

$$|F_3(\omega, \xi = 0)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 k_s H + \alpha_z^* \operatorname{sen}^2 k_s H}} \quad (7.1.28)$$

En la figura 7.1.6 se muestra el efecto del factor de impedancia en la amplificación de las ondas. Se observa a que a mayor rigidez en la base, las ondas tienden a reflejarse en mayor proporción. Por ende, esto genera una acumulación de energía en los estratos de suelo, que se refleja en una intensificación del movimiento sísmico.

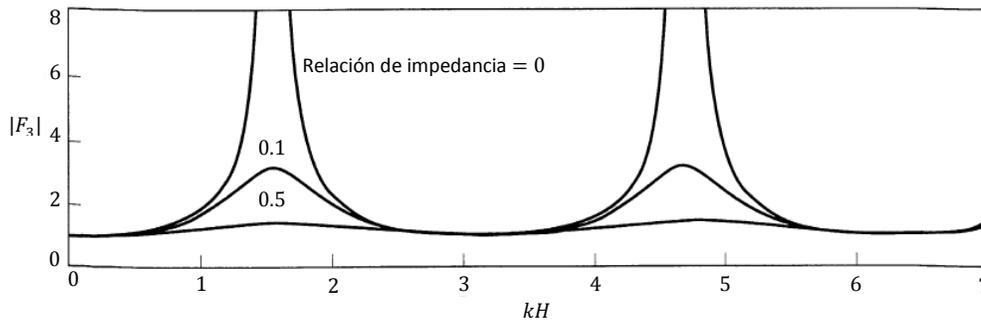


Figura 7.1.6. Efecto de la relación de impedancia en la amplificación del movimiento.

7.1.4. Función de transferencia para suelo estratificado con amortiguamiento sobre roca elástica

En la figura 7.1.7 se muestra un depósito de N estratos horizontales. Se supone que cada capa se comporta como un sólido de Kelvin – Voigt (capítulo 4, figura 4.3.1). Como se mencionó en el capítulo 4, la ecuación que describe los desplazamientos y los esfuerzos cortantes se expresan como:

$$u(z, t) = A e^{i(\omega t + k^* z)} + B e^{i(\omega t - k^* z)} \quad (7.1.29)$$

$$\tau(z, t) = G^* \frac{\partial u}{\partial z} = (G + i\omega\eta) \frac{\partial u}{\partial z} \quad (7.1.30)$$

Los desplazamientos en la parte superior e inferior de cada estrato (m) se expresan de la forma siguiente:

$$u_m(Z_m = 0, t) = (A_m + B_m) e^{i\omega t} \quad (7.31a)$$

$$u_m(Z_m = h_m, t) = (A_m e^{ik_m^* h_m} + B_m e^{-ik_m^* h_m}) e^{i\omega t} \quad (7.31b)$$

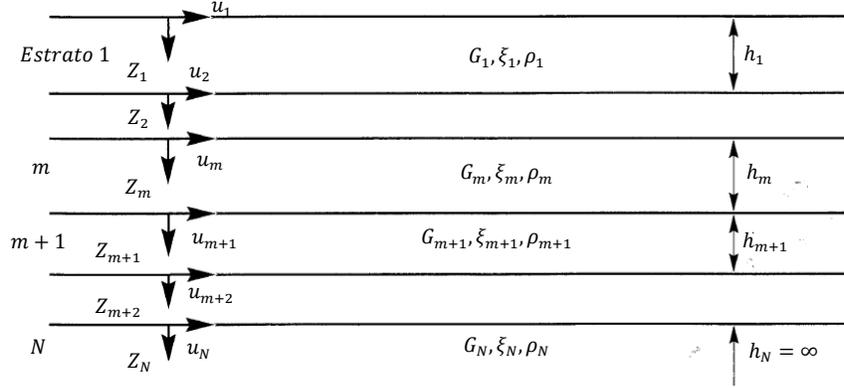


Figura 7.1.7. Depósito de suelo estratificado que yace sobre un macizo rocoso elástico.

Los desplazamientos entre las fronteras de dos estratos deben ser compatibles, es decir, el desplazamiento en la parte superior del estrato $(m + 1)$, debe ser igual al desplazamiento de la parte inferior del estrato (m) . Aplicando la compatibilidad de desplazamientos se tiene:

$$u_m(Z_m = h_m, t) = u_{m+1}(Z_{m+1} = 0, t) \quad (7.1.32)$$

Reemplazando los desplazamientos correspondientes:

$$A_{m+1} + B_{m+1} = A_m e^{ik_m^* h_m} + B_m e^{-ik_m^* h_m} \quad (7.1.33)$$

Por otro lado, el esfuerzo cortante en la parte superior e inferior del estrato m se expresa:

$$\tau_m(Z_m = 0, t) = ik_m^* G_m^* (A_m - B_m) e^{i\omega t} \quad (7.1.34a)$$

$$\tau_m(Z_m = h_m, t) = ik_m^* G_m^* (A_m e^{ik_m^* h_m} - B_m e^{-ik_m^* h_m}) e^{i\omega t} \quad (7.1.34b)$$

La compatibilidad de esfuerzos en las fronteras debe satisfacer lo siguiente:

$$\tau_m(Z_m = h_m, t) = \tau_{m+1}(Z_{m+1} = 0, t) \quad (7.1.35)$$

Sustituyendo los esfuerzos correspondientes en la ecuación 7.1.35:

$$A_{m+1} - B_{m+1} = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} (A_m e^{ik_m^* h_m} - B_m e^{-ik_m^* h_m}) \quad (7.1.36)$$

Resolviendo simultáneamente las ecuaciones 7.1.33 y 7.1.36:

$$A_{m+1} = \frac{1}{2} A_m (1 + \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} B_m (1 - \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (7.1.37a)$$

$$B_{m+1} = \frac{1}{2} A_m (1 - \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} B_m (1 + \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (7.1.37b)$$

CAPÍTULO 7

Donde: α_m^* es la relación de impedancia en la frontera entre los estratos (m) y ($m + 1$):

$$\alpha_m^* = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} = \frac{\rho_m (v_s^*)_m}{\rho_{m+1} (v_s^*)_{m+1}} \quad (7.1.38)$$

En la superficie del suelo, los esfuerzos cortantes deben ser igual a cero. Por tanto, en la ecuación 7.1.34 se requiere que $A_1 = B_1$. Aplicando las ecuaciones 7.1.37 en forma recurrente para $m = 1, 2, 3, \dots, N$, los coeficientes A_{m+1} y B_{m+1} pueden relacionarse con A_m y B_m como:

$$A_{m+1} = a_{m+1}(\omega) A_1 \quad (7.1.39a)$$

$$B_{m+1} = b_{m+1}(\omega) B_1 \quad (7.1.39b)$$

Donde: $a_{m+1}(\omega)$ y $b_{m+1}(\omega)$ son funciones que representan los efectos de la interacción en todas las interfaces por encima del estrato $m + 1$. Entonces, una función de transferencia que relaciona el movimiento en la parte superior de dos estratos (estrato i y j) puede expresarse:

$$F_{ij}(\omega) = \frac{|u_i|}{|u_j|} = \frac{a_i(\omega) + b_i(\omega)}{a_j(\omega) + b_j(\omega)} \quad (7.1.40)$$

La ecuación 7.1.40 indica que el movimiento en cualquier estrato puede determinarse si se conoce el movimiento de la capa inmediata inferior. Además, debido a que $|\ddot{u}| = \omega |\dot{u}| = \omega^2 |u|$ para movimientos armónicos, esta ecuación también describe la amplificación de la aceleración y velocidad del estrato (i) al (j).

Es importante mencionar que con las funciones de transferencia no es posible obtener el movimiento de la base, conocido el de la superficie. Sin embargo, existen procedimientos denominados *deconvolución* que permiten estimar el movimiento en el macizo rocoso a partir de registros sísmicos en la superficie. Silva (1988, citado por Kramer, 1996), describe con detalle este tipo de procesos.

7.2. Análisis de Respuesta Bidimensional

7.2.1. Generalidades del método del elemento finito

Los análisis de respuesta bidimensional se utilizan principalmente para el estudio de la interacción suelo estructura (túneles, taludes, presas, terraplenes, edificios y muros). Generalmente se analizan como problemas de deformación plana, es decir, se considera que en una dirección no existen deformaciones debido a su gran extensión (fig. 7.2.1).

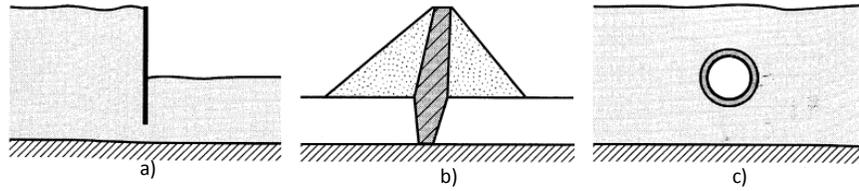


Figura 7.2.1. Ejemplos de algunas estructuras analizadas bidimensionalmente. a) muro de retención en cantiléver; b) presa de tierra; c) túnel.

La solución más común a este tipo de problemas es el análisis dinámico de elementos finitos. Este es un método que trata a un medio continuo como un conjunto de elementos discretos acoplados, cuyas fronteras están definidas por nodos (fig. 7.2.2).

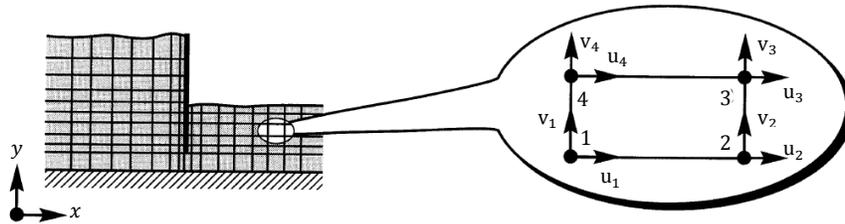


Figura 7.2.2. Discretización de elementos finitos para una estructura de retención.

El primer paso del método del elemento finito consiste en discretizar el medio en pequeños elementos como se muestra en la figura 7.2.2. Los desplazamientos del suelo en cualquier punto de un elemento $\{\mathbf{v}\}^T = \{u, v\}$, se expresan en términos de los desplazamientos nodales; para el elemento cuadrangular mostrado en la figura 7.2.2 éstos se expresan de la forma siguiente:

$$\{\mathbf{v}\} = [\mathbf{N}]\{\mathbf{q}\} \quad (7.2.1)$$

$$\{\mathbf{q}\}^T = \{u_1 \ u_2 \ u_3 \ u_4 \ v_1 \ v_2 \ v_3 \ v_4\}$$

Donde: $[\mathbf{N}]$ es la matriz de funciones de forma.

Las deformaciones en un elemento pueden determinarse a partir de la matriz de deformación – desplazamiento $[\mathbf{B}]$ y los desplazamientos nodales $\{\mathbf{q}\}$ de la manera siguiente:

$$\{\boldsymbol{\varepsilon}\} = [\mathbf{B}]\{\mathbf{q}\} \quad (7.2.2)$$

Además, la matriz de esfuerzo – deformación $[\mathbf{D}]$, relaciona los esfuerzos con las deformaciones como sigue:

$$\{\boldsymbol{\sigma}\} = [\mathbf{D}]\{\boldsymbol{\varepsilon}\} \quad (7.2.3)$$

CAPÍTULO 7

Por otro lado, en la figura 7.2.3 se muestra la conversión de un elemento cuadrangular en un sistema de coordenadas (x, y) a un sistema de coordenadas (s, t) . Aplicando las relaciones de deformación – desplazamiento y esfuerzo – deformación, la matriz de rigidez de un elemento discreto se expresa:

$$[\mathbf{k}_e] = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [\mathbf{B}]^T [\mathbf{D}] [\mathbf{B}] |J| d_s d_t \quad (7.2.4)$$

$$|J| = \sum_{i=1}^4 \sum_{j=1}^4 x_i \left(\frac{\partial N_i}{\partial s} \frac{\partial N_j}{\partial t} - \frac{\partial N_i}{\partial t} \frac{\partial N_j}{\partial s} \right) y_j \quad (7.2.5)$$

Donde: $|J|$ es un Jacobiano.

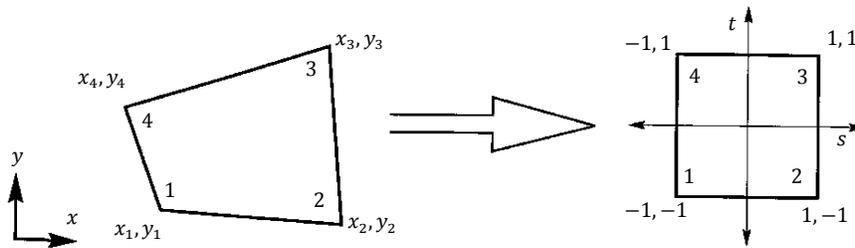


Figura 7.2.3. Conversión de un cuadrilátero irregular en el sistema de coordenadas $(x - y)$ a una forma cuadrada en el sistema de coordenadas $(s - t)$.

Suponiendo una densidad constante en un elemento, la matriz de masas $[\mathbf{m}_e]$ se expresa:

$$[\mathbf{m}_e] = \rho \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [\mathbf{N}]^T [\mathbf{N}] |J| d_s d_t \quad (7.2.6)$$

Considerando un amortiguamiento de tipo viscoso, la matriz de amortiguamiento se define:

$$[\mathbf{c}_e] = \rho \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [\mathbf{B}]^T [\boldsymbol{\eta}] [\mathbf{B}] |J| d_s d_t \quad (7.2.7)$$

Donde: $[\boldsymbol{\eta}]$ es la matriz de amortiguamiento.

Finalmente, la ecuación de movimiento para un elemento discreto se expresa:

$$[\mathbf{m}_e] \{\ddot{\mathbf{q}}\} + [\mathbf{c}_e] \{\dot{\mathbf{q}}\} + [\mathbf{k}_e] \{\mathbf{q}\} = \{\mathbf{Q}(\mathbf{t})\} \quad (7.2.8)$$

$$\{\mathbf{Q}(\mathbf{t})\} = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [\mathbf{N}]^T \{\mathbf{W}\} |J| d_s d_t + \int_s [\mathbf{N}]^T \{\mathbf{T}\} d_s \quad (7.2.9)$$

Donde: $\{\mathbf{Q}(\mathbf{t})\}$ es el vector de fuerzas del elemento; $\{\mathbf{W}\}$ es el vector de fuerzas de cuerpo y $\{\mathbf{T}\}$ es un vector de fuerzas externas que puede estar aplicado en algunas superficies.

Una vez que la ecuación de movimiento para cada elemento fue determinada, se procede a obtener la ecuación global. Para esto, las ecuaciones de cada elemento se combinan de tal forma que se cumpla la compatibilidad de desplazamientos.

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{u}\} = \{\mathbf{R}(t)\} \quad (7.2.10)$$

Donde: $[\mathbf{M}]$ es la matriz global de masas; $[\mathbf{C}]$ es la matriz global de amortiguamiento; $[\mathbf{K}]$ es la matriz global de rigideces; $\{\mathbf{u}\}$ es el vector de desplazamientos nodales, y $\{\mathbf{R}(t)\}$ es el vector global de fuerzas nodales.

Cuando se inducen aceleraciones en la base de una estructura, la ecuación global se expresa de la forma siguiente:

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{u}\} = - [\mathbf{M}][\mathbf{1}]\ddot{u}_b(t) \quad (7.2.11)$$

Es importante señalar que la discretización del medio influye sustantivamente en los resultados obtenidos; por eso deben cuidarse las dimensiones de los elementos finitos. Kuhlemeyer y Lysmer, 1973, 1975, sugieren que la dimensión máxima de un elemento debe ser entre un octavo y un quinto de la longitud de onda más pequeña que se considere en los análisis.

Además, para que los análisis sean eficientes, debe utilizarse el menor número posible de elementos finitos. Sin embargo, debe considerarse que cuanto menor sea la región discretizada, mayor es la influencia de las fronteras en la respuesta del suelo. En los problemas de interacción suelo – estructura, comúnmente se proponen fronteras rígidas localizadas a grandes distancias de la región de interés, con la finalidad de evitar la reflexión de las ondas en estos límites.

Las fronteras más comunes utilizadas en los análisis con elementos finitos se dividen en tres grupos: fronteras elementales, fronteras locales y fronteras consistentes (fig. 7.2.4).

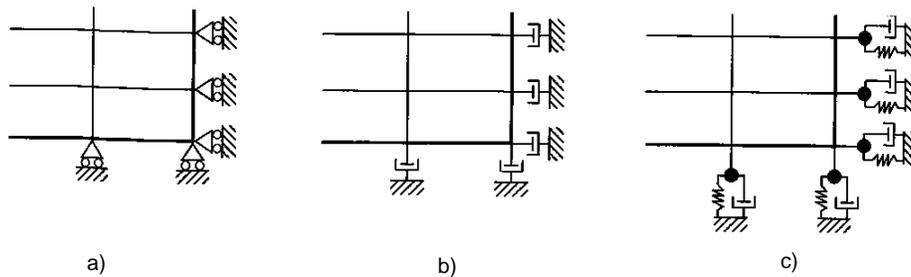


Figura 7.2.4. Tipos de fronteras utilizadas en los análisis con elementos finitos.
a) fronteras elementales; b) fronteras locales; c) fronteras consistentes.

En las *fronteras elementales* se supone que los esfuerzos o los desplazamientos son nulos. Este tipo de bordes se consideran rígidos, por lo que deben colocarse a una distancia considerable de la zona de estudio para evitar atrapar la energía (*efecto caja*), fig. 7.2.4a. Por otra parte, las *fronteras locales* se caracterizan por el uso de amortiguadores viscosos que absorben parte de la energía que golpea los contornos. Sin embargo, debido a que las ondas inciden con diferentes ángulos, siempre se refleja una parte de la energía (fig. 7.2.4b). Finalmente, las fronteras consistentes se distinguen porque absorben todo tipo de ondas y de frecuencias (fig. 7.2.4c).

7.2.2. Función de transferencia para análisis de respuesta bidimensional

En la figura 7.2.5 se muestra una presa de tierra modelada bidimensionalmente. El equilibrio dinámico del modelo requiere satisfacer la ecuación siguiente:

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{u}\} + [\mathbf{K}^*]\{u\} = -[\mathbf{M}][1]\ddot{u}_b(t) \quad (7.2.12)$$

Donde: $[\mathbf{M}]$ es la matriz de masas; $[\mathbf{K}^*]$ es la matriz compleja de rigideces, $[\mathbf{K}^*] = [\mathbf{K}] + i\omega[c]$; $\{u\}$ es el vector nodal de desplazamientos (relativo a la base) y \ddot{u}_b es la historia de aceleraciones en la base. Cabe destacar que el amortiguamiento se introduce en los módulos de corte complejo al constituir la matriz de rigidez compleja.

Las matrices de masa y rigidez se ensamblan a partir de las matrices de rigidez de elementos correspondientes, utilizando procedimientos estándar de elementos finitos. El amortiguamiento se introduce en el análisis mediante módulos de corte complejos al formar las matrices de rigidez de elementos complejos.

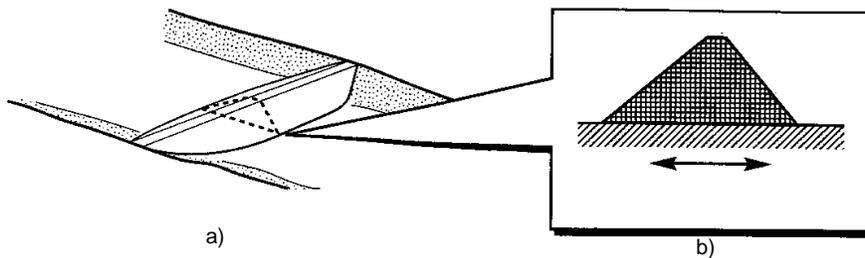


Figura 7.2.5. Análisis de presa de tierra modelada en dos dimensiones.
a) condiciones de deformación plana; b) análisis bidimensional (Kramer, 1996).

Si el movimiento en la base es armónico, el vector de desplazamientos se expresa como:

$$\{u\} = \{H(\omega)\}\tilde{\ddot{u}}_b(\omega)e^{i\omega t} \quad (7.2.13)$$

Donde: $H(\omega)$ es un vector de función de transferencia y $\tilde{u}_b(\omega)$ es la transformada de Fourier de $\ddot{u}_b(t)$.

Sustituyendo la ecuación 7.2.13 en 7.2.12 se obtiene:

$$-\omega^2[M]\{H(\omega)\}\tilde{u}_b(\omega)e^{i\omega t} + [K^*]\{H(\omega)\}\tilde{u}_b(\omega)e^{i\omega t} = -[M][1]\{H(\omega)\}\tilde{u}_b(\omega)e^{i\omega t} \quad (7.2.14)$$

Simplificando términos, la función de transferencia se expresa:

$$\{H(\omega)\} = \frac{[M]}{-\omega^2[M]-[K^*]} \quad (7.2.15)$$

Una vez obtenida la función de transferencia, el cálculo de la respuesta del suelo sigue el mismo procedimiento utilizado en el caso del análisis unidimensional.

7.3. Análisis de Respuesta Tridimensional

Los análisis de respuesta tridimensional comúnmente se realizan cuando las propiedades y/o las fronteras del suelo varían tridimensionalmente, o bien cuando la respuesta de una estructura influye en el comportamiento de otra (fig. 7.2.6). El método del elemento finito es el más empleado en este tipo de problemas.

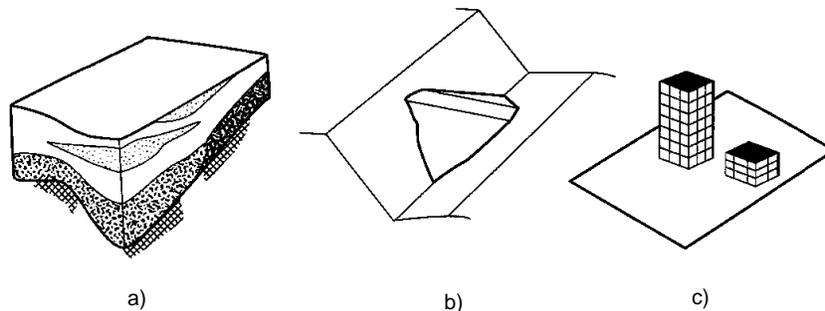


Figura 7.2.5. Ejemplo de condiciones que requieren un análisis de respuesta tridimensional. a) condiciones variables del suelo en las tres dimensiones; b) presa de tierra en un cañón estrecho; c) influencia de una estructura en el comportamiento de otra (Kramer, 1996).

Los elementos finitos tridimensionales usualmente tienen forma de prismas o tetraedros. A diferencia de los elementos bidimensionales, estos tienen más puntos nodales y más grados de libertad. Sin embargo, el proceso para obtener la matriz de masas, de amortiguamiento, de rigidez y la ecuación global del movimiento es idéntico al caso bidimensional.

7.4. Conclusiones

La amplificación de un movimiento sísmico de entrada (movimiento en roca basal) se debe principalmente a las condiciones geológicas y topográficas de un sitio en particular. Para conocer las magnitudes de la amplificación, comúnmente se utilizan las funciones de transferencia, las cuales explícitamente consideran la estratigrafía del sitio, la velocidad de propagación de las ondas, la rigidez de los materiales, el periodo dominante y el amortiguamiento del suelo.

El objetivo principal de las funciones de transferencia es predecir los movimientos que se generan en la superficie libre, a partir de un movimiento entrada en el basamento de roca. Los resultados que se obtienen permiten diseñar espectros de respuesta, evaluar el riesgo de licuación, analizar la estabilidad de las estructuras de tierra y estructuras de retención. Los análisis de respuesta pueden hacerse en una, dos o tres dimensiones.

Con las funciones de transferencia no es posible obtener el movimiento en la roca basal, conocido un movimiento en la superficie. Sin embargo, existen otros procedimientos como el de deconvolución para tal efecto.

8. ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DE PELIGRO SÍSMICO

8.1. Antecedentes

El análisis probabilístico de peligro sísmico es un procedimiento para estimar la probabilidad de que una tasa de excedencia de intensidad sea rebasada en un sitio durante un determinado periodo. El uso de conceptos probabilísticos permite identificar y cuantificar explícitamente las incertidumbres espaciales, temporales y de magnitud de un evento sísmico.

Generalmente la incertidumbre temporal se modela como un proceso de Poisson, mientras que las incertidumbres espaciales y de magnitud sísmica se evalúan a partir de leyes o modelos de atenuación.

Los modelos de atenuación generalmente son función de la magnitud sísmica y de la distancia, sin embargo, también pueden incluirse otros factores como: el tipo de deslizamiento de la falla (normal o inversa), efectos de sitio y profundidad focal. Un modelo típico de atenuación puede tener la forma siguiente:

$$\ln Y = C_1 + C_2 M + C_3 M^{C_4} + C_5 \ln[C_6 e(C_7 M)] + C_8 R + f(fuente) + f(sitio) \quad (8.1.1)$$

Donde: Y es el parámetro de movimiento sísmico de interés; M es la magnitud del sismo; R es la distancia entre la fuente y el sitio en estudio; C_i son coeficientes que se obtienen a partir de un análisis de regresión; $f(fuente)$ es un parámetro que depende del tipo de deslizamiento de la falla y $f(sitio)$ es un parámetro para considerar los efectos de sitio.

Los resultados de los análisis probabilísticos de peligro sísmico (APPS) generalmente se expresan a través de curvas de peligro sísmico (frecuencia anual de excedencia vs intensidad media del movimiento del suelo) o bien, mediante espectros de peligro uniforme (intensidad espectral vs periodo estructural para una tasa anual de excedencia o periodo de retorno fijo). Es importante mencionar que los espectros de peligro uniforme pueden utilizarse para obtener espectros de sitio. Para ello se aplican las funciones de transferencia (capítulo 7), las cuales incluyen el efecto de la estratigrafía y las propiedades dinámicas del suelo. Finalmente, mediante una envolvente suavizada del espectro de sitio puede obtenerse un espectro de diseño (APÉNDICE B).

El procedimiento para llevar a cabo el APPS consta de cuatro etapas:

1. Caracterización geométrica de las fuentes sísmicas.
2. Caracterización de la sismicidad o distribución temporal de las fuentes sísmicas.
3. Definición del modelo de atenuación sísmica.
4. Evaluación probabilista del peligro sísmico.

8.2. Caracterización Geométrica de las Fuentes Sísmicas

A partir de los datos de sismos, en especial del lugar donde inician (epicentros), se puede definir la geometría de las fuentes sísmicas. Estos lugares se delimitan mediante polígonos y comúnmente se denominan *provincias tectónicas* o *regiones sismogénicas*. En la mayoría de los casos la distribución de probabilidad en una provincia tectónica se supone uniforme, es decir, la ocurrencia de sismos se espera con igual probabilidad en cualquier punto de la provincia tectónica.

Debido a que los modelos de atenuación sísmica involucran distancias entre la fuente y el sitio de estudio, es necesario combinar las distribuciones uniformes con la geometría de la región sismogénica para obtener una función de densidad de probabilidad $f_R(r)$, figura 8.2.1.

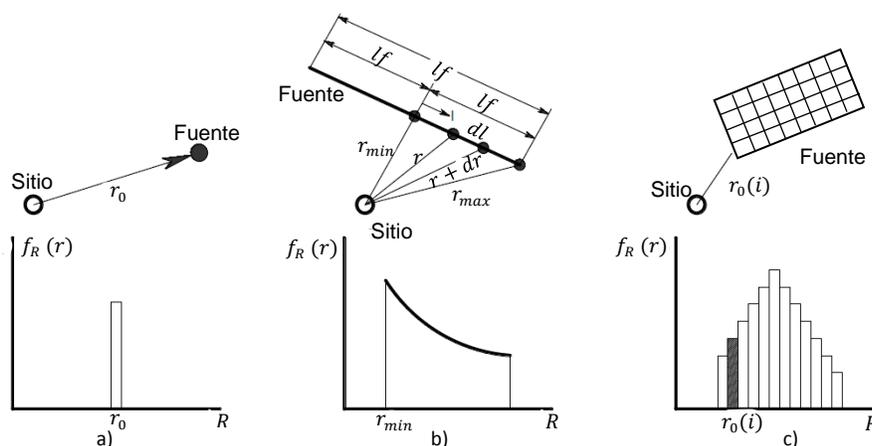


Figura 8.2.1. Aproximación de la función de densidad de probabilidad de distancias. a) fuente puntual; b) fuente lineal; c) fuente de área (adaptado de Krammer, 1996).

Una clasificación de la geometría de las fuentes fue propuesta por Cornell (1968), quien idealizó tres tipos de fuentes sísmicas:

Fuentes puntuales: la relación entre la distancia de la fuente al sitio, comparada con las dimensiones de la falla es muy grande, o bien cuando se tiene una alta concentración de sismos en una área pequeña (figura 8.2.1a).

Para las fuentes de este tipo, la distancia r entre la fuente y un sitio tiene un único valor de r_0 ; por tanto, la probabilidad de que $r = r_0$ es 1, y la probabilidad de que $r \neq r_0$ es cero.

$$f_R(r) = 1 \quad (8.2.1)$$

Fuentes lineales: la profundidad de un plano de falla es muy pequeña y tiene poca influencia sobre la distancia hipocentral.

CAPÍTULO 8

Si se supone que los extremos de la fuente lineal de longitud (lf) mostrada en la figura 8.2.1b equidistan del sitio de estudio y que la variable l se distribuye uniformemente en el intervalo $(0, lf/2)$, la distribución de probabilidad acumulada, $F_R(r)$ de r es:

$$F_R(r) = \frac{2\sqrt{r^2 - r_{min}^2}}{lf} \quad (8.2.2)$$

Derivando la ecuación (8.2.2), la función de densidad de probabilidad (PDF) se expresa:

$$f_R(r) = \frac{dF_R(r)}{dr} = \frac{2r}{lf\sqrt{r^2 - r_{min}^2}} \quad (8.2.3)$$

Fuentes de área: Se considera cuando existe una gran dispersión de los epicentros sísmicos, de tal forma que no existe una geometría de la fuente bien definida.

La función de densidad de probabilidad para este tipo de fuentes se evalúa por medio de métodos numéricos. La forma de diseñar esta función consiste en discretizar la fuente sísmica en elementos de igual área para suponerse como fuentes puntuales. Para cada distancia $r_0(i)$ se determina la fracción de área de la fuente $\Delta r(i)$ que se encuentra a esa distancia del sitio. De esta manera se obtiene un conjunto de pares $(r_0(i), \Delta r(i))$, que al tabularlos conforman un histograma que se aproxima a la función de densidad de probabilidad de distancias $f_R(r)$, figura 8.2.1c.

$$f_R(r) = \frac{n_i}{N} \quad (8.2.4)$$

Donde: n_i es la frecuencia absoluta, es decir, el número de distancias que se encuentran dentro de un determinado intervalo; N es el número total de datos.

8.3. Sismicidad de la Fuente

Una vez definida la geometría de la fuente, con su respectiva distribución de probabilidad, la siguiente etapa consiste en evaluar el tamaño y la frecuencia de los sismos que la fuente puede generar. Para eso se hace uso de catálogos sísmicos, de información sobre neotectónica y paleosismología de las fuentes. Es importante mencionar que en esta etapa se considera que la relación de recurrencia sísmica (magnitud vs frecuencia) obtenida de datos observados en el pasado, es correcta para predecir la sismicidad futura de la fuente.

8.3.1. Modelo estándar de Gutenberg – Richter

Uno de los modelos de recurrencia sísmica más utilizados es el propuesto por Gutenberg – Richter en 1944, el cual consiste en determinar el número de sismos anuales que exceden un cierto umbral de magnitud. De esta manera, la tasa de excedencia de magnitud media anual (λ_m) se define como el número de veces, por unidad de tiempo, en que el valor de una magnitud sísmica es excedido.

Al graficar la magnitud contra el logaritmo de la tasa de excedencia (λ_m) se observa una relación lineal (figura 8.3.1). Por tanto, el modelo de recurrencia sísmica de Gutenberg – Richter se expresa:

$$\log \lambda_m = a - bm \quad (8.3.1)$$

O bien, en forma exponencial:

$$\lambda_m = 10^{a-bm} = \exp(\alpha - \beta m) \quad \alpha = a \ln(10); \beta = b \ln(10) \quad (8.3.2)$$

Dónde: a representa el logaritmo del número de sismos que tienen magnitud mayor o igual a cero y b , es un parámetro que describe la probabilidad relativa de ocurrencia de sismos de magnitudes altas y bajas. Los coeficientes a y b se obtienen a partir de una regresión lineal de los registros sísmicos.

La expresión 8.3.2 demuestra que las magnitudes tienen una distribución exponencial y cubren un rango infinito de magnitudes ($-\infty$ hasta $+\infty$); sin embargo, para propósitos de ingeniería, solo las magnitudes que pueden generar daños a la infraestructura son de interés. Por esto, si los sismos de magnitud inferior a un umbral m_0 se eliminan, la tasa anual de excedencia para magnitudes mayores a m_0 se escribe de la forma:

$$\lambda_m = v \cdot e^{-\beta(m-m_0)} \quad m > m_0 \quad (8.3.3)$$

$$v = e^{\alpha - \beta m_0} \quad (8.3.4)$$

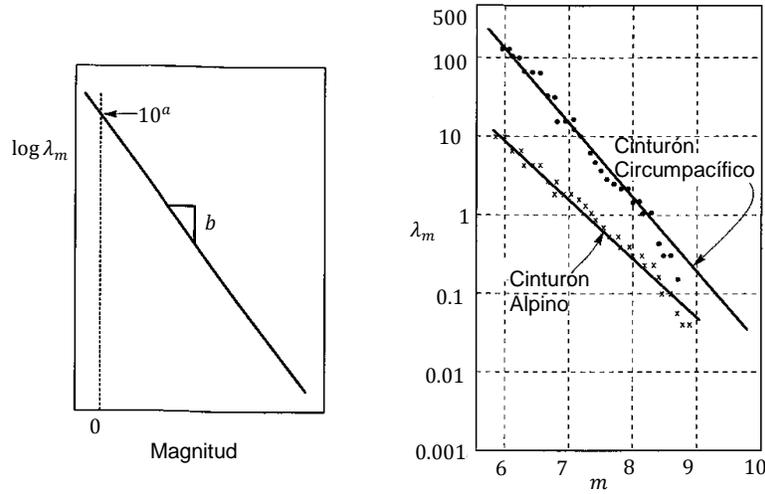


Figura 8.3.1. Modelo estándar de Gutenberg – Richter (Krammer, 1996).

La distribución de probabilidad de magnitud de este modelo con límite inferior, se puede expresar en términos de la función de distribución acumulada (CDF) como:

$$F_M(m) = P[M < m | M > m_0] = \frac{\lambda_{m_0} - \lambda_m}{\lambda_{m_0}} = 1 - e^{-\beta(m-m_0)} \quad (8.3.5)$$

Derivando la expresión 8.3.5, la función de distribución de probabilidad para magnitudes mayores a m_0 se expresa:

$$f_M(m) = \frac{d}{dm} F_M(m) = \beta e^{-\beta(m-m_0)} \quad (8.3.6)$$

8.3.2. Modelo truncado de Gutenberg – Richter

El modelo estándar de Gutenberg – Richter predice tasas de excedencias para magnitudes infinitas que nunca han sido observadas. Por ello, a este modelo se le incluyeron límites inferior (m_0) y superior (m_u) dando origen al *Modelo Truncado de Gutenberg – Richter*, cuya tasa anual de excedencia se expresa:

$$\lambda_m = v \frac{e^{-\beta(m-m_0)} - e^{-\beta(m_u-m_0)}}{1 - e^{-\beta(m_u-m_0)}}; m_0 \leq m \leq m_u \quad (8.3.7)$$

Para este caso, la distribución de probabilidad de magnitud, en términos de la función de distribución acumulada se expresa como:

$$F_M(m) = P[M < m | m_0 \leq m \leq m_u] = \frac{1 - e^{-\beta(m-m_0)}}{1 - e^{-\beta(m_u-m_0)}} \quad (8.3.8)$$

Derivando la expresión 8.3.8, la función de distribución de probabilidad para magnitudes entre m_0 y m_u es:

$$f_M(m) = \frac{d}{d_m} F_M(m) = \frac{\beta e^{-\beta(m-m_0)}}{1-e^{-\beta(m_u-m_0)}} \quad (8.3.9)$$

8.3.3. Modelo del temblor característico

Los modelos de Gutenberg – Richter estiman adecuadamente las tasas de excedencia para magnitudes bajas ($M < 7.0$). Sin embargo, Singh, 1983 (citado por Suárez, 2013) demostró que estos modelos pueden sobrestimar la recurrencia de sismos grandes ($M = 7.0 - 8.4$).

Debido a que los eventos sísmicos de gran magnitud ($M = 7.0 - 8.4$) en las costas del Pacífico Mexicano (Guerrero, Oaxaca, Chiapas, Colima, Jalisco y Michoacán) ocurren en tiempos constantes (sismo característico), las tasas de excedencia no presentan una distribución exponencial. Por ello, es necesario incorporar un modelo de temblor característico para determinar el valor esperado de la magnitud del próximo evento.

Jara y Rosenblueth (1988), proponen la siguiente expresión para obtener el valor esperado (EM) de la magnitud del próximo evento, en zonas de subducción de Oaxaca y Guerrero.

$$E(M) = D \log t + F \quad (8.3.10)$$

Donde: D y F son constantes que valen 1.43 y 5.36 respectivamente y t , es el tiempo en años desde el último evento.

Para este modelo, la tasa de excedencia está dada por la ecuación siguiente:

$$\lambda_m = \lambda_0 \frac{\left[1 - \Phi \left[\frac{M - E(M)}{\sigma_M} \right] \right]}{\left[\Phi \left[\frac{M_u - E(M)}{\sigma_M} \right] - \Phi \left[\frac{M_0 - E(M)}{\sigma_M} \right] \right]}; \quad \lambda_0 = \frac{1}{T_0} \quad (8.3.11)$$

Donde: T_0 es el tiempo medio entre sismos característicos; σ_M es la desviación estándar de los sismos característicos y $\Phi[\cdot]$ la función de distribución normal estándar.

Por otra parte, Jara y Rosenblueth (1988) proponen que la distribución de probabilidad del modelo del temblor característico, en las costas del Pacífico, puede aproximarse a una función de densidad lognormal. Sin embargo, también sugieren que es razonable una distribución gaussiana con valor esperado de magnitud de 7.4 y una desviación estándar de 0.30.

8.4. Modelos de Atenuación Sísmica

Los modelos de atenuación sísmica son expresiones que permiten estimar la intensidad del movimiento del suelo (aceleración máxima u ordenadas del espectro de respuesta) de un sitio. Generalmente, las expresiones son función de la magnitud, profundidad, y de la distancia epicentral. En la mayoría de los casos, estos se obtienen para terreno firme a partir de un análisis de regresión de las intensidades máximas del terreno (aceleración, velocidad o desplazamiento).

Los modelos de atenuación incluyen grandes incertidumbres debido a la dispersión de los datos analizados. Por tanto, se supone la intensidad sísmica A como una variable aleatoria de distribución lognormal con media $MED(A|M, R_i)$, y desviación estándar $\sigma_{\ln A}$.

Con base en lo anterior, la probabilidad de que el valor de la intensidad a , sea excedido en el sitio de interés, debido la ocurrencia de un sismo de magnitud M , a una distancia R_i , esta dada por la expresión siguiente (fig. 8.4.1):

$$Pr[A > a|M, R_i] = 1 - \Phi \left[\frac{\ln(a) - \ln MED(A|M, R_i)}{\sigma_{\ln A}} \right] \quad (8.4.1)$$

Donde: $\Phi[\cdot]$ denota la distribución normal estándar.

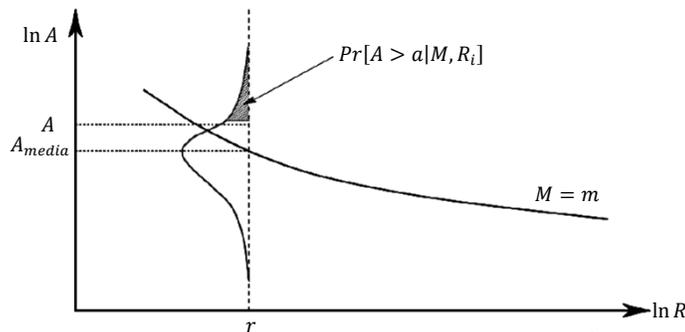


Figura 8.4.1. Probabilidad de excedencia de un parámetro de intensidad A de un modelo de atenuación sísmica (adaptado de Kramer, 1996).

Algunos ejemplos de estos modelos de atenuación son los desarrollados por Arroyo et al, (2010) para sismos interplaca (subducción), y el de García D. et al, (2005) para sismos intraplaca (profundidad intermedia y fallamiento normal).

El modelo de atenuación de Arroyo (2010) fue generado para sismos de subducción con magnitud $M_W \geq 5$ ocurridos entre 1985 y 2004 entre las costas de los estados de Colima y Oaxaca. La base de datos utilizada para desarrollar el modelo consistió en 418 registros, derivados de 40 sismos de subducción. Estos registros se obtuvieron de 56 estaciones sismográficas en campo libre situadas en roca, a una distancia entre 20 y 400 km de los epicentros.

El modelo se define de la forma siguiente:

$$\ln Sa(T) = \alpha_1(T) + \alpha_2(T)M_w + \alpha_3(T) \ln \left[\frac{E_1(\alpha_4(T)*R) - E_1(\alpha_4(T)\sqrt{R^2+r_0^2})}{r_0^2} \right] \quad (8.4.2)$$

$$r_0^2 = 1.4447 \times 10^{-5} * e^{2.3023 M_w} \quad (8.4.3)$$

Donde: $Sa(T)$ es la aceleración horizontal del terreno en función del periodo espectral (gals); $\alpha_i(T)$ son coeficientes que se obtienen a partir de un análisis de regresión y cuyos valores se presentan en la tabla 8.4.1; M_w es la magnitud de momento sísmico; E_1 es la función integral exponencial; R es la distancia más cercana entre la fuente y el sitio de estudio y r_0 es el radio de una falla circular según el modelo de Brune.

Es importante mencionar que este modelo es válido para sismos de subducción de magnitudes comprendidas entre 5.0 y 8.5, distancias epicentrales entre 16 y 400 km y periodos entre 0.04 y 5.0 segundos.

Por otra parte, el modelo de atenuación de García et al (2005), se generó a partir de un conjunto de sismos de profundidad intermedia de falla normal, ocurridos en la zona central de la República Mexicana. Para el desarrollo de este modelo se consideraron magnitudes entre 5.2 y 7.4, y profundidades focales entre 38 y 138 km. Los registros se obtuvieron de 51 estaciones en campo libre localizadas en roca, a una distancia de hasta 400 km de los epicentros. Cabe destacar que este modelo permite obtener la aceleración del terreno de la componente horizontal y de la vertical.

El modelo se define con la expresión siguiente:

$$\log Y = c_1 + c_2 M_w + c_3 R - c_4 \log R + c_5 H + \sigma \quad (8.4.4)$$

$$R = \sqrt{R_{cld}^2 + \Delta^2} \quad \Delta = 0.00750 \times 10^{0.507 M_w} \quad (8.4.5)$$

Donde: Y es la aceleración del terreno en función del periodo espectral (gals); c_i son coeficientes que se obtienen a partir de un análisis de regresión y cuyos valores se presentan en las tablas 8.4.2 y 8.4.3; M_w es la magnitud de momento sísmico; R es la distancia a la superficie de la falla; R_{cld} es el distancia más cercana a la superficie de la falla para sismos $M > 6.5$; Δ es un parámetro de saturación de fuente cercana; H es la profundidad focal (km) y σ es la desviación estándar residual de los coeficientes c_i .

Este modelo es válido para sismos intraplaca (de fallamiento normal y profundidad intermedia) de magnitudes comprendidas entre 5.0 y 8.0, distancias epicentrales entre 0.1 y 400 km y periodos entre 0.10 y 5.0 segundos.

CAPÍTULO 8

Tabla 8.4.1. Parámetros de regresión del modelo de Arroyo et al (2010).

T(s)	$\alpha_1(T)$	$\alpha_2(T)$	$\alpha_3(T)$	$\alpha_4(T)$	σ
0.04	3.8123	0.8636	0.5578	0.015	0.8228
0.05	4.1429	0.858	0.5725	0.015	0.8512
0.06	4.377	0.8458	0.5798	0.015	0.8591
0.07	4.4591	0.8394	0.5762	0.015	0.8423
0.08	4.4832	0.8541	0.5792	0.015	0.8421
0.1	4.3391	0.862	0.5666	0.015	0.8254
0.2	2.5485	0.9988	0.485	0.015	0.7551
0.3	1.108	1.1038	0.4287	0.015	0.7198
0.4	0.2735	1.1533	0.4067	0.0134	0.7272
0.5	-0.0379	1.2206	0.4523	0.0084	0.7189
0.6	-0.6897	1.2522	0.4421	0.0067	0.7084
0.7	-0.7154	1.3263	0.5068	0.0034	0.707
0.8	-0.8581	1.3205	0.5103	0.0023	0.6974
0.9	-1.0970	1.3532	0.5278	0.0012	0.6923
1	-1.2600	1.3652	0.5426	0.0001	0.6798
1.1	-1.7687	1.4146	0.5342	0.0001	0.6701
1.2	-2.1339	1.4417	0.5263	0.0001	0.6697
1.4	-2.5442	1.4618	0.5242	0.0001	0.6763
1.6	-3.0887	1.5157	0.5215	0.0001	0.6674
1.8	-3.7195	1.5966	0.5255	0.0001	0.6327
2	-4.1908	1.6314	0.5199	0.0001	0.6078
3	-5.5926	1.7515	0.5298	0.0001	0.6029
4	-6.5318	1.8353	0.5394	0.0001	0.6201
5	-7.1389	1.8721	0.5376	0.0001	0.6701
PGA	2.4862	0.9392	0.5061	0.0150	0.7500

Tabla 8.4.2. Parámetros de regresión de la componente horizontal del modelo de García et al (2005).

T	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	C ₅	σ
5.000	-4.3	0.97	-0.0007	1	0.001	0.25
4.000	-3.9	0.94	-0.0008	1	0.0009	0.25
3.030	-3.3	0.89	-0.0009	1	0.0009	0.26
2.000	-2.7	0.85	-0.0012	1	0.001	0.26
1.493	-2.3	0.81	-0.0014	1	0.002	0.28
1.000	-1.7	0.75	-0.0017	1	0.003	0.28
0.752	-1.3	0.71	-0.002	1	0.004	0.27
0.500	-0.8	0.67	-0.0024	1	0.004	0.26
0.400	-0.6	0.64	-0.0028	1	0.005	0.27
0.300	-0.3	0.63	-0.0033	1	0.005	0.28
0.200	0.05	0.59	-0.0037	1	0.007	0.28
0.100	0.4	0.55	-0.0041	1	0.008	0.33
0.075	0.2	0.57	-0.0043	1	0.008	0.34
0.050	0.1	0.58	-0.0043	1	0.008	0.34
0.040	0.03	0.59	-0.0043	1	0.007	0.32
PGA	-0.20	0.59	-0.0039	1	0.008	0.28

Tabla 8.4.3. Parámetros de regresión de la componente vertical del modelo de García et al (2005).

T	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	C ₅	σ
5.000	-4.4	0.98	-0.0003	1	-0.0002	0.26
4.000	-4	0.95	-0.0004	1	-0.0003	0.27
3.030	-3.3	0.88	-0.0005	1	-0.0004	0.28
2.000	-2.8	0.83	-0.0006	1	-0.0005	0.27
1.493	-2.4	0.8	-0.0008	1	0.0004	0.26
1.000	-1.8	0.75	-0.001	1	0.001	0.27
0.752	-1.3	0.69	-0.0014	1	0.002	0.25
0.500	-0.9	0.66	-0.0018	1	0.002	0.26
0.400	-0.7	0.64	-0.0022	1	0.003	0.26
0.300	-0.2	0.6	-0.0029	1	0.003	0.26
0.200	-0.07	0.59	-0.0033	1	0.004	0.26
0.100	-0.04	0.59	-0.0039	1	0.007	0.31
0.075	-0.06	0.6	-0.0041	1	0.007	0.32
0.050	-0.2	0.62	-0.0043	1	0.007	0.32
0.040	-0.3	0.62	-0.0041	1	0.006	0.31
PGA	-0.4	0.60	-0.0036	1	0.006	0.27

8.5. Evaluación Probabilista del Peligro Sísmico

Una vez caracterizadas las fuentes sísmicas y definidos los modelos de atenuación para cada región sismogénica, se procede a evaluar el peligro sísmico de la zona, considerando la aportación de excedencia de cada una de las fuentes, es decir, se determina el número de sismos anuales que excederán un cierto nivel de aceleración, dado que ocurren con una cierta magnitud a una determinada distancia. Para esto se utiliza la función de peligro sísmico siguiente:

$$v(a) = \sum_{n=1}^N \lambda_{0_i} \int_{M_{0_i}}^{M_{u_i}} \int_{R_{0_i}}^{R_{u_i}} \Pr(A > a | M, R_i) f_{m_i}(M) f_{R_i}(R) dM dR \quad (8.5.1)$$

Donde: $v(a)$ es la tasa de excedencia de intensidad a ; N es el número de fuentes que contribuyen al peligro sísmico; λ_{0_i} es la tasa de excedencia de magnitudes de la i -ésima fuente; $f_{m_i}(M)$ y $f_{R_i}(R)$ son funciones de densidad de la probabilidad de la magnitud y de la distancia de la i -ésima fuente; los límites de integración corresponden a la magnitud y distancia mínimas M_{0_i} y R_{0_i} y la magnitud y distancia máximas M_{u_i} y R_{u_i} , respectivamente.

Es importante mencionar que la expresión 8.5.1 es aplicable para fuentes puntuales; no obstante, cuando se trata de fuentes con áreas, se recomienda la discretización de la zona y se asume que la sismicidad se concentra en el centroide de cada elemento discreto.

8.6. Incertidumbres Temporales

El proceso de ocurrencia de un sismo con respecto al tiempo es usualmente descrito por el modelo de Poisson, en el cual el tiempo de llegada entre dos sismos sucesivos, se considera como una variable con distribución exponencial, con un parámetro determinado por la tasa de excedencia sísmica (λ_m).

La función de probabilidad del modelo de Poisson se expresa:

$$P(N_t = n) = \frac{e^{-\lambda_m t} (\lambda_m t)^n}{n!} \quad n = 1, 2, 3, 4 \dots \quad (8.6.1)$$

Donde: $P(N_t)$, es la probabilidad de que ocurran n sismos con magnitud mayor a M ; t es el periodo de tiempo de interés, λ_m es la tasa de excedencia de sismos con magnitud mayor o igual a M .

El proceso de Poisson tiene las características siguientes:

1. Los eventos son independientes espacialmente; es decir, la ocurrencia de un evento sísmico en un determinado sitio de la fuente, es independiente del espacio en el cual un evento tuvo lugar en el pasado. Esto implica que la ocurrencia de un sismo tiene una distribución espacial aleatoria (sin memoria).
2. Los eventos son independientes temporalmente. Dicho de otra manera, la ocurrencia de un suceso en un intervalo de tiempo es independiente del número de veces que el evento se ha presentado en otro lapso de tiempo. Esto sugiere que los sismos no tienen memoria en el tiempo.
3. La probabilidad de que dos eventos tengan lugar al mismo tiempo y en el mismo lugar es casi cero. Esto implica que para intervalos de tiempo pequeños, no puede ocurrir más de un sismo en un mismo punto.

Al evaluar $n = 0$ en la ecuación 8.6.1, se obtiene la probabilidad de que no ocurran temblores mayores a M en un intervalo de tiempo t . Por tanto, la probabilidad de que si ocurran temblores es:

$$P(n) = 1 - e^{-\lambda t} \quad (8.6.2)$$

Por otra parte, la probabilidad de que la intensidad a sea excedida al menos alguna vez en un tiempo t_j está dada por la expresión siguiente:

$$P[A > a | t_j] = 1 - e^{-(v(a)t_j)} \quad (8.6.3)$$

Donde: $v(a)$ es la tasa de excedencia de la intensidad a ; t_j es el intervalo de tiempo a evaluar.

Despejando la tasa de excedencia $v(a)$ de la ecuación 8.6.3 se obtiene:

$$v(a) = \frac{\ln[1-P[A>a|t_j]]}{t_j} \quad (8.6.4)$$

La ecuación 8.6.4 puede utilizarse para obtener la tasa de excedencia de una intensidad específica, dada una probabilidad de ser rebasada en un determinado tiempo. Por ejemplo, una intensidad a con probabilidad del 18% de ser excedida en 50 años, le corresponde una tasa de excedencia de 0.004 (TR=250 años). Esto quiere decir, que existe una probabilidad del 18%, que en 50 años un sismo con periodo de retorno de 250 años exceda dicha intensidad a .

8.7. Conclusiones

El análisis de peligro sísmico probabilístico es un procedimiento para estimar la probabilidad de que una tasa de excedencia sea superada en un sitio durante un determinado periodo. En los análisis se consideran explícitamente las incertidumbres temporales, espaciales y de magnitud sísmica.

Las provincias tectónicas generalmente se definen a partir de los epicentros de los sismos. Estas fuentes, de acuerdo con su geometría, pueden clasificarse como: puntuales, lineales y de área.

Los modelos Gutenberg – Richter estándar estiman adecuadamente las tasas de excedencia para sismos menores a 7; sin embargo, sobrestiman los valores para sismos mayores a esta magnitud.

Los sismos característicos son aquellos de gran magnitud ($M = 7.0 - 8.4$) que ocurren en tiempos constantes. Por tanto, sus tasas de excedencia se evalúan con un modelo de temblor característico a partir del valor esperado de la magnitud del próximo evento.

Los modelos de atenuación sísmica generalmente son función de la magnitud, profundidad y la distancia; sin embargo, también pueden incluirse otros factores para considerar el tipo de deslizamiento de la falla (normal o inversa), y los efectos de sitio.

9. ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO PARA LA CIUDAD DE OAXACA

La ciudad de Oaxaca, por su ubicación geográfica, constantemente sufre afectaciones por los sismos provenientes del Pacífico. En esta región, el peligro sísmico se atribuye principalmente a sismos de subducción y sismos intraplaca (profundidad intermedia y fallamiento normal), los cuales son originados por la interacción de la placa de Cocos con la Norteamericana. Por mencionar algunos ejemplos, los eventos más destructivos en la zona han sido: el sismo del 16 de junio de 1928 (M=7.6), el sismo del 14 de enero de 1931 (M=7.8) y el sismo del 29 de noviembre de 1978 (M=7.6). Por lo anterior, surge la necesidad de evaluar los niveles de intensidad sísmica para obtener parámetros que permitan el diseño de estructuras sismoresistentes más confiables.

9.1. Regiones Sismogénicas que Afectan Oaxaca

La primera división del territorio nacional en provincias tectónicas fue propuesta por Esteva (1970), en la cual se distinguieron 27 regiones. Una regionalización más minuciosa fue realizada por Zúñiga y Tapia, quienes definieron 23 provincias tectónicas (1999, citado por Suárez, 2013). Ordaz et al (2008) sugirió una subdivisión de 45 regiones sismogénicas como se muestra en la figura 9.1.1. Recientemente, Zúñiga F. et al (2017) también propuso una zonificación de 18 regiones tectónicas.

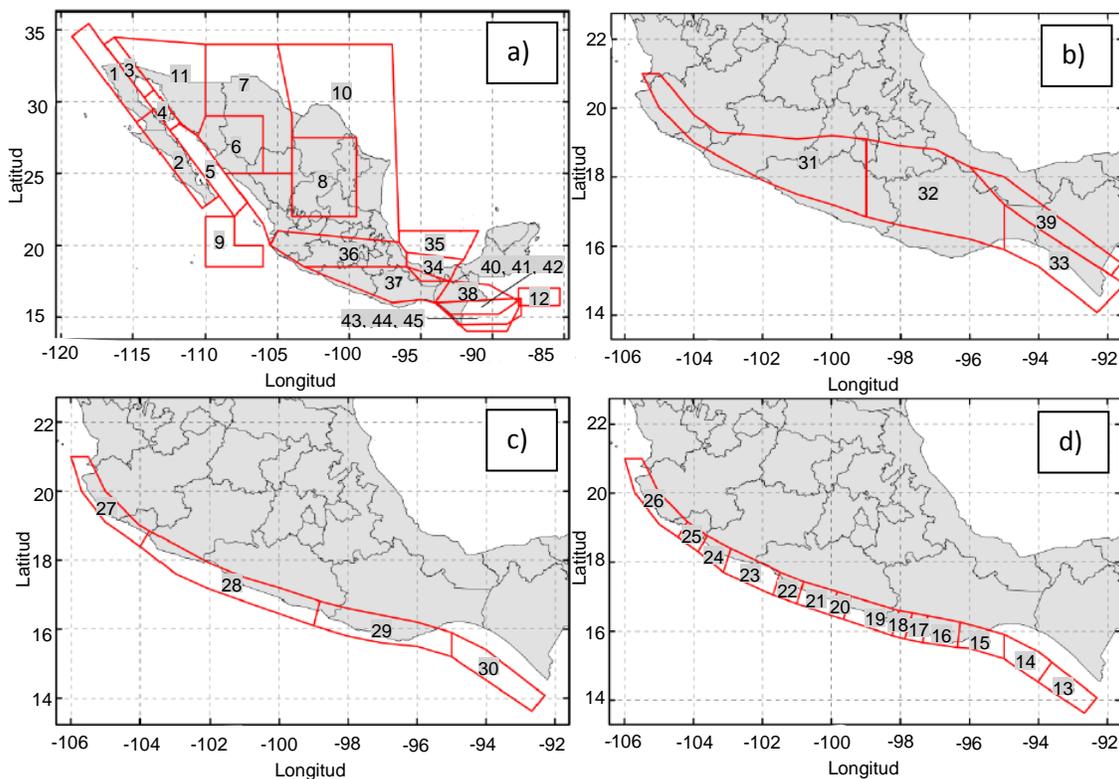


Figura 9.1.1 Regiones sismogénicas de la República Mexicana (Ordaz et al, 2008).

ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO PARA LA CIUDAD DE OAXACA

En el presente trabajo se consideraron las características geométricas de la regionalización propuesta por Ordaz et al (2008). Las figuras 9.1.1a y 9.1.1b muestran las regiones para sismos superficiales y sismos de profundidad intermedia y fallamiento normal (intraplaca), respectivamente. En las figuras 9.1.1c y 9.1.1d se presentan las regiones para sismos de subducción, el primer grupo corresponde a sismos de magnitudes bajas a moderadas (5 a 7.2), y el segundo a sismos de magnitudes superiores a 7 (sismos característicos, subcap. 8.3.3).

De acuerdo con la ubicación geográfica de la ciudad de Oaxaca, las regiones que más contribuyen al peligro sísmico son las zonas 14 a 21 y 28 a 30 en sismos de subducción, y las zonas 31 a 33 en sismos intraplaca.

A partir de distintos modelos de atenuación (Arroyo et al 2010; García et al 2005; García S. et al 2020) y registros acelerográficos, se observó que a distancias mayores de 400 km de la zona en estudio, los niveles de aceleración no representan un peligro significativo para ella. Por eso, las zonas 14, 21, 28, 30, 31 y 33 se delimitaron en un radio de 400 km (figs. 9.1.2 y 9.1.3). Las coordenadas de cada provincia tectónica se describen en la tabla 9.1.1.

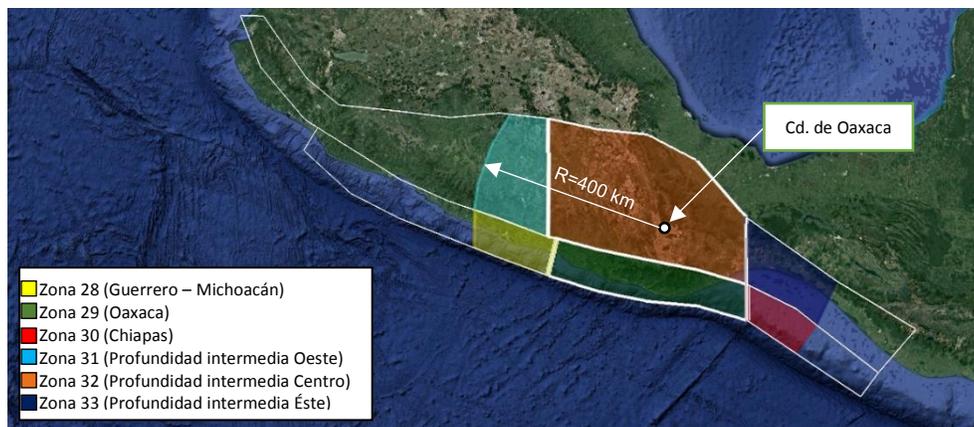


Figura 9.1.2. Regiones sísmogenéticas de sismos de subducción e intraplaca.

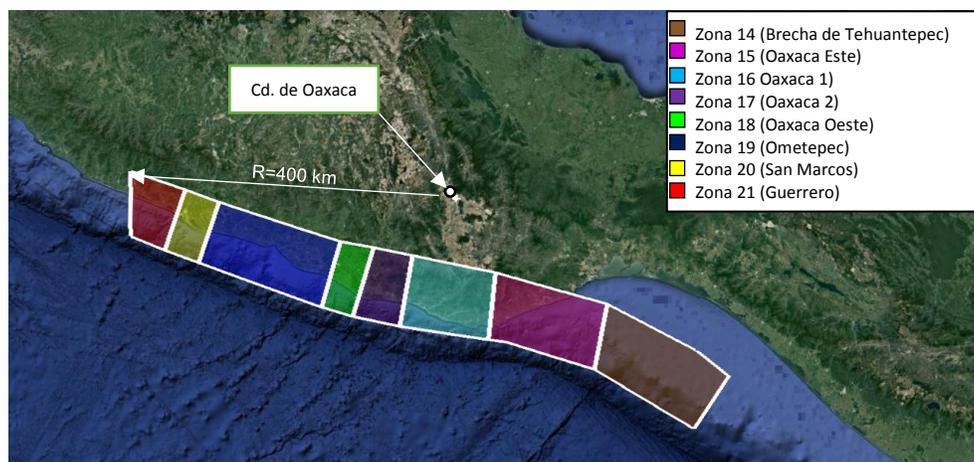


Figura 9.1.3. Regiones sísmogenéticas de sismos característicos.

Tabla 9.1.1. Coordenadas geográficas de las regiones sismogénicas.

No de Zona	Región	No de vértices	Coordenadas de vértices (latitud, longitud, profundidad (km))
14	Subducción Brecha de Tehuantepec	5	(15.197,-95,15); (14.527,-94.018,15); (15.1,-93.613,30); (15.392,-93.987,30); (15.91,-95)
15	Subducción Oaxaca Este	5	(15.526,-96.349,15); (15.5,-96,15); (15.197,-95,15); (15.91,-95,30); (16.257,-96.267,30)
16	Subducción Oaxaca 1	4	(15.67,-97.354,15); (15.526,-96.349,15); (16.257,-96.267,30); (16.443,-97.21,30)
17	Subducción Oaxaca 2	4	(15.775,-97.887,15); (15.67,-97.354,15); (16.443,-97.21,30); (16.528,-97.655,30)
18	Subducción Oaxaca Oeste	4	(15.873,-98.242,15); (15.775,-97.887,15); (16.528,-97.655,30); (16.591,-98.035,30)
19	Subducción Ometeppec	4	(16.343,-99.663,15); (15.873,-98.242,15); (16.591,-98.035,30); (17.01,-99.438,30)
20	Subducción San Marcos	4	(16.473,-100.062,15); (16.343,-99.663,15); (17.01,-99.438,30); (17.143,-99.836,30)
21	Subducción Guerrero	4	(16.62,-100.47,15); (16.473,-100.062,15); (17.143,-99.836,30); (17.34,-100.49,30)
28	Guerrero – Michoacán	6	(16.62,-100.47,15); (16.45,-100,15); (16.1,-99,15); (16.81,-98.82,30); (17.2,-100,30); (17.34,-100.49,30)
29	Oaxaca	10	(16.1,-99,15); (15.8,-98,15); (15.6,-97,15); (15.5,-96,15); (15.2,-95,15); (15.9,-95,30); (16.2,-96,30); (16.4,-97,30); (16.6,-98,30); (16.81,-98.82,30)
30	Chiapas	5	(15.2,-95,15); (14.55,-94.03,15); (15.08,-93.59,30); (15.4,-94,30); (15.9,-95,30)
31	Profundidad Intermedia Oeste	6	(17.34,-100.49,30); (16.87,-99,30); (19.1,-99,100); (19.18,-99.79,100); (18.58,-100.15,100); (17.84,-100.42,30)
32	Profundidad Intermedia Centro	11	(16.87,-99,30); (16.81,-98.82,30); (16.6,-98,30); (16.4,-97,30); (16.2,-96,30); (15.9,-95,30); (17.2,-95,100); (18.3,-96,100); (18.8,-97,100); (18.9,-98,100); (19.1,-99,100)
33	Profundidad Intermedia Este	5	(15.9,-95,30); (15.4,-94,30); (15.08,-93.59,30); (15.91,-93.16,100); (17.2,-95,100)

La distribución espacial de los sismos se determinó con el programa CRISIS, el cual considera que cualquier punto de la fuente tiene la misma probabilidad de ocurrencia. Inicialmente el programa subdivide cada una de las fuentes en elementos discretos de forma triangular, y supone que la sismicidad se concentra en el centroide de cada triángulo. Finalmente, a partir de las distancias entre el sitio de estudio y el centroide de cada elemento, el programa define una distribución de probabilidad en función de las distancias. Cabe señalar, que este procedimiento es análogo al descrito en el subcapítulo 8.2.

9.2. Definición de los Modelos de Sismicidad

Para definir la sismicidad de las fuentes, se analizó un catálogo sísmico proporcionado por el Servicio Sismológico Nacional (SSN), con registros desde el año 1900 al año 2021. Previamente se realizó un proceso de depuración que consistió en identificar y eliminar los enjambres, réplicas y sismos premonitores de un evento principal a partir de los criterios propuestos por Gardner y Knopoff (1974).

Enseguida se determinaron las tasas de excedencia para sismos con magnitud mayor a 5 y se ajustaron al modelo de sismicidad Gutenberg – Richter truncado, descrito en la subcapítulo 8.3. Debido a que el catálogo sísmico proporcionado por el SSN está incompleto, se utilizaron los parámetros a y b determinados por Zúñiga F. et al (2017) para definir los modelos de sismicidad de las zonas 28 a 33. Los modelos obtenidos se muestran en las figuras 9.2.1 y en la tabla 9.2.1 se presentan los parámetros que definen a cada uno. Cabe destacar, que las tasas de excedencia calculadas con el catálogo del SSN se ajustan adecuadamente con los parámetros a y b propuestos por Zúñiga F (fig. 9.2.1).

Para el caso de las zonas 14 a 21 se propuso modelos de sismos característicos con los parámetros definidos por Ordaz (2008). En la tabla 9.2.2 se presentan dichos parámetros y en la figura 9.2.2 se muestran gráficamente.

Tabla 9.2.1. Parámetros de sismicidad para los modelos truncados Gutenberg – Richter.

No de zona	Tipo de sismo	ν	β	M_0	M_u
28	Subducción	1.585	1.727	5.0	7.20
29	Subducción	1.413	1.773	5.0	6.90
30	Subducción	1.413	1.727	5.0	6.90
31	intraplaca	0.380	1.819	5.0	7.90
32	intraplaca	0.417	1.911	5.0	7.90
33	intraplaca	1.778	1.888	5.0	7.80

Tabla 9.2.2. Parámetros de sismicidad para los modelos de temblor característico (Ordaz, 2008).

No de zona	Med (T)	T_0	D	F	σ_M	M_0	M_u
14	24.7	200	7.50	0	0.27	7.0	8.40
15	24.8	26	7.50	0	0.27	7.0	8.40
16	39.4	13	7.50	0	0.27	7.0	8.40
17	77.9	63	7.50	0	0.27	7.0	8.40
18	104.7	23	7.50	0	0.27	7.0	8.40
19	26.7	9	7.50	0	0.27	7.0	8.40
20	89.9	29	7.50	0	0.27	7.0	8.40
21	39.7	80	7.50	0	0.27	7.0	8.40

CAPÍTULO 9

Una vez definidos los modelos de sismicidad, se procedió a determinar la distribución de probabilidad de magnitud para cada una de las fuentes. Para el caso de los modelos Gutenberg – Richter truncados se utilizó la ecuación 8.3.9, y para los modelos de sismos característicos se propuso una distribución de probabilidad gaussiana con un valor esperado de $M = 7.5$ y $\sigma_M = 0.27$ (Ordaz et al, 2008). Los resultados se presentan en la figura 9.2.3.

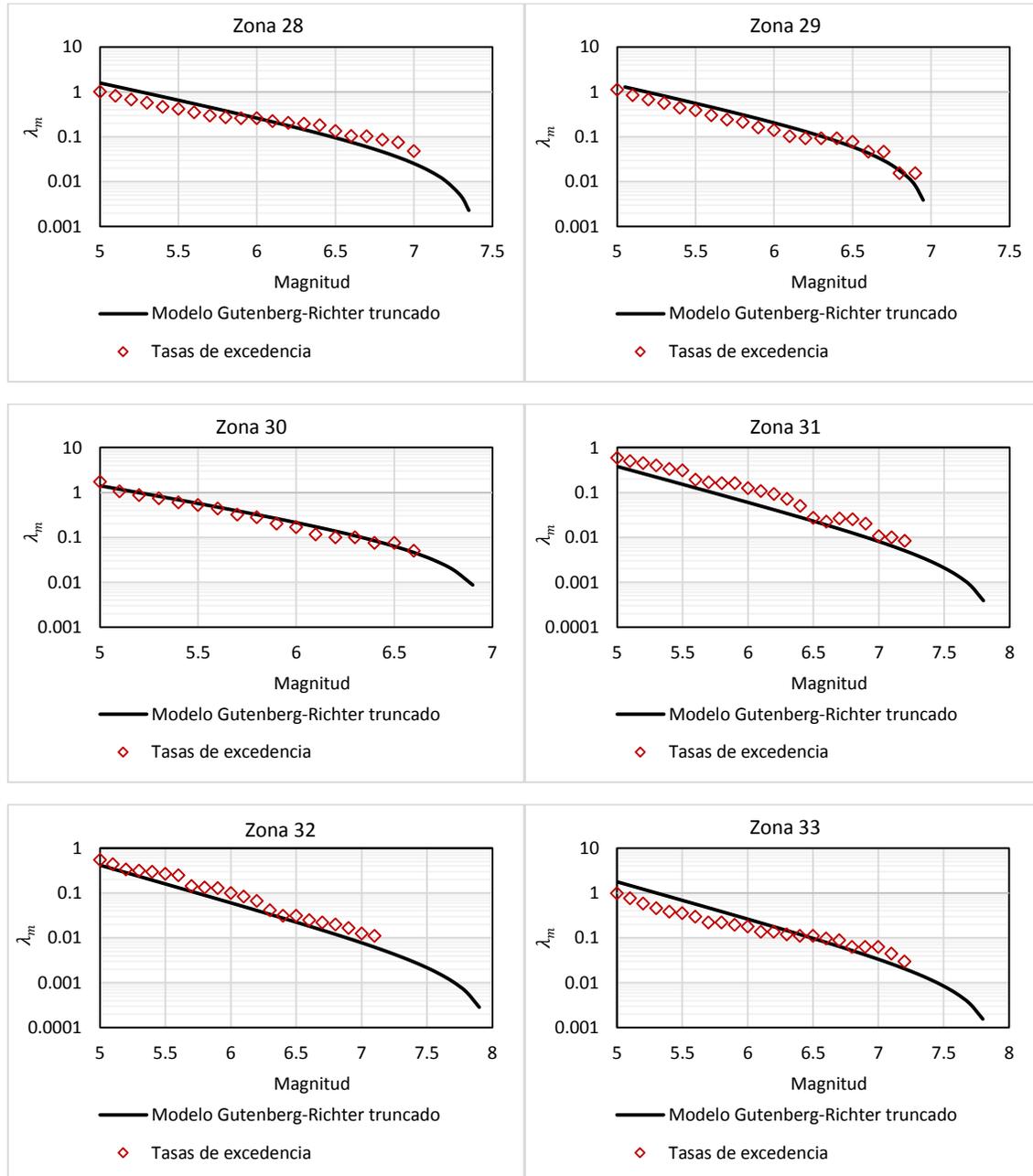


Figura 9.2.1. Modelos de sismicidad Gutenberg – Richter truncados.

ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO PARA LA CIUDAD DE OAXACA

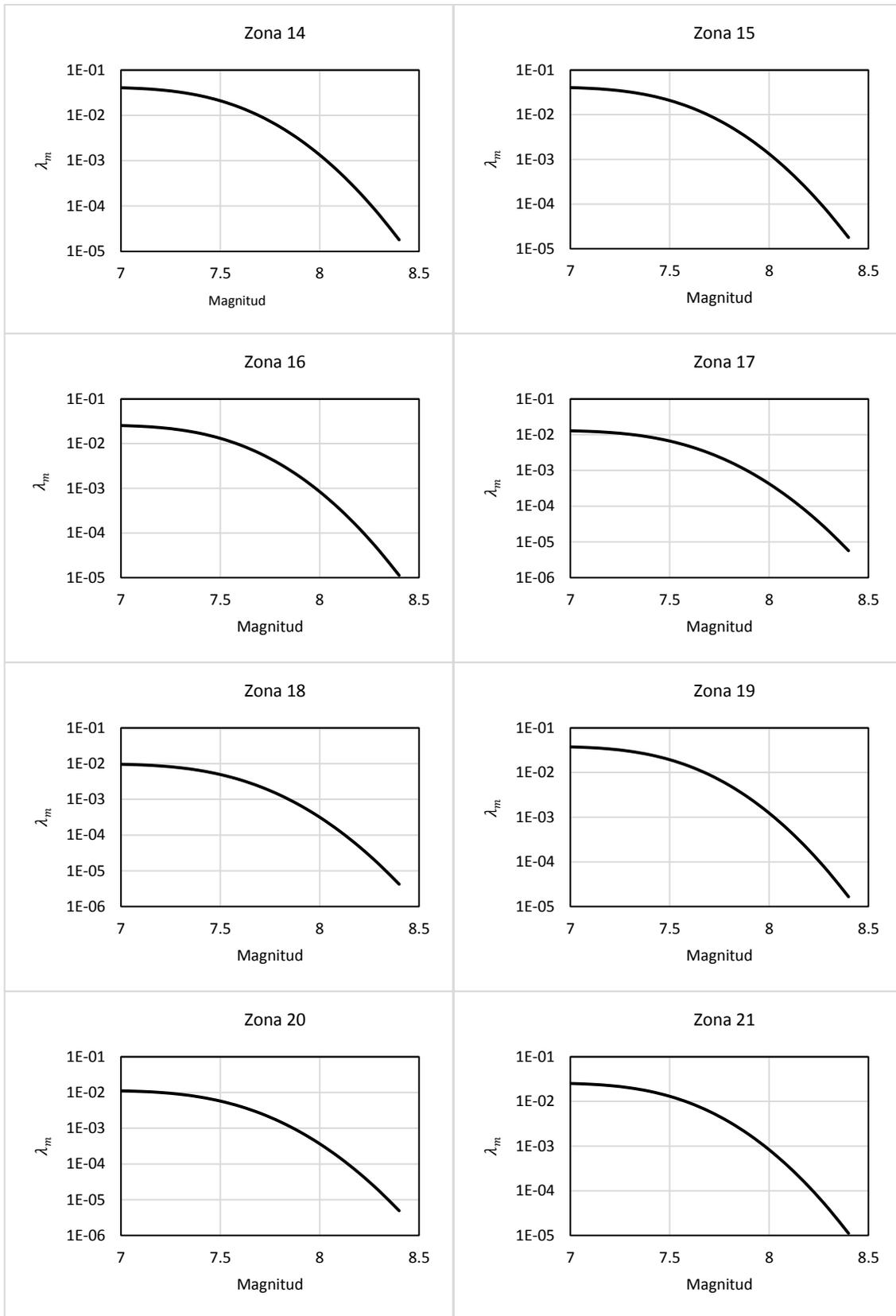


Figura 9.2.2. Modelos de sismicidad de temblores característicos.

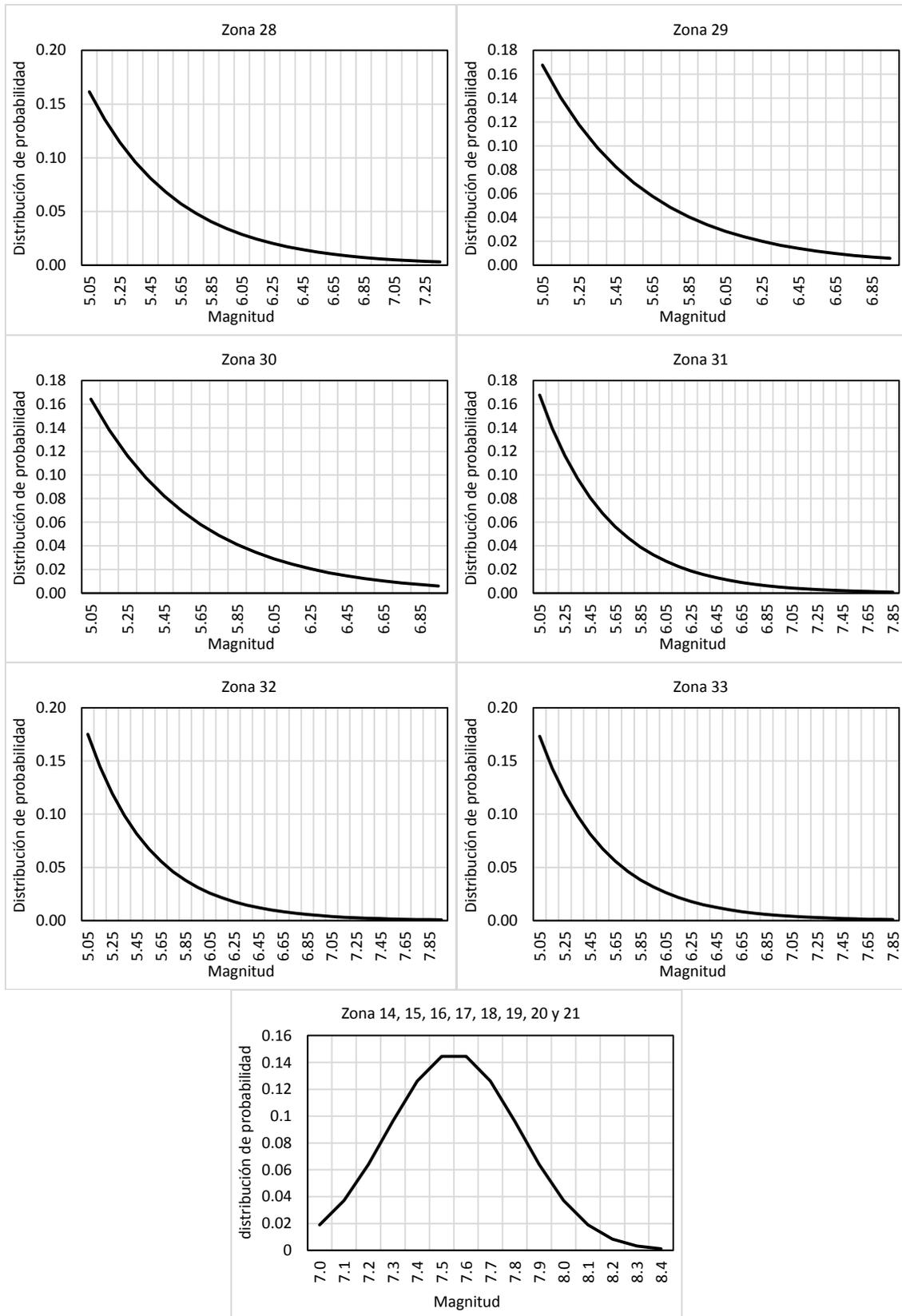


Figura 9.2.3. Distribución de probabilidad de magnitud sísmica.

9.3. Peligro Sísmico de la Ciudad de Oaxaca

El peligro sísmico de la ciudad de Oaxaca se evaluó en términos de tasas de excedencia de intensidad para diferentes periodos estructurales, utilizando la ecuación 8.5.1. Según la sismicidad de las fuentes, se realizó un análisis para sismos de subducción y otro para sismos intraplaca (profundidad intermedia y fallamiento normal). Con los modelos de atenuación de Arroyo et al, (2010) y García et al, (2005), descritos en el subcapítulo 8.4, se estudiaron los sismos de subducción e intraplaca, respectivamente. Además, para considerar las incertidumbres temporales se utilizó el modelo de Poisson, el cual se presentó en el subcapítulo 8.6.

En la figura 9.3.1 se presentan las curvas de peligro sísmico (aceleración espectral de la componente horizontal vs tasas de excedencia) para sismos de subducción, y en la figura 9.3.2 se muestran las probabilidades de excedencia en 50 años, para diferentes niveles de aceleración y periodos estructurales. A partir de la figura 9.3.1 se construyeron espectros de peligro uniforme con periodos de retorno de 100, 250, 350 y 500 años, éstos se muestran en la figura 9.3.3.

Las curvas de peligro sísmico para sismos intraplaca se presentan en la figura 9.3.4, y en la 9.3.5 se muestran las probabilidades de excedencia en 50 años para varios niveles de aceleración y periodos estructurales. Los espectros de peligro uniforme con periodos de retorno de 100, 250, 350 y 500 años se exponen en la figura 9.3.6.

La figura 9.3.7 muestra las curvas de peligro sísmico total, las cuales incluyen la contribución conjunta de los sismos de subducción e intraplaca, y en la figura 9.3.8 se presentan sus correspondientes probabilidades de excedencia en 50 años. Los espectros de peligro uniforme se exhiben en la figura 9.3.9.

También se estudió la aceleración vertical máxima en la roca basal para compararla con la horizontal y verificar su magnitud. Con el modelo de atenuación de García S. et al (2017) se estimó la aceleración horizontal y vertical máxima en la roca (PGA) que producen los sismos de subducción. Un análisis similar se realizó para los sismos de profundidad intermedia y fallamiento normal con el modelo de García et al (2005). Los valores de estas aceleraciones en función de la distancia y la magnitud sísmica se observan en la figura 9.3.10.

Adicionalmente se compararon los espectros de peligro uniforme de sismos de subducción e intraplaca obtenidos en este estudio, contra los espectros de respuesta del programa PRODISIS (CFE), para periodos de retorno de 100, 250 y 500 años. Los resultados se presentan en la figura 9.3.11.

CAPÍTULO 9

Por último, con el programa SEISMOMATCH se obtuvieron acelerogramas sintéticos en roca, para los espectros de peligro uniforme con periodos de retorno de 100, 250, 350 y 500 años. Estos acelerogramas tienen la característica que generan un espectro de respuesta similar al espectro de peligro uniforme correspondiente, por lo que implícitamente reflejan el peligro sísmico de la zona. Estas historias de aceleraciones, en conjunto con las funciones de transferencia, descritas en el capítulo 7, pueden utilizarse para analizar los efectos de sitio en cualquier parte de la Ciudad de Oaxaca. Los datos de los acelerogramas sintéticos determinados, se pueden consultar en el link del autor siguiente:

<https://1drv.ms/x/s!AvhxxOu5SID8gmWDusUmWldoENP6?e=jfiuJv>

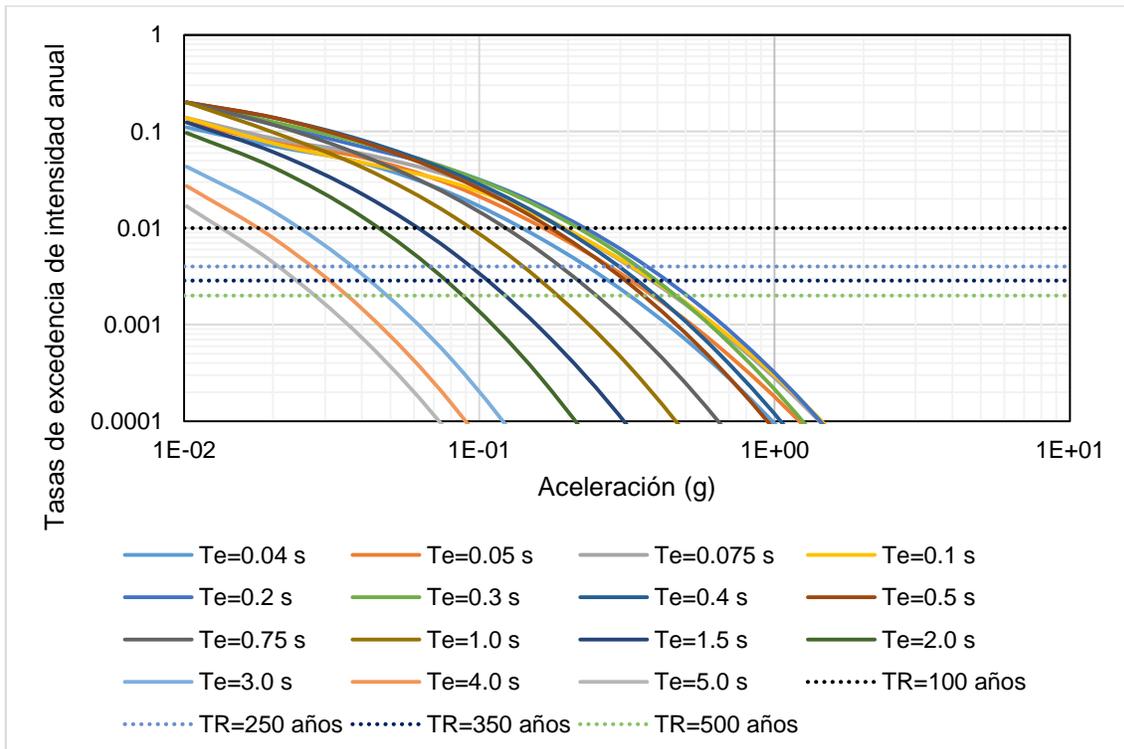


Figura 9.3.1. Curvas de peligro sísmico para sismos de subducción.

ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO PARA LA CIUDAD DE OAXACA

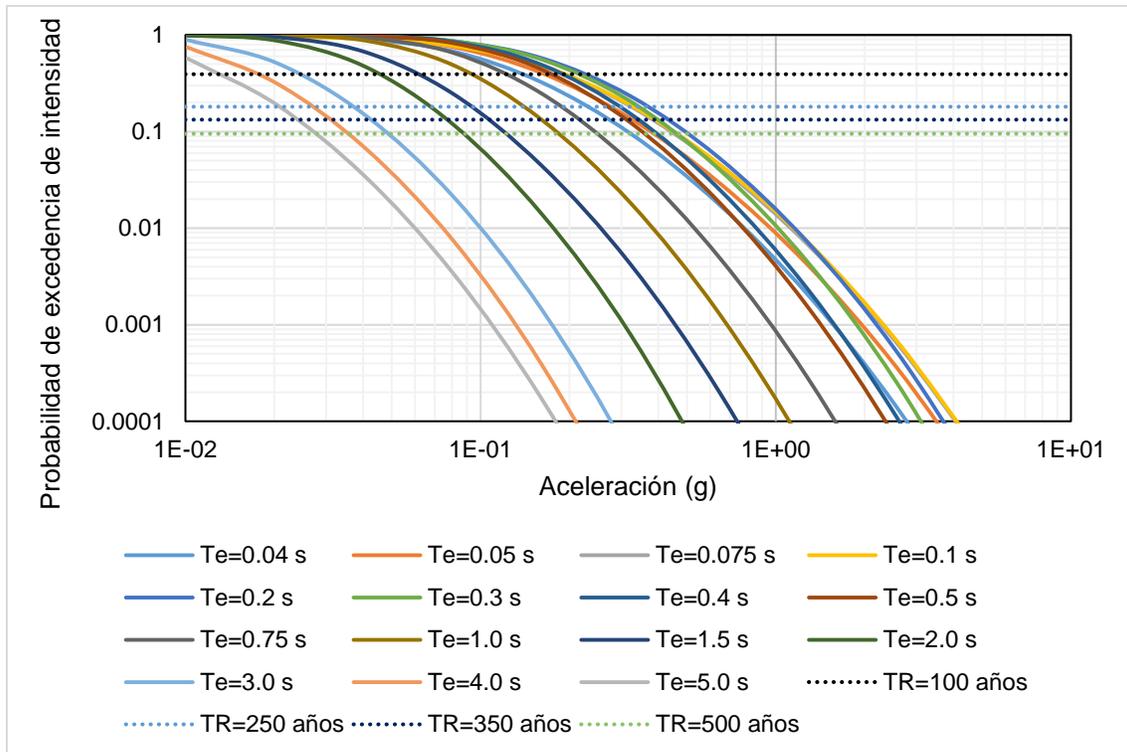


Figura 9.3.2. Probabilidad de excedencia de sismos de subducción en 50 años para diferentes niveles de aceleración.

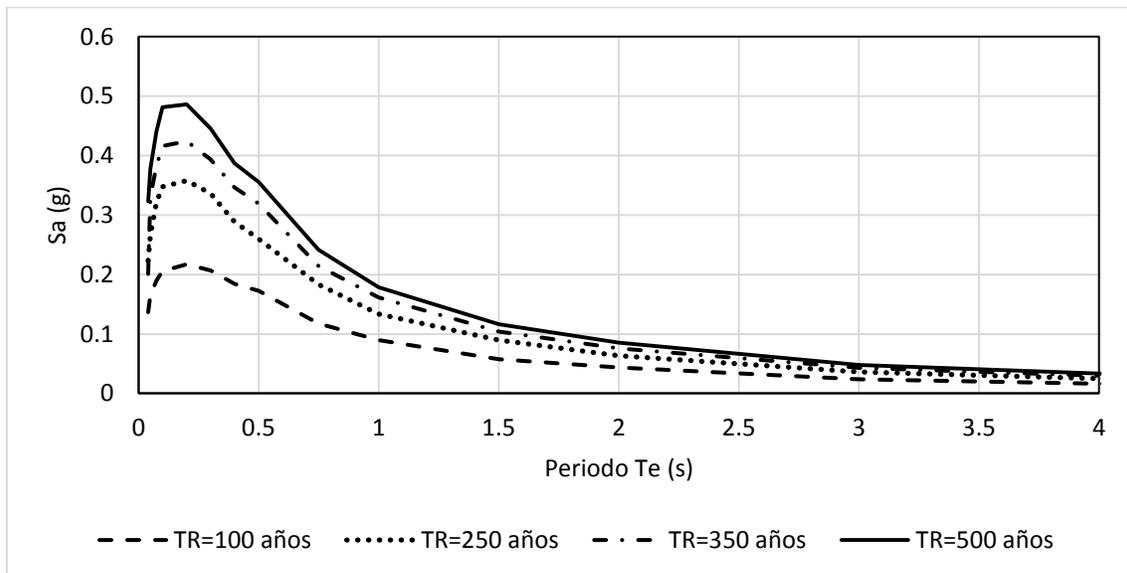


Figura 9.3.3. Espectros de peligro uniforme de sismos de subducción.

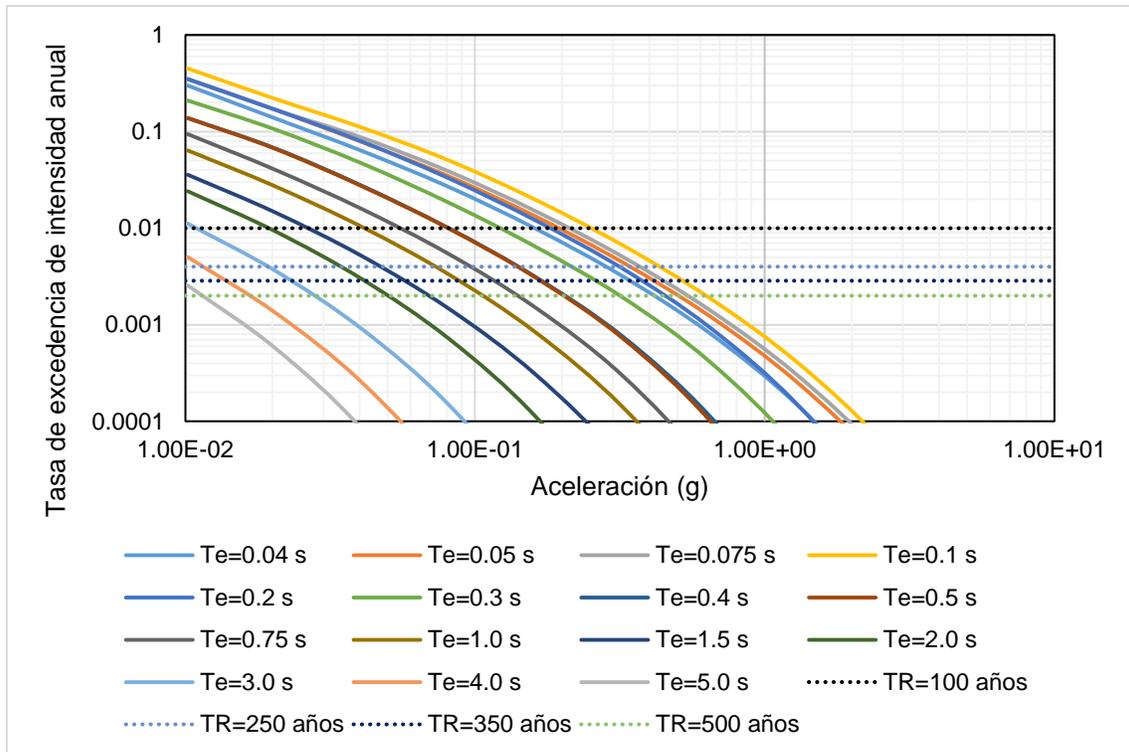


Figura 9.3.4. Curvas de peligro sísmico para sismos intraplaca.

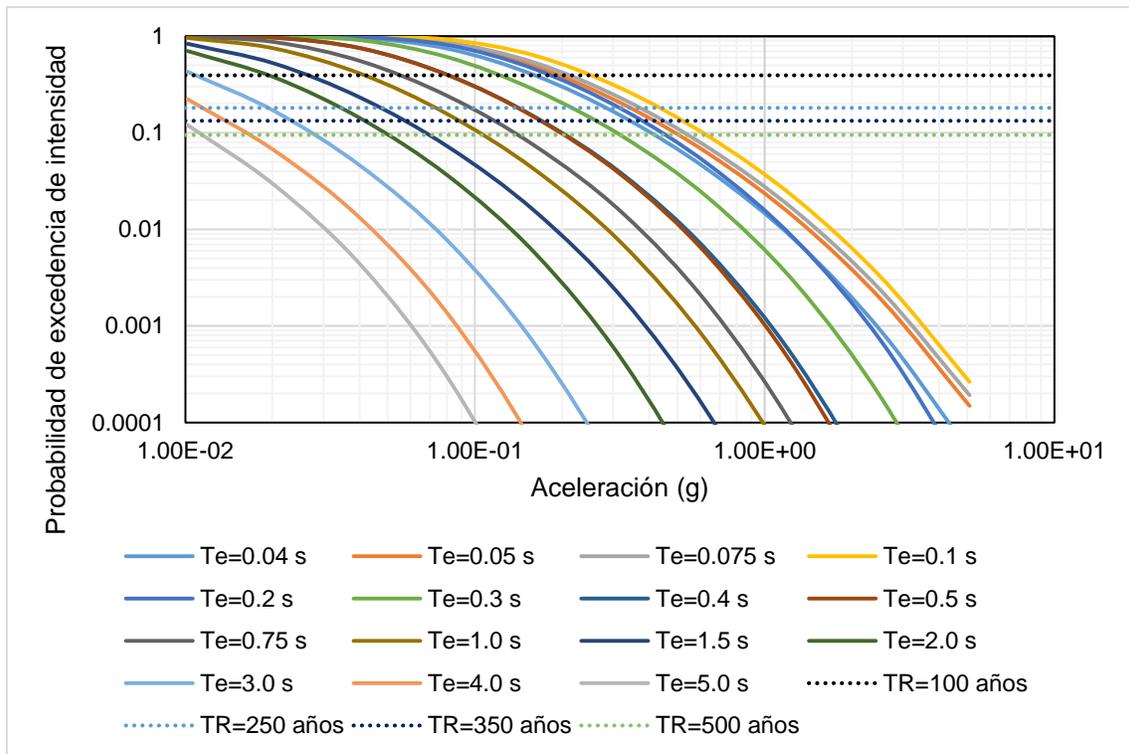


Figura 9.3.5. Probabilidad de excedencia de sismos intraplaca en 50 años para diferentes niveles de aceleración.

ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO PARA LA CIUDAD DE OAXACA

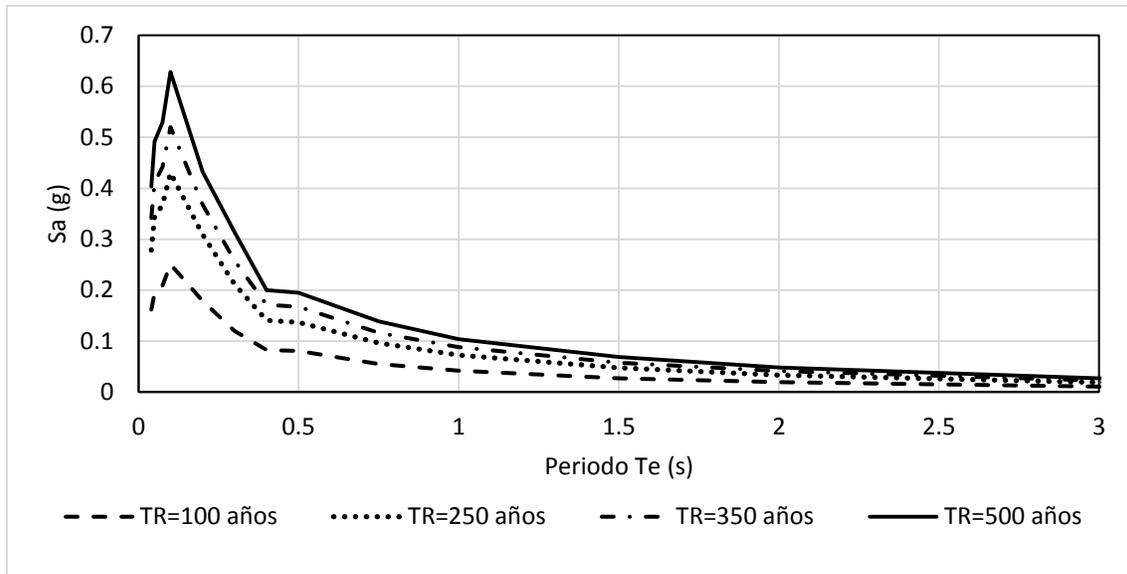


Figura 9.3.6. Espectros de peligro uniforme de sismos intraplaca.

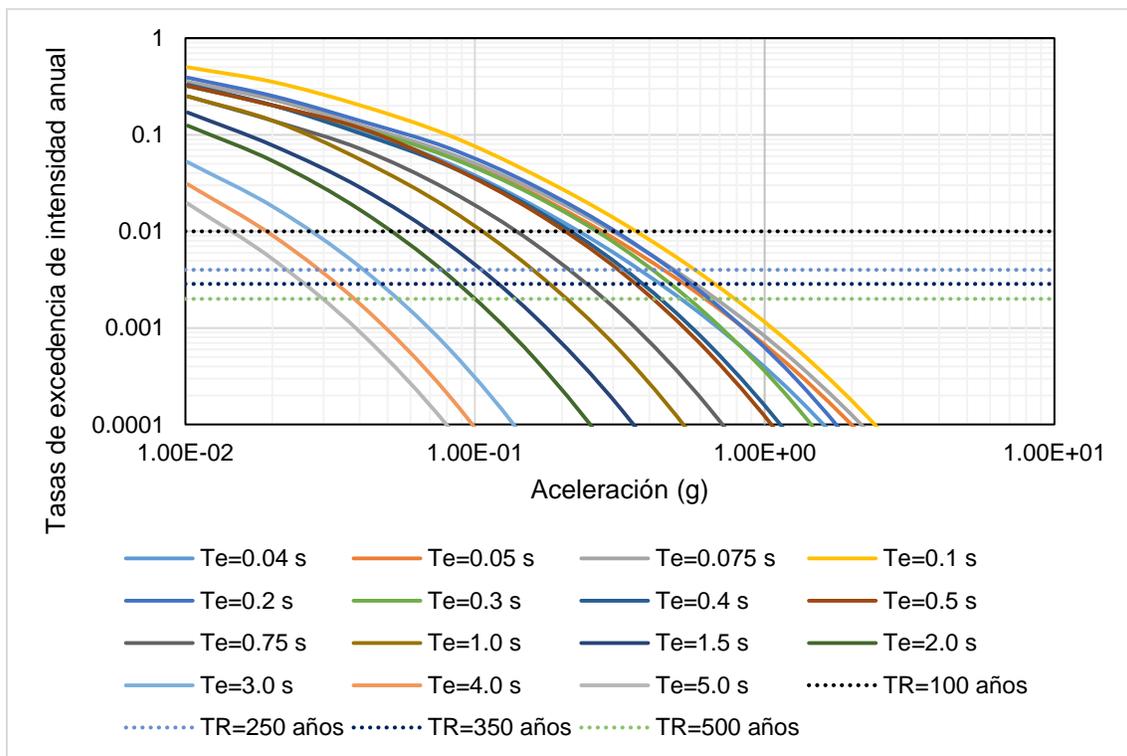


Figura 9.3.7. Curvas de peligro sísmico para sismos de subducción e intraplaca.

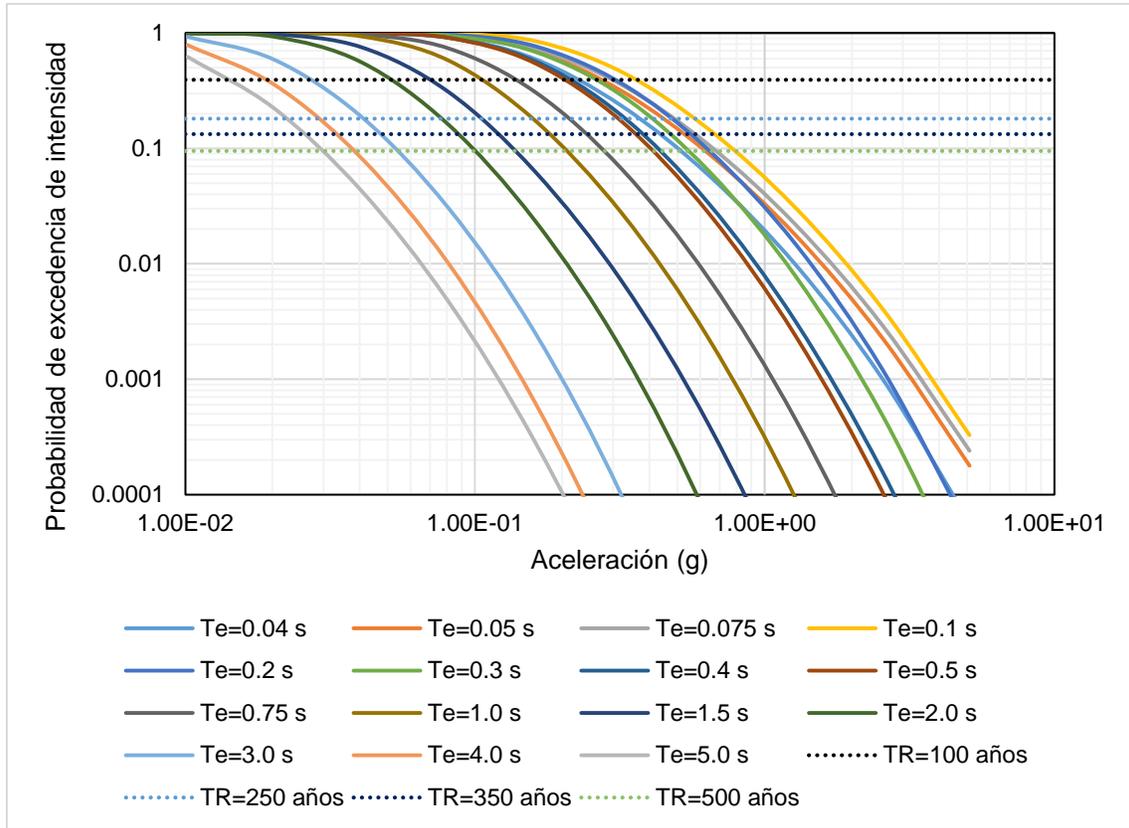


Figura 9.3.8. Probabilidad de excedencia de sismos de subducción e intraplaca en 50 años para diferentes niveles de aceleración.

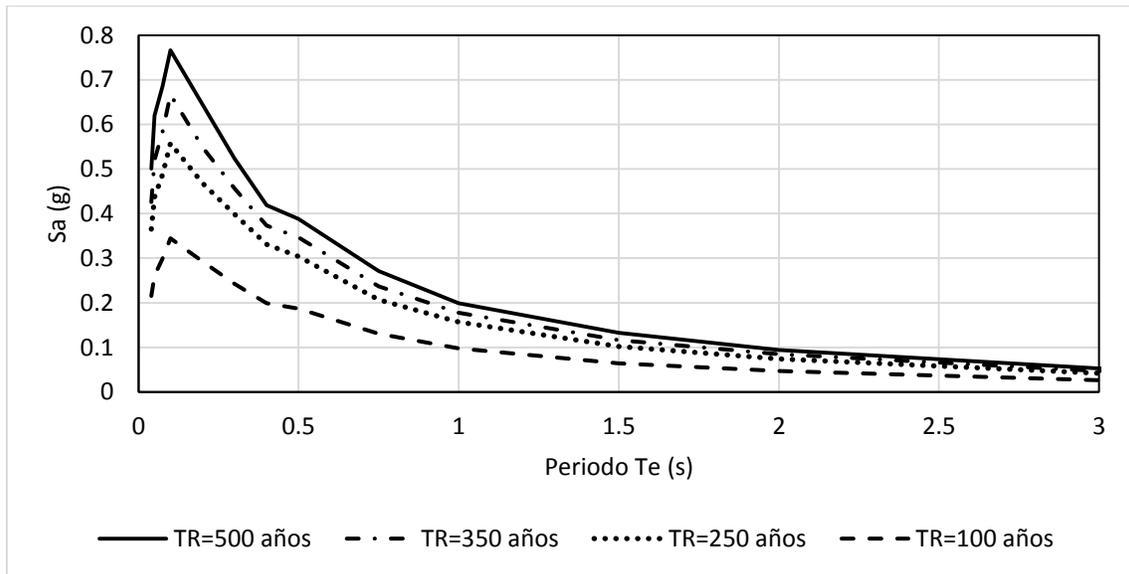


Figura 9.3.9. Espectros de peligro uniforme para sismos de subducción e intraplaca.

ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO PARA LA CIUDAD DE OAXACA

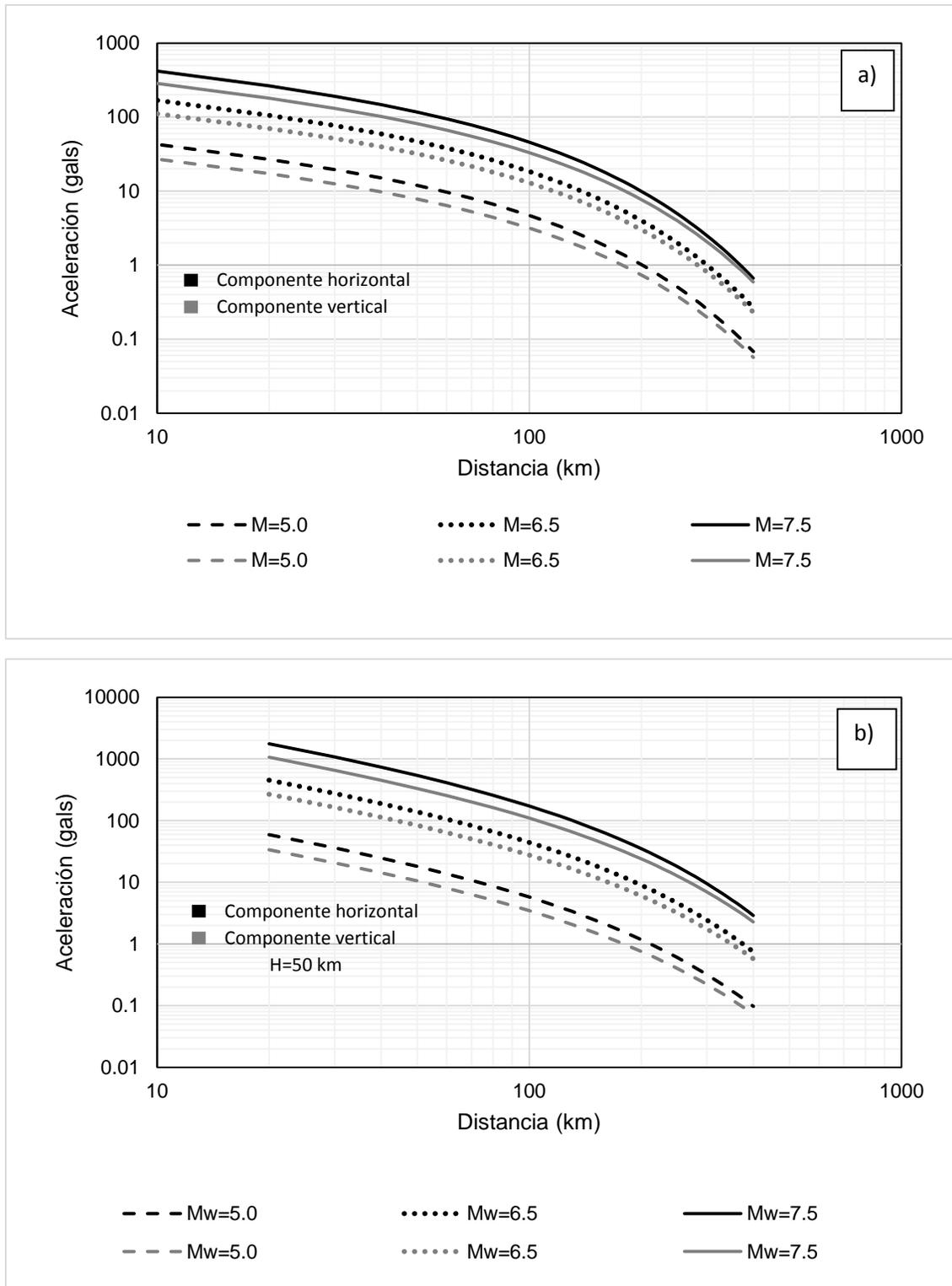


Figura 9.3.10. Aceleración máxima en roca (PGA) en función de la distancia y magnitud sísmica. a) sismos de subducción; b) sismos intraplaca.

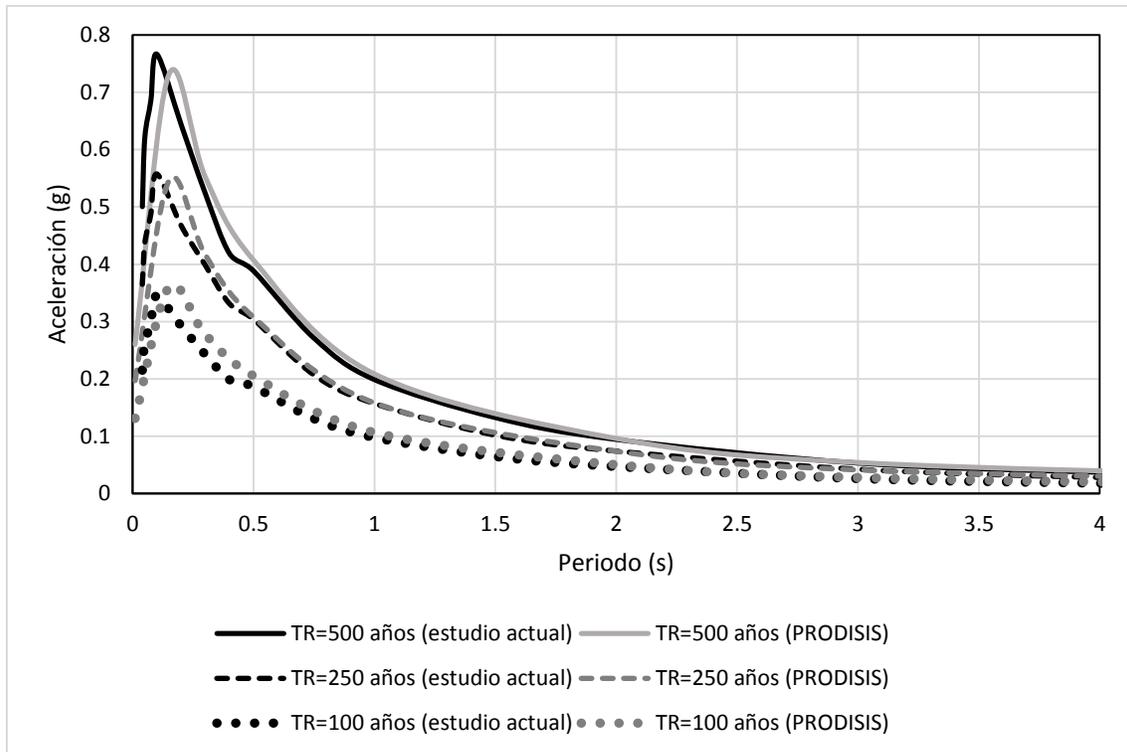


Figura 9.3.11. Comparativa de espectros de peligro uniforme contra espectros de respuesta de PRODISIS (CFE).

ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO PARA LA CIUDAD DE OAXACA

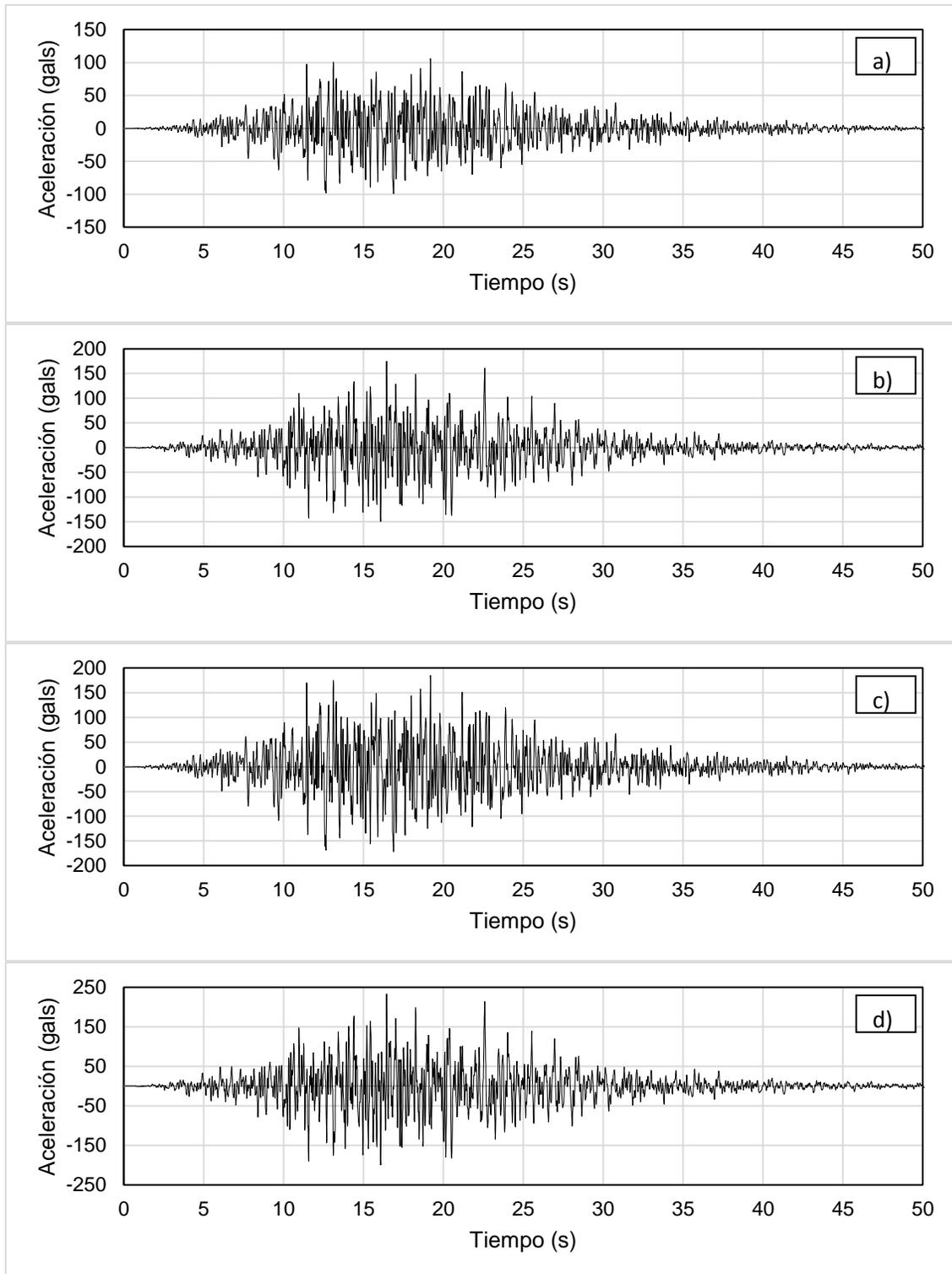


Figura 9.3.12. Acelerogramas sintéticos para los espectros de peligro uniforme. a) TR=100 años; b) TR=250 años; c) TR=350 años y d) TR=500 años.

9.3.1. Efectos de sitio

Los niveles de intensidades de las aceleraciones espectrales y del terreno determinadas en la sección 9.3, corresponden al basamento rocoso. Para conocer los efectos de sitio es necesario considerar explícitamente la estratigrafía del lugar, la rigidez de los materiales (E y G) y su amortiguamiento. Un método para incluir estos factores es mediante funciones de transferencia, las cuales se describieron en el capítulo 7.

A modo de ejemplo, en la figura 9.3.13 se muestra un perfil estratigráfico definido a partir de un sondeo de penetración estándar, realizado en las inmediaciones de la Central Camionera de la Ciudad de Oaxaca (CCO), (León J, 1976). Los materiales que conforman este depósito son principalmente arenas limosas, arenas y gravas mal graduadas. Las propiedades de cada estrato se describen en la tabla 9.3.1, éstas se determinaron de los resultados de las pruebas de laboratorio y tendidos de prospección sísmica reportados por el mismo autor.

Tabla 9.3.1. Propiedades de los materiales que conforman el depósito de suelo localizado en las inmediaciones de la CCO.

No de estrato	Espesor (m)	Peso volumétrico (kN/m ³)	Velocidad de onda de corte (m/s)	Amortiguamiento (%)
1	5.0	15	252	5
2	5.5	16	178	5
3	4.0	15	200	5
4	6.5	15	338	5
5	9.5	17	350	5

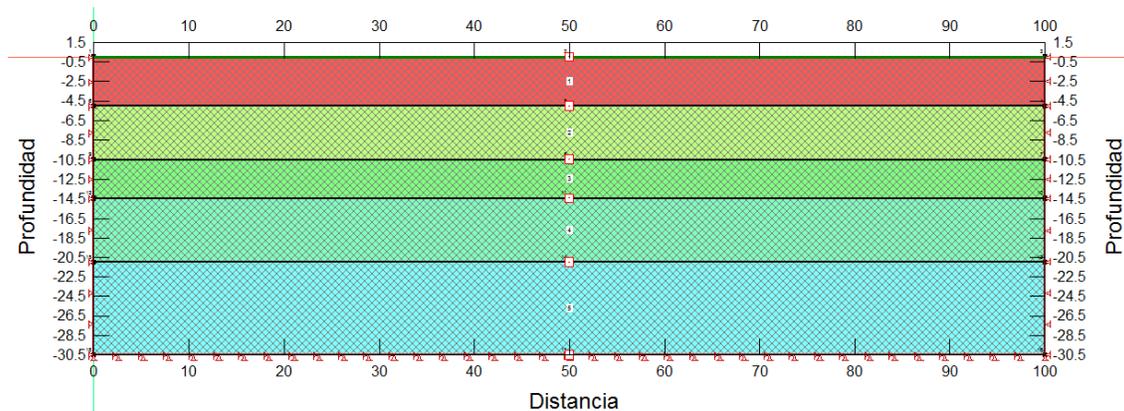


Figura 9.3.13. Perfil estratigráfico del suelo en las inmediaciones de la CCO.

Para evaluar los efectos de sitio se consideró el acelerograma sintético mostrado en la figura 9.3.12a; para ello se utilizaron los programas DEEPSOIL y GEOESTUDIO (QUAKE). Cabe aclarar que el primer software utiliza funciones de transferencia basadas en la teoría de propagación unidimensional de ondas. El segundo emplea la teoría de propagación bidimensional y determina funciones de transferencia a partir del método del elemento finito.

La figura 9.3.14 muestra las historias de aceleraciones en la superficie del terreno, y en la figura 9.3.15 se presenta los espectros de respuesta o espectros de sitio correspondientes. En esta última figura, se incluye el espectro de peligro uniforme (TR=100 años) para apreciar la amplificación de las aceleraciones de la roca a la superficie. También puede notarse que las aceleraciones espectrales en la superficie obtenidas con el programa DEEPSOIL (teoría de propagación unidimensional) y GEOESTUDIO (teoría de propagación bidimensional) son muy similares.

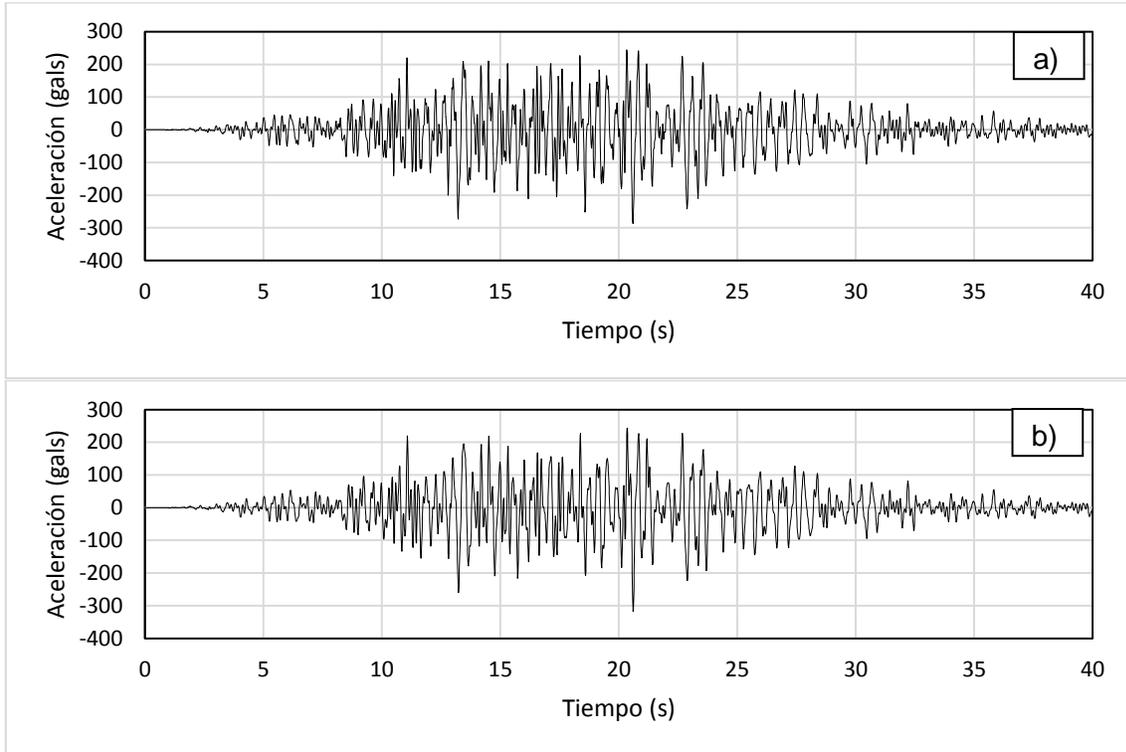


Figura 9.3.14. Historia de aceleraciones obtenidas en la superficie del terreno. a) programa DEEPSOIL; b) programa GEOESTUDIO (QUAKE).

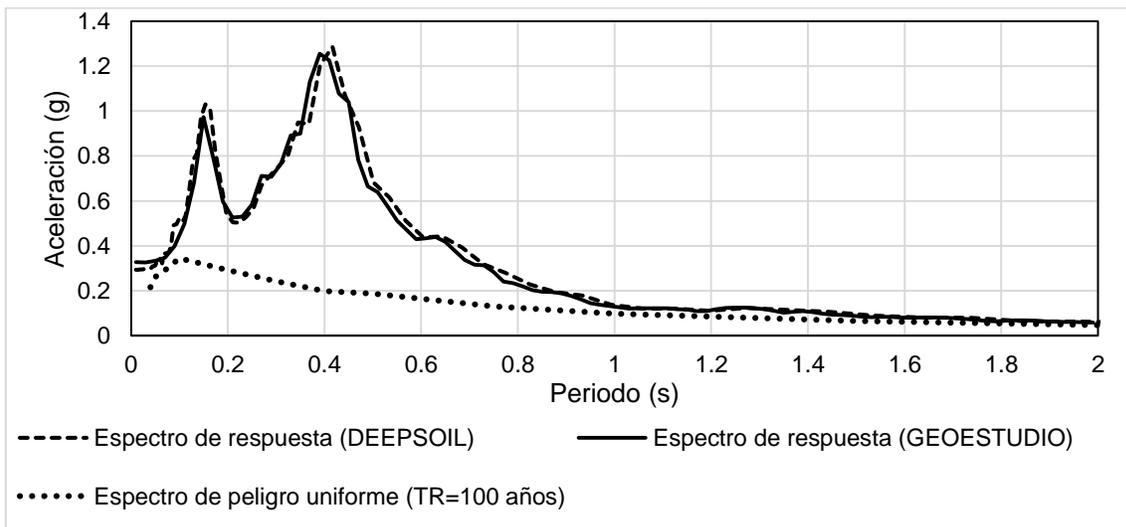


Figura 9.3.15. Espectros de respuesta en roca y en la superficie.

9.4. Comentarios de los Resultados y Conclusiones

En las figuras 9.3.1 y 9.3.3 se aprecia que las aceleraciones espectrales máximas en roca (componente horizontal), producidas por los sismos de subducción, se presentan en periodos de 0.15 y 0.20 segundos. Los sismos con periodos de retorno de 100, 250, 350 y 500 años (tasas de excedencia anual de 0.01, 0.004, 0.0029 y 0.002, respectivamente) pueden producir, en estos periodos, aceleraciones de 0.21, 0.35, 0.42 y 0.48g, respectivamente.

Con base en las figuras 9.3.4 y 9.3.6, las aceleraciones espectrales máximas en roca (componente horizontal), generadas por los eventos intraplaca, tienen lugar en un periodo de 0.1 segundos. En este periodo, los sismos con periodo de retorno de 100, 250, 350 y 500 años generan aceleraciones de 0.25, 0.43, 0.52 y 0.63g, respectivamente.

La figura 9.3.7 muestra la contribución conjunta de los sismos de subducción e intraplaca. En esta figura y en la 9.3.9 se observa que la aceleración máxima horizontal se presenta en un periodo de 0.1 segundos. En este periodo, los sismos que se repiten cada 100, 250, 350 y 500 años alcanzan aceleraciones de 0.34, 0.55, 0.66 y 0.76g, respectivamente.

De acuerdo con las figuras 9.3.2, 9.3.5 y 9.3.8, las probabilidades de excedencia de las aceleraciones espectrales, producidas por los sismos con periodos de retorno de 100, 250, 350 y 500 años, son del orden del 39, 18, 13 y 10%, respectivamente.

Adicionalmente, en las figuras 9.3.10a y 9.3.10b se presentan las aceleraciones, horizontales y verticales máximas en la roca (PGA), producidas por los sismos de subducción e intraplaca, respectivamente. En estas figuras puede notarse que los sismos intraplaca producen mayores niveles de aceleración que los sismos de subducción. Un sismo intraplaca de magnitud 5 ($H = 50 \text{ km}$), que ocurre a menos de 30 km de un lugar, produce aceleraciones de más de 2 veces que un sismo de subducción. Para distancias más grandes, las aceleraciones son en promedio 1.3 veces mayores.

En el caso de los grandes temblores intraplaca ($M \geq 7.5$; $H = 50 \text{ km}$), en la figura 9.3.10 se observa que a distancias menores de 30 km, los niveles de intensidad de estos sismos es del orden de 6 veces más que los sismos de subducción. Para distancias más grandes, las aceleraciones son en promedio 2 a 4 veces mayores.

La figura 9.3.10a muestra una comparativa de las aceleraciones horizontales y verticales en roca de los sismos de subducción. Se observa que a distancias menores a 40 km, las aceleraciones verticales son en promedio dos terceras partes de la componente horizontal; para distancias mayores a 40 km, ésta proporción tiende a incrementarse con la distancia. En el caso de la ciudad de Oaxaca, los sismos más cercanos de este tipo ocurren a 80 km de distancia, por lo que la relación de estas aceleraciones es del orden 5/7 (mayor de 2/3).

La figura 9.3.10b muestra una comparativa de las aceleraciones horizontales y verticales que producen los sismos de fallamiento normal y profundidad intermedia, en la roca basal. Puede notarse a distancias menores de 150 km, las aceleraciones verticales son un poco menores a las dos terceras partes de la horizontal (relación de 3/5); para distancias mayores a 150 km, en promedio esta proporción es de 2/3.

Por otra parte, con el programa PRODISIS (CFE, 2015) se obtuvieron espectros de respuesta en roca para periodos de retorno de 100, 250 y 500 años; éstos se compararon con algunos espectros de peligro uniforme presentados en la figura 9.3.9. En la figura 9.3.11 se observa que en los tres casos, las aceleraciones máximas espectrales son del mismo orden de magnitud, sin embargo, se aprecia un desfase en el periodo estructural dominante. Las aceleraciones máximas de los espectros de PRODISIS se presentan en un periodo de 0.15 segundos y son del orden de 0.36, 0.54 y 0.73g para los periodos de retorno de 100, 250 y 500 años, respectivamente. En contraste, las aceleraciones máximas de los espectros de peligro uniforme tienen lugar en un periodo de 0.10 segundos y alcanzan magnitudes del orden de 0.34, 0.55 y 0.76g para los mismos periodos de retorno.

Para fines de diseño y análisis de estructuras en un lugar en particular dentro de la ciudad de Oaxaca, es necesario determinar el espectro de sitio, es decir, se debe obtener el espectro de respuesta en la superficie, considerando explícitamente la estratigrafía del lugar, la rigidez de los materiales (E y G) y el amortiguamiento del suelo. Para ello pueden utilizarse los acelerogramas sintéticos presentados en la figura 9.3.12, en conjunto con las funciones de transferencia descritas en el capítulo 7. En el subcapítulo 9.3.1 se presentó un ejemplo para obtener los espectros de sitio.

En el ejemplo presentado en el subcapítulo 9.3.1 (figura 9.3.15), puede notarse que la aceleración espectral máxima en roca se presenta en un periodo de 0.1 segundos, sin embargo, en la superficie las mayores aceleraciones espectrales corresponden a los periodos de 0.15 y 0.41 segundos. En la superficie, estos periodos alcanzan aceleraciones horizontales de 1.02 y 1.28g, respectivamente; esto representa una amplificación del orden de 3 veces en el primer periodo y 6 veces en el segundo.

Por último, los acelerogramas sintéticos presentados en la figura 9.3.12 también pueden ser utilizados para el análisis de diversos tipos de estructuras que no se comportan como osciladores de un grado de libertad, tal es el caso de presas, taludes y túneles.

10. CONCLUSIONES

1. Los sismos son fenómenos naturales que se generan principalmente en la interfaz de las placas tectónicas convergentes, transformantes y divergentes. Sin embargo, también ocurren eventos a lo largo de fallas preexistentes desarrolladas en zonas de fragilidad de la corteza terrestre. En el caso de la República Mexicana, los sismos que afectan este país se clasifican en dos grupos: interplaca e intraplaca. Los sismos interplaca, pueden ser de subducción y de fallamiento lateral; mientras que los intraplaca pueden ser de fallamiento normal y profundidad intermedia y sismos superficiales.
2. La magnitud de los esfuerzos generados por la propagación de ondas sísmicas a través de formaciones geológicas y suelos, disminuye con la distancia al sitio de interés. La atenuación se atribuye a la fricción que generan los deslizamientos entre partículas del suelo, y a la distribución de energía elástica en volúmenes más grandes de formaciones rocosas, a medida que los frentes de onda crecen concéntricamente.
3. Se analizó el peligro sísmico de la ciudad de Oaxaca en términos de tasas de excedencia de intensidad para diferentes periodos estructurales. Se estudiaron los dos tipos de sismos que más afectan a esta región: los sismos de subducción y de profundidad intermedia y fallamiento normal (intraplaca). Los resultados demostraron que los sismos intraplaca de gran magnitud ($M \geq 7.5$; $H = 50 \text{ km}$) producen aceleraciones máximas en roca del orden de 2 a 4 veces más que los sismos de subducción en distancias mayores de 30 km, o más de 6 veces cuando esta distancia es menor.
4. Las máximas aceleraciones espectrales horizontales en roca, producidas por los sismos de subducción, tienen periodos de 0.15 y 0.20 s. En contraste, los eventos intraplaca presentan sus valores máximos en un periodo de 0.10 s.
5. La propagación de ondas sísmicas a través de estratos de suelos provoca que las aceleraciones se amplifiquen en la superficie, y que los valores máximos ocurran en periodos diferentes a los dominantes en roca. Esto fue ejemplificado con el caso del sitio adyacente a la Central Camionera de la Ciudad de Oaxaca. En este lugar, los periodos dominantes en la superficie son de 0.15 y 0.41 segundos, en los cuales se produjo una amplificación del orden de entre 3 y 6 veces la aceleración en la roca basal. Cabe mencionar, que los materiales predominantes en este sitio son: limos arenosos, arenas y gravas mal graduadas.

6. Los sismos de subducción más cercanos, que afectan a la ciudad de Oaxaca, ocurren a 80 km. A esta distancia, provocan una aceleración máxima vertical en roca del 71% de la componente horizontal. Por otra parte, los sismos intraplaca pueden ocurrir en un amplio rango de distancias al sitio de estudio (hasta 400 km). Para este tipo de eventos la relación de la componente vertical a la horizontal es diversa; en general, a distancias menores de 150 km la proporción es de 3/5. A distancias mayores, la relación es del orden de 2/3.
7. Para evaluar el comportamiento dinámico de una estructura en esta ciudad, es preciso considerar los efectos de sitio. Es decir, se tiene que tomar en cuenta la estratigrafía del lugar, los parámetros dinámicos de los suelos (E y G) y el amortiguamiento. Para ello pueden utilizarse los acelerogramas sintéticos presentados en la figura 9.3.12. Como el espectro de respuesta de estos acelerogramas es similar a los espectros de peligro uniforme, implícitamente reflejan el peligro sísmico de la zona, por tanto pueden aplicarse a cualquier punto de la ciudad de Oaxaca.
8. Por último, los resultados obtenidos en este trabajo pueden utilizarse para elaborar una normativa local de diseño sísmico, que facilite la construcción de espectros de diseño y la evaluación de las fuerzas sísmicas actuantes en las edificaciones.

REFERENCIAS

- Arnal L, y M Betancourt (2005). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. México: Trillas.
- Arroyo D, D García, M Ordaz, M Mora, y S Singh (2010). *Strong Ground-Motion Relations for Mexican Interplate Earthquakes*. *J Seismol* 14, pág. 769–785.
- Betbeder-Matibet J (2008). *Seismic Engineering*. London: ISTE.
- Candia G, Macedo J, Jaimes M, y Magna C (2019). A New State-of-the-Art Platform for Probabilistic and Deterministic Seismic Hazard Assessment. *Seismological Research Letters*, Vol. 20, No 20.
- Carreño E, B Bravo, A Suárez y J Tordesillas (1999). *Registro y Tratamiento de Acelerogramas*. *Física de la Tierra*, 11, 81-111. Instituto Geográfico Nacional, 31.
- CENAPRED (2011). *Sismos*. Serie Fascículos. México.
- CFE (2015). *Manual de Diseño de Obras Civiles. Capítulo C.1.3 Diseño por Sismo*. México: CFE.
- Chopra A (2012). *Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering*. California: Prentice Hall.
- Cornell C (1968). Engineering Seismic Risk Analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 58, No 5 pág. 1583-1606.
- Day, R W (2002). *Geotechnical Earthquake Engineering Handbook*. New York: McGraw - Hill.
- Esteva M (1968). *Bases para la Formulación de Decisiones de Diseño Sísmico*. (Tesis Doctoral). UNAM, México.
- Esteva M (1970). *Regionalización Sísmica de México para Fines de Ingeniería*. Series del Instituto de Ingeniería, No. 246. UNAM.
- Fernández L y E Ovando (2018). *Interpretación de Señales en Muestras del ex Lago Texcoco, Usando Métodos en el Dominio del Tiempo y de la Frecuencia*. XXIX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, SMIG.
- Fernández, A (2014). *Análisis Geotécnico de Respuesta Dinámica*. (Tesis de Maestría). UNAM, México.
- Figueroa V, G (2021). Sobreexplotación, Microsismos e infiltración artificial. XXX Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, 3.

- Figueroa, J (1971). *Sismicidad en la Cuenca del Valle de México*. Publicación azul del I de I, UNAM, No 289, 12.
- Flores C, O (2008). *Módulo de Rigidez y Relación de Poisson Dinámicos Obtenidos de Mediciones en la Franja del Tercio Medio en Probetas de Suelo Granular*. (Tesis Doctoral). UNAM, México.
- Flores C, O, E Gómez R, M Romo, y R Flores (2002). *Instrumentación y Automatización del Equipo Triaxial Cíclico MTS*. XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Santiago de Querétaro, México, (1-9).
- García S, A y Jaimes, M (2017). *Ground-Motion Prediction Model for Vertical Response Spectra from Mexican Interplate Earthquakes*. Bulletin of the Seismological Society of America, vol.107 No 2, pág. 887–900.
- García D, S Shri K, M Herráiz, M Ordaz y J Pacheco (2005). *Inslab Earthquakes of Central Mexico: Peak Ground-Motion Parameters and Response Spectra*. Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 95, No 6, pp. 2272-2282.
- Gardner J y L Knopoff (1974). *Is the Sequence Earthquakes in Southern California, with Aftershocks Removed Poissonian?* Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 64 No 5, pág. 1363-1367.
- Gobierno de la Ciudad de México. (2017). *Normas Técnicas Complementarias al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*. México: Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Vigésima Época, 15 de diciembre de 2017, No 220 BisMéxico, D.F.
- Gucunski N y R Woods (1991). *Use of Rayleigh Modes in Interpretation of SASW Test*. Proceeding of the 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Vol 1, pág. 1399-1408.
- Gucunski N y R Woods (1992). *Numerical Simulation of the SASW Test*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 11, No 4, pág. 213-227.
- Ishihara, K (1996). *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*. Tokyo: Clarendon Press.
- Isidoro C, C (2016). *Interacción Dinámica Suelo - Estructura*. (Tesis de Maestría). UNAM, México.
- Jaime, A (1980). *Comportamiento del Suelo y Estructuras Téreas del Valle de Mexicali. Sismo de 8 junio, 1980*. X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Morelia Michoacán, 8.
- Jaime, A (1980). *Comportamiento Dinámico de Suelos*. X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Morelia Michoacán, 8.

- Jaime, A (1987). *Características Dinámicas de la Arcilla del Valle de México*. (Tesis Doctoral). UNAM, México.
- Jaimes, M y A García S (2020). *Updated ground motion prediction model for Mexican intermediate-depth intraslab earthquakes including V/H ratios*. *Earthquake Spectra*, Vol. 36, No 3, pág. 1293-1330.
- Jaimes M, A Ramírez y E Reynoso (2015). *Ground-Motion Prediction Model From Intermediate-Depth Intraslab Earthquakes at the Hill and Lake-Bed Zones of Mexico City*. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 19, No 8, pág.1260-1278.
- Jara J, E y E Rosenblueth (1988). *The Mexico Earthquake of September 19, 1985 Probability Distribution of Times Between Characteristic Subduction Earthquakes*. *Earthquake Spectra*, Vol. 4, No 3, pág. 499-529.
- Kostoglodov V y J Pacheco (1999). *Cien Años de Sismicidad en México*. México: UNAM.
- Kramer, S (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice Hall.
- Lawrence, E (1969). *Introduction to the Mechanics of a Continuous Medium*. New Jersey: Prentice Hall.
- León J (1976). Información General Acerca del Subsuelo de 17 Ciudades de México, Oaxaca, Oax. Memorias de la VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos.
- Matthews M, N Simons y B Menzies (2008). *A Short Course in Geology For Civil Engineers*. London: Thomas Telford.
- Nava, A (2012). *Terremotos*. México: Fondo de Cultura Económica.
- Ordaz M y E Faccioli (2008). *CRISIS 2008 User's Manual*. II-UNAM, México.
- Ordaz M, R Pérez, L E, y J Alemán (2007). *Definición de Sismos Máximos para el Diseño Sísmico de Estructuras*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.
- Richart E, J Hall y R Woods (1970). *Vibrations of Soils and Foundations*. New Jersey: Prentice Hall.
- Romo M y A Jaime (1987). *Metodología para Generar Espectros de Diseño Deterministas en Campo Libre*. Memorias del 7mo Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. Querétaro, Querétaro.
- Secretaría de Economía. (15 de junio de 2021). Servicio Geológico Mexicano. Obtenido de <https://www.gob.mx/sgm>.

- Secretaría de Seguridad y Protección Ciudadana, CNPC, y CENAPRED. (2006). *Guía Básica para la Elaboración de Atlas Estatales y Municipales de Peligros y Riesgos*. México.
- SSN. (10 de junio de 2021). Servicio Sismológico Nacional. Obtenido de <http://www.ssn.unam.mx/>
- Suárez V, F (1999). *Sismos de $M > 6$ en el Valle de Mexicali-Imperial, Generación y Distribución de Estructuras Asociadas a Licuefacción*. Unión Geofísica Mexicana.
- Suárez, M (2013). *PSM2012: Aplicación Web para la Difusión y Consulta de Datos de Peligro Sísmico*. (Tesis de Maestría). UNAM, México, D.F.
- Tarbutck, E y F Lutgens (2005). *Ciencias de la Tierra. Una Introducción a la Geología Física*. Madrid: Pearson educación.
- Towhata, I (2008). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Tokio: Springer.
- Zeevaert, L (1999). *Importancia del Módulo Dinámico de Rigidez del Suelo en el Análisis de los Problemas de Estabilidad por la Acción de las Ondas Sísmicas*. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, (1-5).
- Zeevaert, L (1983). *Foundation Engineering For Difficult Subsoil Conditions*. New York: Van Nostrand Reinhold Company.
- Zúñiga, F, Suárez G, Figueroa A, y Mendoza A (2017). A First-Order Seismotectonic Regionalization of Mexico for Seismic Hazard and Risk Estimation. *Journal of Seismology*, vol. 21, No 6, pág. 1295-1322.

APÉNDICES

A. ESPECTROS DE RESPUESTA

Los espectros de respuesta describen el comportamiento máximo de un oscilador de 1GL de cierto periodo y amortiguamiento, sometido a un movimiento particular en la base (fig. A.1). En ingeniería sísmica se utilizan para obtener espectros de diseño a partir de una envolvente suavizada de un conjunto de espectros de respuesta. También se usan para obtener los parámetros de regresión que definen los modelos de atenuación descritos en el subcapítulo 8.4, entre otras aplicaciones.

La ecuación general que describe la respuesta de un oscilador de 1GL se expresa de la forma siguiente:

$$m\ddot{x} + kx + c\dot{x} = p(t) \quad (\text{A.1})$$

Donde: $p(t)$ es la función que describe la carga en el tiempo.

En el caso de sismos que inducen aceleraciones en la base, la ecuación puede expresarse como:

$$m\ddot{x} + kx + c\dot{x} = -m\ddot{x}_g(t) \quad (\text{A.2})$$

Donde: $\ddot{x}_g(t)$ es la aceleración del terreno en función del tiempo.

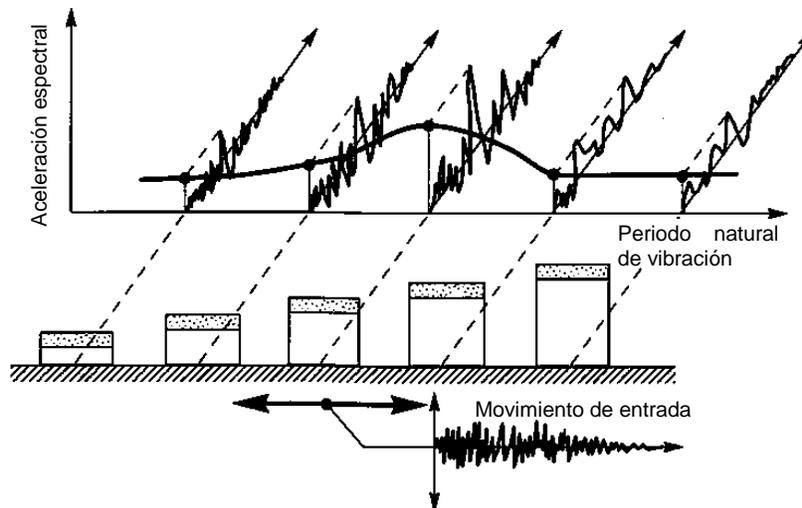


Figura A.1. Espectro de respuesta (Chopra, 2012).

Existen soluciones analíticas y numéricas que permiten resolver las ecuaciones anteriores. Sin embargo, las analíticas son poco prácticas y difíciles de resolver. Por tanto, los métodos numéricos son más eficientes y los más utilizados. Los métodos numéricos más comunes son el de diferencias finitas y los métodos de paso a paso en el tiempo. A continuación se describen algunos de ellos.

A.1. MÉTODO DE INTERPOLACIÓN LINEAL

Este es un método de tipo paso a paso en el tiempo, basado en la interpolación lineal de una carga. A efecto del método, una fuerza $p(\tau)$ que varía arbitrariamente con el tiempo, se representa como una secuencia de pequeños impulsos (fig. A.1.1).

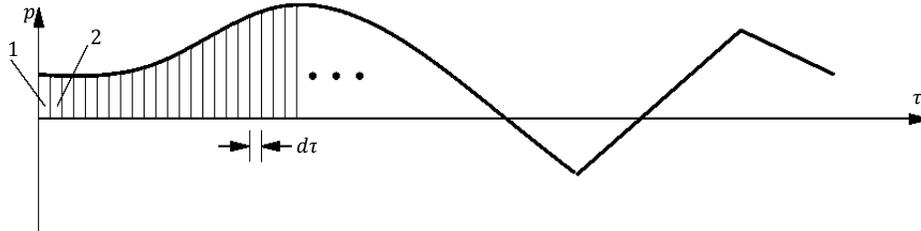


Figura A.1.1. Fuerza $p(\tau)$ variando arbitrariamente con el tiempo.

En la figura A.1.2, se muestra a detalle un elemento diferencial de impulso de duración Δt_i , donde se considera que la fuerza $p(\tau)$ varía linealmente:

$$p(\tau) = p_i + \frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} \tau \tag{A.1.1}$$

$$\Delta p_i = p_{i+1} - p_i \tag{A.1.2}$$

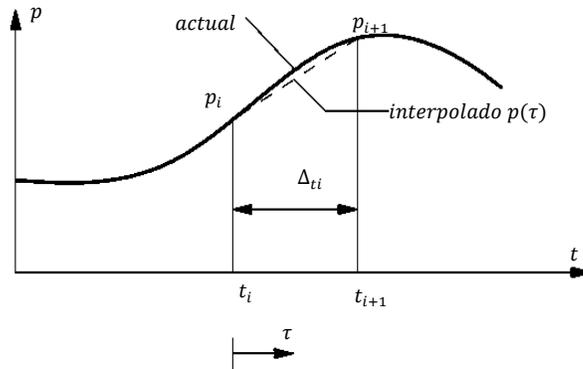


Figura A.1.2. Variación lineal de $p(\tau)$ en un elemento diferencial.

La respuesta total $x(t)$ de un oscilador ante un impulso de carga (en el intervalo $0 \leq \tau \leq \Delta t_i$) es la suma de tres partes: 1) vibración libre con amortiguamiento, debido a las condiciones iniciales de desplazamiento x_i y velocidad \dot{x}_i en $\tau = 0$; 2) respuesta a una fuerza de paso p_i , sin condiciones iniciales; y 3) respuesta ante una carga en forma rampa sin condiciones iniciales. Cabe aclarar, que una fuerza de paso es aquella que cambia instantáneamente de cero a p_i (fig. A.1.3a), mientras que una fuerza en forma de rampa, se incrementa linealmente con el tiempo (fig. A.1.3b).

La respuesta $x(t)$ para una fuerza de paso y una en forma rampa se determina a partir de la integral de Duhamel. El procedimiento consiste en sustituir la función que describe la carga en el tiempo $p(\tau)$ en la ecuación A.1.3. La solución de la integral describe los desplazamientos en el tiempo provocados por la carga $p(\tau)$ correspondiente.

$$x(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t p(\tau) e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \text{sen}[\omega(t-\tau)] d\tau \quad (\text{A.1.3})$$

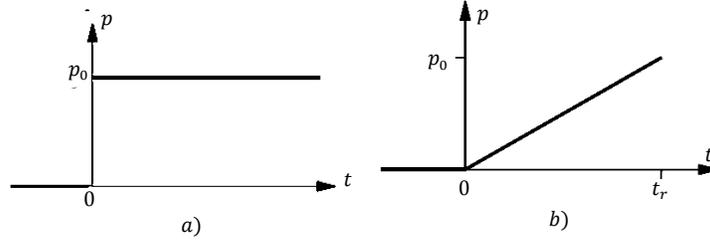


Figura A.1.3. Tipos de fuerzas. a) fuerza de paso y b) fuerza tipo rampa.

Sumando las respuestas de las tres partes y evaluando $\tau = \Delta t_i$ y $\Delta p_i = p_{i+1} - p_i$, se obtiene la expresión:

$$\begin{aligned} x_{i+1} = & e^{-\zeta\omega \Delta t} \left(\frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \text{sen } \omega_D \Delta t + \cos \omega_D \Delta t \right) u_i + e^{-\zeta\omega \Delta t} \left(\frac{1}{\omega_D} \text{sen } \omega_D \Delta t \right) \dot{u}_i + \frac{1}{k} \left\{ \frac{2\zeta}{\omega \Delta t} + \right. \\ & e^{-\zeta\omega \Delta t} \left[\left(\frac{1-2\zeta^2}{\omega_D \Delta t} - \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \right) \text{sen } \omega_D \Delta t - \left(1 + \frac{2\zeta}{\omega \Delta t} \right) \cos \omega_D \Delta t \right] \} p_i + \frac{1}{k} \left[1 - \frac{2\zeta}{\omega \Delta t} + \right. \\ & \left. e^{-\zeta\omega \Delta t} \left(\frac{2\zeta^2-1}{\omega_D \Delta t} \text{sen } \omega_D \Delta t + \frac{2\zeta}{\omega \Delta t} \cos \omega_D \Delta t \right) \right] p_{i+1} \end{aligned} \quad (\text{A.1.4})$$

Derivando $x_{i+1}(t)$ se obtiene:

$$\begin{aligned} \dot{x}_{i+1} = & -e^{-\zeta\omega \Delta t} \left(\frac{\omega}{\sqrt{1-\zeta^2}} \text{sen } \omega_D \Delta t \right) u_i + e^{-\zeta\omega \Delta t} \left(\cos \omega_D \Delta t - \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \text{sen } \omega_D \Delta t \right) \dot{u}_i + \\ & \frac{1}{k} \left\{ -\frac{1}{\Delta t} + e^{-\zeta\omega \Delta t} \left[\left(\frac{\omega}{\sqrt{1-\zeta^2}} + \frac{\zeta}{\Delta t \sqrt{1-\zeta^2}} \right) \text{sen } \omega_D \Delta t + \frac{1}{\Delta t} \cos \omega_D \Delta t \right] \right\} p_i + \frac{1}{k \Delta t} \left[1 - \right. \\ & \left. e^{-\zeta\omega \Delta t} \left(\frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \text{sen } \omega_D \Delta t + \cos \omega_D \Delta t \right) \right] p_{i+1} \end{aligned} \quad (\text{A.1.5})$$

Las expresiones A.1.4 y A.1.5 pueden escribirse como formulas recurrentes de la manera siguiente:

$$x_{i+1} = Ax_i + B\dot{x}_i + Cp_i + Dp_{i+1} \quad (\text{A.1.6})$$

$$\dot{x}_{i+1} = A'\dot{x}_i + B'\dot{x}_i + C'p_i + D'p_{i+1} \quad (\text{A.1.7})$$

APÉNDICE A

Donde:

$$A = e^{-\zeta\omega \Delta t} \left(\frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \operatorname{sen} \omega_D \Delta t + \cos \omega_D \Delta t \right) \quad (\text{A.1.8})$$

$$B = e^{-\zeta\omega \Delta t} \left(\frac{1}{\omega_D} \operatorname{sen} \omega_D \Delta t \right) \quad (\text{A.1.9})$$

$$C = \frac{1}{k} \left\{ \frac{2\zeta}{\omega \Delta t} + e^{-\zeta\omega \Delta t} \left[\left(\frac{1-2\zeta^2}{\omega_D \Delta t} - \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \right) \operatorname{sen} \omega_D \Delta t - \left(1 + \frac{2\zeta}{\omega \Delta t} \right) \cos \omega_D \Delta t \right] \right\} \quad (\text{A.1.10})$$

$$D = \frac{1}{k} \left[1 - \frac{2\zeta}{\omega \Delta t} + e^{-\zeta\omega \Delta t} \left(\frac{2\zeta^2-1}{\omega_D \Delta t} \operatorname{sen} \omega_D \Delta t + \frac{2\zeta}{\omega \Delta t} \cos \omega_D \Delta t \right) \right] \quad (\text{A.1.11})$$

$$A' = -e^{-\zeta\omega \Delta t} \left(\frac{\omega}{\sqrt{1-\zeta^2}} \operatorname{sen} \omega_D \Delta t \right) \quad (\text{A.1.12})$$

$$B' = e^{-\zeta\omega \Delta t} \left(\cos \omega_D \Delta t - \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \operatorname{sen} \omega_D \Delta t \right) \quad (\text{A.1.13})$$

$$C' = \frac{1}{k} \left\{ -\frac{1}{\Delta t} + e^{-\zeta\omega \Delta t} \left[\left(\frac{\omega}{\sqrt{1-\zeta^2}} + \frac{\zeta}{\Delta t \sqrt{1-\zeta^2}} \right) \operatorname{sen} \omega_D \Delta t + \frac{1}{\Delta t} \cos \omega_D \Delta t \right] \right\} \quad (\text{A.1.14})$$

$$D' = \frac{1}{k\Delta t} \left[1 - e^{-\zeta\omega \Delta t} \left(\frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \operatorname{sen} \omega_D \Delta t + \cos \omega_D \Delta t \right) \right] \quad (\text{A.1.15})$$

Finalmente, la aceleración del oscilador puede obtenerse a partir de la ecuación A.1 como:

$$\ddot{x}_i = \frac{p_i - kx_i - c\dot{x}_i}{m} \quad (\text{A.1.16})$$

A.2. MÉTODO DE LA DIFERENCIA CENTRAL

Este es un método de diferencias finitas que consiste en aproximar las derivadas temporales del desplazamiento (velocidad y aceleración), fig. A.2.1. Considerando intervalos de tiempo constantes ($\Delta t_i = \Delta t$), las expresiones de velocidad y aceleración para una diferencia central son:

$$\dot{x}_i = \frac{x_{i+1} - x_{i-1}}{2\Delta t} \quad (\text{A.2.1})$$

$$\ddot{x}_i = \frac{x_{i+1} - 2x_i + x_{i-1}}{(\Delta t)^2} \quad (\text{A.2.2})$$

Sustituyendo estas expresiones en la ecuación A.1, se obtiene:

$$m \frac{x_{i+1} - 2x_i + x_{i-1}}{(\Delta t)^2} + c \frac{x_{i+1} - x_{i-1}}{2\Delta t} + kx = p_i \quad (\text{A.2.3})$$

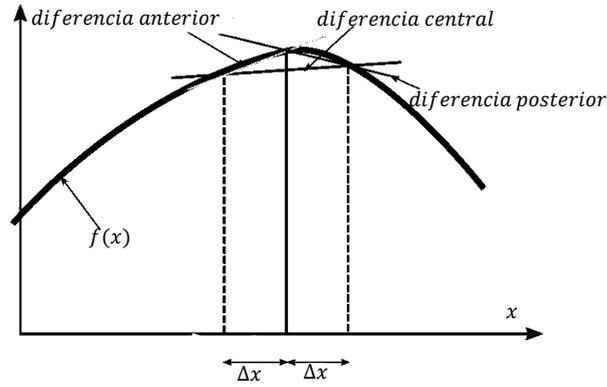


Figura A.2.1. Método de la diferencia central.

De la ecuación A.2.3, los valores de x_i y x_{i-1} son conocidos. Factorizando y separando estas cantidades, la ecuación se expresa:

$$\left[\frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t} \right] x_{i+1} = p_i - \left[\frac{m}{(\Delta t)^2} - \frac{c}{2\Delta t} \right] x_{i-1} - \left[k - \frac{2m}{(\Delta t)^2} \right] x_i \quad (\text{A.2.4})$$

Expresando la ecuación A.2.4 como recurrente:

$$x_{i+1} = \frac{\hat{p}_i}{\hat{k}} \quad (\text{A.2.5})$$

$$\hat{p}_i = p_i - ax_{i-1} - bx_i \quad (\text{A.2.6})$$

Donde:

$$\hat{k} = \frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t} \quad (\text{A.2.7})$$

$$a = \frac{m}{(\Delta t)^2} - \frac{c}{2\Delta t} \quad (\text{A.2.8})$$

$$b = k - \frac{2m}{(\Delta t)^2} \quad (\text{A.2.9})$$

Para empezar a operar el método, es necesario conocer los valores \ddot{x}_0 y x_{-1} . La primera cantidad se obtiene de la ecuación A.1. La segunda se determina evaluando $i = 0$ en las ecuaciones A.2.1 y A.2.2.

$$\ddot{x}_0 = \frac{p_0 - c\dot{x}_0 - kx_0}{m} \quad (\text{A.2.10})$$

$$x_{-1} = x_0 - \Delta t \dot{x}_0 + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{x}_0 \quad (\text{A.2.11})$$

A continuación se realizan los cálculos para el paso de tiempo (i) con las ecuaciones A.2.5 a A.2.9. Este procedimiento se repite reemplazando i por $i + 1$.

A.3. MÉTODO DE NEWMARK

En 1959 N. M. Newmark desarrolló una familia de métodos basados en aceleraciones constantes y lineales (fig. A.3.1).

La aceleración constante de la figura A.3.1a se define de la forma siguiente:

$$\ddot{x}(\tau) = \frac{\ddot{x}_{i+1} + \ddot{x}_i}{2} \quad (\text{A.3.1})$$

La primera y segunda integral de la ecuación A.3.1 respecto a (τ) , definen la velocidad y el desplazamiento, respectivamente:

$$\dot{x}(\tau) = \dot{x}_i + \frac{(\ddot{x}_{i+1} + \ddot{x}_i)\tau}{2} \quad (\text{A.3.2})$$

$$x(\tau) = x_i + \dot{x}_i\tau + \frac{(\ddot{x}_{i+1} + \ddot{x}_i)\tau^2}{4} \quad (\text{A.3.3})$$

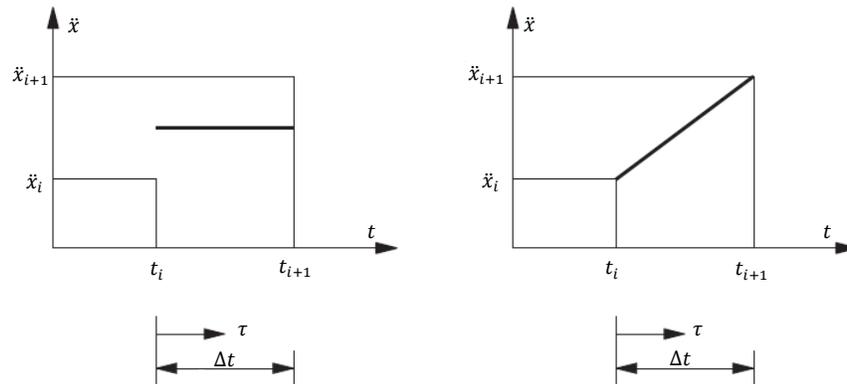


Figura A.3.1. Variación de la aceleración: a) constante; b) lineal.

Evaluando la ecuación A.3.2 en $\tau = \Delta t = t_{i+1} - t_i$ se obtiene lo siguiente:

$$\dot{x}_{i+1} = \dot{x}_i + \ddot{x}_i \frac{\Delta t}{2} + \ddot{x}_{i+1} \frac{\Delta t}{2} \quad (\text{A.3.4})$$

La ecuación A.3.4 puede expresarse en forma alternativa como:

$$\dot{x}_{i+1} = \dot{x}_i + \ddot{x}_i(1 - \gamma)\Delta t + \ddot{x}_{i+1} \gamma\Delta t \quad (\text{A.3.5})$$

Donde: $\gamma = 1/2$.

Evaluando la ecuación A.3.3 en $\tau = \Delta t = t_{i+1} - t_i$ se obtiene lo siguiente:

$$x(\tau) = x_i + \dot{x}_i\Delta t + \ddot{x}_i \frac{\Delta t^2}{4} + \ddot{x}_{i+1} \frac{\Delta t^2}{4} \quad (\text{A.3.6})$$

La ecuación A.3.6 también puede expresarse en forma alternativa como:

$$x_{i+1} = x_i + \dot{x}_i\Delta t + \ddot{x}_i \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 + \ddot{x}_{i+1} \beta\Delta t^2 \quad (\text{A.3.7})$$

Donde: $\beta = 1/4$.

Despejando \ddot{x}_{i+1} de la ecuación A.3.7 se obtiene:

$$\ddot{x}_{i+1} = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} (x_{i+1} - x_i) - \frac{1}{\beta\Delta t} \dot{x}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right) \ddot{x}_i \quad (\text{A.3.8})$$

Sustituyendo la ecuación A.3.8 en A.3.5 y ordenando términos:

$$\dot{x}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta} (x_{i+1} - x_i) + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right) \dot{x}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \ddot{x}_i \quad (\text{A.3.9})$$

Por otra parte, la ecuación general A.1 para un tiempo $i + 1$ se expresa de la forma siguiente:

$$m\ddot{x}_{i+1} + c\dot{x}_{i+1} + kx_{i+1} = p_{i+1} \quad (\text{A.3.10})$$

Sustituyendo la ecuación A.3.8 y A.3.9 en A.3.10 se obtiene la expresión que rige el comportamiento de un oscilador sometido a una aceleración constante de duración Δt .

$$\begin{aligned} \left[k + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}c + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}m\right]x_{i+1} &= p_{i+1} + \left[\frac{1}{\beta(\Delta t)^2}m + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}c\right]x_i + \left[\frac{\gamma}{\beta\Delta t}m + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right)c\right]\dot{x}_i + \\ &\left[\left(\frac{1}{\beta\Delta t} - 1\right)m + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)c\right]\ddot{x}_i \end{aligned} \quad (\text{A.3.11})$$

La ecuación anterior puede expresarse en forma recurrente de la manera siguiente:

$$x_{i+1} = \frac{\hat{p}_{i+1}}{\hat{k}} \quad (\text{A.3.12})$$

$$\hat{p}_{i+1} = p_{i+1} + a_1x_i + a_2\dot{x}_i + a_3\ddot{x}_i \quad (\text{A.3.13})$$

$$\hat{k} = k + a_1 \quad (\text{A.3.14})$$

Donde:

$$a_1 = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}m + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}c \quad (\text{A.3.15})$$

$$a_2 = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}m + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right)c \quad (\text{A.3.16})$$

$$a_3 = \left(\frac{1}{\beta\Delta t} - 1\right)m + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)c \quad (\text{A.3.17})$$

Para iniciar este método es necesario conocer el valor de \ddot{x}_0 . Evaluando $i = 0$, en la ecuación A.3.10, este valor se determina como sigue:

$$\ddot{x}_0 = \frac{p_0 - c\dot{x}_0 - kx_0}{m} \quad (\text{A.3.18})$$

Enseguida se realizan los cálculos para el paso de tiempo ($i = 0, 1, 2 \dots n$) con las ecuaciones A.3.12 a A.3.17. Este procedimiento se repite reemplazando i por $i + 1$.

APÉNDICE A

Por otra parte, puede demostrarse por el mismo procedimiento, que las ecuaciones anteriores son aplicables para el caso de una aceleración lineal. Para tal efecto, $\gamma = 1/2$ y $\beta = 1/6$.

También es importante mencionar que este método es estable siempre y cuando se cumpla la condición siguiente:

$$\frac{\Delta t}{T} \leq \frac{1}{\pi\sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{\gamma-2\beta}} \quad (\text{A.3.19})$$

En el caso particular de $\gamma = 1/2$ y $\beta = 1/4$ la condición se expresa:

$$\frac{\Delta t}{T} \leq \infty \quad (\text{A.3.20})$$

B. ESPECTROS DE DISEÑO

El espectro de diseño es una envolvente suavizada de múltiples espectros de respuesta o espectros de peligro uniforme. Principalmente se utilizan para evaluar la magnitud de las fuerzas sísmicas en función del periodo de vibración de las estructuras.

Los espectros de diseño se pueden representar como gráficos tripartita en términos de aceleración, velocidad y desplazamiento contra el periodo o frecuencia, como el caso del espectro propuesto por Newmark y Hall (1973). Sin embargo, los más comunes son gráficos de periodos contra aceleración como se muestra en la figura B.1.

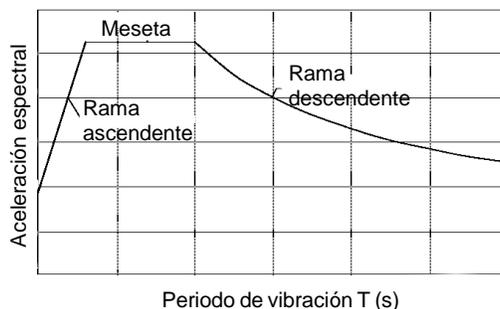


Figura B.1. Espectro de diseño.

En general, los espectros de diseño de aceleración presentan una rama lineal ascendente (con origen en el valor de aceleración máxima del terreno), una zona de aceleración máxima constante, conocida como meseta, y al final una o más curvas descendentes (fig. B.1).

Existen diversas metodologías basadas en estadística (análisis probabilísticos de peligro sísmico) y programas especializados que permiten determinar los espectros de diseño para un sitio en particular. A continuación se describen las metodologías propuestas en el Manual de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (MDS-CFE, 2015) y en las Normas Técnicas Complementarias (NTC, 2017), del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF).

B.1. Manual de Diseño por Sismo de la CFE (MDS-CFE, 2015)

El espectro de diseño se construye en función de la clasificación de la estructura; es decir, de la importancia, el tamaño y la relación con el sector energético o industrial. En las tablas B.1.1 y B.1.2 se presenta un resumen de las clases estructurales y de los tipos de espectros de diseño requeridos, respectivamente.

Tabla B.1.1. Grupos y clases estructurales.

Grupo	Clasificación de las construcciones	
A+	Todas las estructuras de gran importancia del sector energético o industrial	
A	A1: Pertenece o se relaciona con el sector energético o industrial	A2: No pertenece ni se relaciona con el sector energético o industrial
B	B1: Altura mayor que 13 m o área total construida mayor que 400 m ²	B2: Altura menor o igual que 13 m y área total construida menor o igual que 400 m ²

Tabla B.1.2. Tipos de espectros de diseño.

Estructuras	Caracterización del terreno	Espectros de diseño
A+	Medio estratificado	Específicos de sitio
A1		
A2, B1	Tipo I, II, III	Regionales
B2	Suelo general	Constante con T_e

Para fines de diseño sísmico, el MDS-CFE, (2015), clasifica las estructuras en tres grupos:

Grupo A+: Son las estructuras de gran importancia, cuya falla conduciría a la pérdida de miles de vidas humanas, a un grave daño ecológico, económico o social, o bien, impediría el desarrollo nacional del país. Dentro este grupo se encuentran las grandes presas y plantas nucleares.

Grupo A: Son estructuras cuyo funcionamiento es esencial a raíz de un sismo y su falla causaría la pérdida de un número elevado de vidas y/o pérdidas económicas o culturales, o bien que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o inflamables, tales como: puentes, sistemas de abastecimiento de agua potable, subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, monumentos, museos, hospitales, escuelas, estadios, templos, terminales de transporte, salas de espectáculos, hoteles, y otras similares.

Grupo B: Son construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas moderadas o pondría en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A, tales como: naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a vivienda u oficinas, salas de espectáculos, hoteles, depósitos, muros de retención, bodegas ordinarias y bardas.

En lo que sigue, se describe la metodología para construir espectros de diseño tipo regionales.

El procedimiento inicia con el cálculo del periodo dominante del suelo (T_s) a partir de los espesores y velocidades de onda de cortante de cada estrato. Para ello, se utiliza la ecuación (B.1.1):

APÉNDICE B

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n}\right) \left(\sum_{n=1}^N \gamma_n h_n (W_n^2) + W_n W_{n-1} + W_{n-1}^2\right)} \quad (\text{B.1.1})$$

$$G_n = \gamma_n V_s^2 / g \quad (\text{B.1.2})$$

$W_0 = 0$ en la roca basal

$$W_n = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{\gamma_i V_i^2}}{\sum_{i=n}^N \frac{h_i}{\gamma_i V_i^2}} \text{ en los estratos intermedios}$$

$W_N = 1$ en el estrato superficial

Donde: γ_n es el peso volumétrico del n-ésimo estrato; G_n es el módulo de corte del n-ésimo estrato; h_n es el espesor del n-ésimo estrato; N es el número de estratos; V_i es la velocidad de propagación de las ondas de corte del i-ésimo estrato.

Una vez determinado el periodo dominante, se procede a determinar la velocidad efectiva del sitio con la ecuación (B.1.3):

$$V_s = \frac{4H_s}{T_s} \quad (\text{B.1.3})$$

Donde: H_s es la suma de los espesores de los estratos.

A partir de los valores de H_s y V_s se define el tipo de terreno (I, II o III):

TIPO I: Terreno firme o rocoso donde no se presentan amplificaciones dinámicas: Depósito de suelo con $V_s \geq 720 \text{ m/s}$ o $H_s \leq 2 \text{ m}$.

TIPO II: Terreno formado por suelos que presentan amplificaciones dinámicas intermedias: Depósito de suelo con $V_c \leq V_s < 720 \text{ m/s}$ y $H_s > 2 \text{ m}$ o $H_s > H_c$ y $V_s < 720 \text{ m/s}$.

TIPO III: Terreno formado por suelos que presentan grandes amplificaciones dinámicas: Depósito de suelo con $V_s < V_c$ y $H_s \leq H_c \text{ m}$.

$V_c = 360 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ y $H_c = 30 \text{ m}$: representan la velocidad y espesor característico, respectivamente:

Por otra parte, las ordenadas espectrales para diseño sísmico ($S_a(T_e)/g$) se expresan como una fracción de la gravedad en función del periodo estructural (T_e), y adquiere la forma paramétrica siguiente:

$$a = \frac{S_a(T_e)}{g} = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T_e}{T_a}; & \text{si } T_e < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T_e < T_b \\ \beta c \left(\frac{T_b}{T_e}\right)^r; & \text{si } T_b \leq T_e < T_c \\ \beta c \left(\frac{T_b}{T_c}\right)^r q \left(\frac{T_c}{T_e}\right)^2; & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases} \quad (\text{B.1.4})$$

$$q = k + (1 - k)(T_c/T_2)^2 \quad (\text{B.1.5})$$

La forma del espectro depende de ocho parámetros: a_0 es la aceleración máxima del terreno; c es la ordenada espectral máxima; T_e es el periodo estructural; T_a es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño; T_b es el límite superior de la meseta del espectro de diseño; T_c es el periodo de inicio de la rama descendente, en que los desplazamientos espectrales tienden al desplazamiento del terreno; r es el parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_b \leq T_e < T_c$; k es el parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_e \geq T_c$ y finalmente β es el factor de amortiguamiento.

$$\beta = \begin{cases} \left(\frac{0.05}{\zeta_e}\right)^{0.45} & \text{si } T_e < T_c \\ \left(\frac{0.05}{\zeta_e}\right)^{0.45} \left(\frac{T_c}{T_e}\right) & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases} \quad (\text{B.1.6})$$

Donde: ζ_e representa el porcentaje de amortiguamiento crítico de la estructura.

Los parámetros de los periodos característicos y los exponentes que controlan las ramas descendentes de los espectros de diseño se obtienen de la tabla B.1.3.

Tabla B.1.3. Valores de los periodos característicos y exponentes que controlan las ramas descendentes de los espectros de diseño.

Zona	Tipo de terreno	Ta (s)	Tb (s)	Tc (s)	k	r
A	I	0.1	0.6	2.0	1.5	1/2
	II	0.2	1.4	2.0	1.0	2/3
	III	0.3	2.0	2.0	0.5	1
B	I	0.1	0.6	2.0	1.5	1/2
	II	0.2	1.4	2.0	1.0	2/3
	III	0.3	2.0	2.0	0.5	1
C	I	0.1	0.6	2.0	1.5	1/2
	II	0.2	1.4	2.0	1.0	2/3
	III	0.2	2.0	2.0	0.5	1
D	I	0.1	0.6	2.0	1.5	1/2
	II	0.1	1.4	2.0	1.0	2/3
	III	0.1	2.0	2.0	0.5	1

APÉNDICE B

Por otra parte, la aceleración máxima del terreno a_0 y la ordenada espectral máxima c , se determinan con las ecuaciones (B.1.7) y (B.1.8), mientras que los factores de sitio (F_{sit}) y de respuesta (F_{Res}) se obtienen de las tablas B.1.4 y B.1.5, respectivamente.

$$a_0 = F_{sit} a_0^r \quad (B.1.7)$$

$$c = F_{Res} a_0 \quad (B.1.8)$$

Tabla B.1.4. Factores de sitio.

	Terreno tipo I	Terreno tipo II	Terreno tipo III
Zona A	1.0	2.6	3.0
Zona B	1.0	$2.6 - 0.2 \left(\frac{a_0^r - 50}{50} \right)$	$3 - 0.3 \left(\frac{a_0^r - 50}{50} \right)$
Zona C	1.0	$2.4 - 0.3 \left(\frac{a_0^r - 100}{100} \right)$	$2.7 - 0.4 \left(\frac{a_0^r - 100}{100} \right)$
Zona D	1.0	$2.1 - 0.5 \left(\frac{a_0^r - 200}{290} \right)$	$2.3 - 0.6 \left(\frac{a_0^r - 200}{290} \right)$

Tabla B.1.5. Factores de respuesta.

	Terreno tipo I	Terreno tipo II	Terreno tipo III
zona A		3.8	4.2
zona B	PRODISIS	$3.8 - 0.2 \left(\frac{a_0^r - 50}{50} \right)$	$4.2 - 0.3 \left(\frac{a_0^r - 50}{50} \right)$
zona C		$3.6 - 0.2 \left(\frac{a_0^r - 100}{100} \right)$	$3.9 - 0.3 \left(\frac{a_0^r - 100}{100} \right)$
zona D		$3.4 - 0.5 \left(\frac{a_0^r - 200}{290} \right)$	$3.6 - 0.6 \left(\frac{a_0^r - 200}{290} \right)$

B.2. Normas Técnicas Complementarias del RCDF (NTCRCDF)

Las NTC se actualizaron en diciembre 2017. En esta última versión se implementó un Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID) que proporciona los espectros de diseño. A continuación se describe el procedimiento para construir los espectros.

Inicialmente se accede al portal de internet del SASID, y se proporcionan las coordenadas del sitio de interés. El sistema genera automáticamente un espectro de diseño y proporciona los valores de la aceleración máxima del terreno (a_0), el periodo dominante del sitio (T_s), la ordenada espectral máxima (c), el coeficiente que controla la caída de la rama descendente (k) y los límites de la meseta espectral (T_a) y (T_b).

Las ordenadas espectrales de aceleración ($a(T)/g$), se expresan como una fracción de la gravedad en función del periodo estructural (T). Adquiere la forma paramétrica siguiente:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T}\right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (\text{B.2.1})$$

Donde:

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T}\right)^2 \quad (\text{B.2.2})$$

$$\beta = \begin{cases} 1 - \left[1 - \left(\frac{0.05}{\zeta}\right)^\lambda\right] \frac{T}{T_a} & \text{si } T \leq T_a \\ \left(\frac{0.05}{\zeta}\right)^\lambda & \text{si } T_a < T < \tau T_b \\ 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\zeta}\right)^\lambda - 1\right] \left(\frac{\tau T_b}{T}\right)^\varepsilon & \text{si } T \geq \tau T_b \end{cases} \quad (\text{B.2.3})$$

Los valores de los parámetros λ , ε y τ en función del periodo dominante del suelo se presentan en la tabla B.2.1.

Tabla B.2.1. Valores de los parámetros de λ , ε y τ en función de T_s .

Periodo (s)	λ	ε	τ
$T_s \leq 0.5$	0.40	0.80	2.50
$0.5 < T_s \leq 1.0$	0.45	0.20	1.00
$1.0 < T_s \leq 1.5$	0.45	0.30	1.00
$1.5 < T_s \leq 2.0$	0.50	1.20	1.00
$2.0 < T_s \leq 2.5$	0.50	1.80	1.00
$2.5 < T_s \leq 3.0$	0.55	3.00	1.00
$3.0 < T_s \leq 4.0$	0.50	4.00	1.00

Cuando los estudios geotécnicos indiquen la existencia de anomalías en las características del suelo, el espectro de diseño debe determinarse con un estudio específico del sitio. Las NTC consideran que existe una anomalía cuando el periodo determinado con la ecuación B.2.4 difiera en más del 25% con el del SASID para ese mismo sitio.

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{d_i}{G_i}\right) \left(\sum_{i=1}^N \gamma_i d_i (x_i^2) + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2\right)} \quad (\text{B.2.4})$$

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^i \frac{d_j}{G_j}}{\sum_{j=1}^N \frac{h_j}{G_j}} \quad (\text{B.2.5})$$

APÉNDICE B

Para fines de diseño sísmico, el RCDF, en su Artículo 139, clasifica las estructuras en dos grupos:

Grupo A: Corresponden aquellas edificaciones cuya falla estructural podría tener consecuencias fatales. A su vez, este grupo se divide en el subgrupo A1 y A2. Dentro del subgrupo A1 se encuentran estructuras tales como: hospitales, aeropuertos, terminales y estaciones de transporte, instalaciones militares, centros de operación de servicios de emergencia, subestaciones eléctricas y nucleares, estructuras para la transmisión y distribución de electricidad, centrales telefónicas y repetidoras, estaciones de radio y televisión entre otras. Mientras que en el subgrupo A2 se encuentran estructuras tales como: estadios, salas de reuniones, templos y auditorios que puedan albergar más de 700 personas.

Grupo B: Corresponden aquellas edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A.

Es importante mencionar que el procedimiento descrito anteriormente es aplicable para estructuras del grupo B. Sin embargo, para obtener el espectro de diseño para una estructura del grupo A2 y A1, las ordenas espectrales del grupo B se multiplican por un factor de amplificación de 1.3 y 1.5, respectivamente.

B.3. Comparativa de espectros de diseño de CFE, NTC y espectro de sitio.

Para comparar los espectros de diseño descritos en la sección B.1 y B.2 con un espectro de sitio, se seleccionó un predio localizado al oriente de la CDMX (longitud -99.081° , latitud 19.448°). Desde el punto de vista geotécnico, el predio se ubica en la zona lacustre, con depósitos de arcilla muy compresible que alcanzan hasta 50 m de espesor (fig. B.3.1).

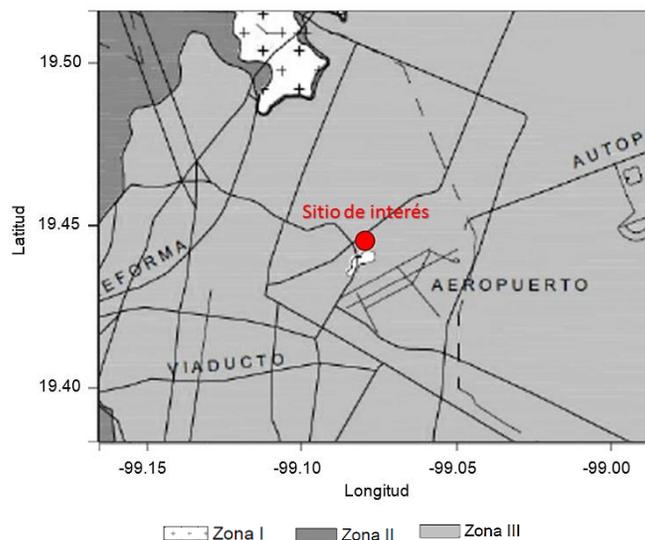


Figura B.3.1. Localización del predio en estudio.

Para la construcción del espectro de sitio se consideraron registros sísmicos de estaciones acelerográficas existentes en el área de interés y otras temporales más antiguas. En la tabla B.3.1 se presentan los sismos que reunieron las características apropiadas para desarrollar el sismo de diseño. Todas las mediciones se efectuaron en terreno blando por lo que reflejan implícitamente las características y los efectos de sitio.

Tabla B.3.1. Registros considerados para la envolvente de diseño.

Evento	Magnitud	Estación de registro	Ubicación de la estación	
			Longitud	Latitud
25/oct/1981	7.5	Texcoco Centro Lago)	98.991	19.480
19/sep./1985	8.1	Texcoco	99.019	19.580
21/sep./1985	7.5	Texcoco Centro Lago	98.991	19.480
19/sep./2017	7.1	SCT2	99.148	19.394

(Base de datos de registros acelerográficos de la RAI-UNAM. (Instituto de Ingeniería, UNAM, 2018)

Con las señales sísmicas se obtuvo el espectro de respuesta de las dos componentes horizontales (norte-sur y este-oeste), considerando un amortiguamiento del 5%, para esto se utilizó el programa DEGTRA.

Cada uno de los espectros se normalizó con respecto a la aceleración máxima registrada en el terreno (PGA), con la finalidad de eliminar el factor de intensidad. Enseguida se construyó un espectro promedio con una desviación estándar, (Jaime et al, 2012). Es decir, un “espectro de respuesta de la media + una desviación estándar”. Finalmente, considerando los valores máximos de los espectros de respuesta de cada periodo se obtuvo una envolvente de diseño, (fig. B.3.2)

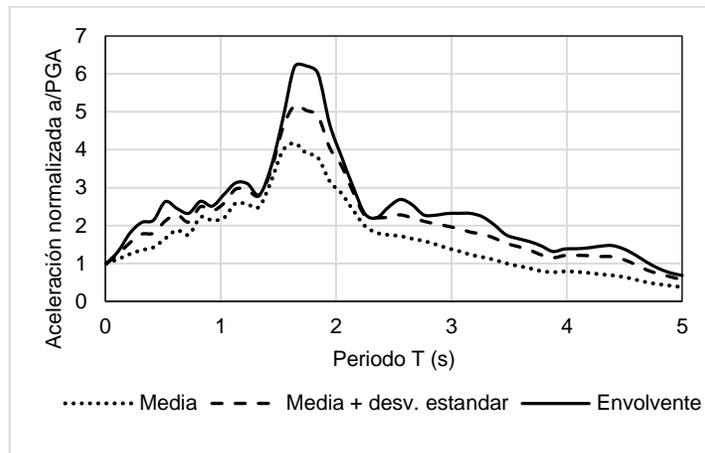


Figura B.3.2. Envolvente de diseño.

APÉNDICE B

Por otra parte, utilizando la metodología descrita en las secciones B.1 y B.2, se construyeron los espectros de diseño del MDS-CFE y de las NTC para una estructura del grupo B. En la figura B.3.3 se presentan los espectros para el mismo sitio de la figura B.3.1.

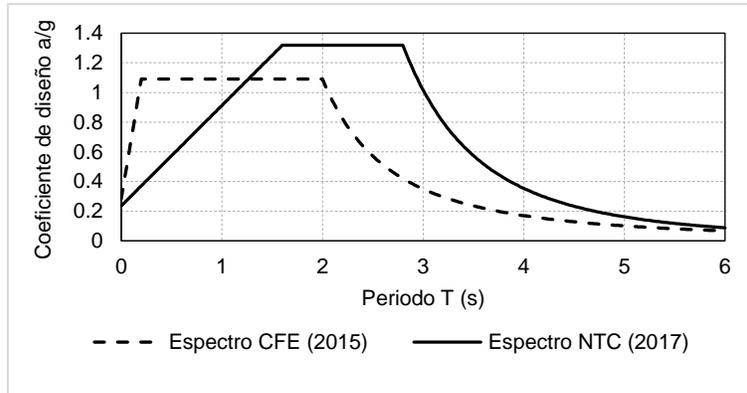


Figura B.3.3. Espectros de diseño de CFE (2015) y NCT (2017).

Finalmente, en la figura B.3.4 se comparan los espectros de diseño con el espectro de sitio.

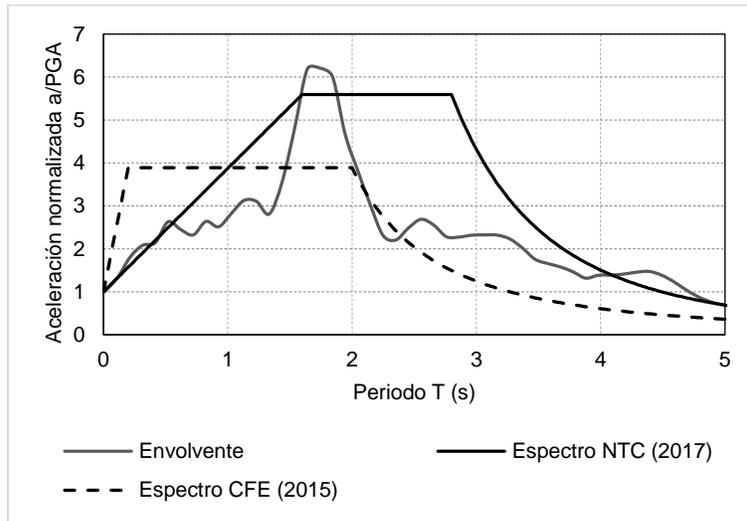


Figura B.3.4. Comparativa de la envolvente de diseño con los espectros de diseño.

En la figura B.3.3 se observa que existe una diferencia marcada en el ancho de la meseta espectral y en el coeficiente de diseño. Por otro lado, en la figura B.3.4 se aprecia que el espectro de sitio se ajusta más al de las NTC. Además, la meseta del espectro de CFE inicia antes que los otros dos y su valor es del orden de 30% menor.