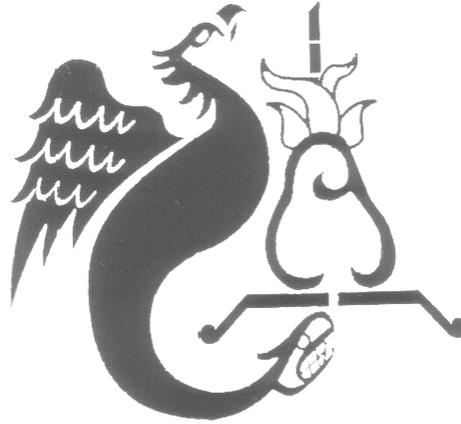




**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

**CÁLCULO DE DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO
INELÁSTICO DE ESTRUCTURAS UBICADAS EN LA
CIUDAD DE MÉXICO**

T E S I S

**PARA OBTENER EL TÍTULO DE LICENCIADO EN
INGENIERÍA CIVIL**

ASESOR DE TESIS : DR. DARÍO RIVERA VARGAS

PRESENTA:

RIGOBERTO FLORES MENDOZA

México D.F. 2006



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.

DEDICATORIA

Agradezco a mi mamá Josefina y a mi hermano
Carlos el apoyo que me han brindado
durante el trayecto de mi vida.

A mí cuñada Citlaly y a mi hermano Sergio les doy
las gracias por los consejos y la motivación
que me han brindado.

Gracias por todo!.

ÍNDICE

	Pág.
INTRODUCCIÓN	1
1. CRITERIOS DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS, DISEÑO POR SISMO, PARA LA EVALUACIÓN DE LAS DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO.	
1.1. Bases de las NTC-Sismo para el cálculo de las demandas de desplazamiento inelástico	3
1.2. Estados límites de diseño	4
1.3. Espectros elásticos para el diseño sísmico	5
1.4. Factores de comportamiento sísmico	7
1.5. Espectro de diseño inelástico y factores de reducción de resistencia	10
1.6. Criterios de las NTC-Sismo, apéndice A3	12
1.7. Calculo de demandas de desplazamiento inelástico	14
1.7.1. Comparación de la solución exacta con las disposiciones de las NTC-Sismo	16
2. SOLUCIÓN DE SISTEMAS INELÁSTICO DE UN GRADO DE LIBERTAD	
2.1. Ecuación de movimiento	22
2.1.1 Solución de sistemas inelástico	23
2.2. Métodos de solución	26
2.2.1. Método basado en interpolación lineal (8 constantes)	26
2.3. Modelo elasto-plástico	29
3. SISMOS CONSIDERADOS PARA EL ESTUDIO	
3.1. Antecedentes	32
3.2. Constitución geológica de los suelos de la ciudad de México	33
3.2.1. Zonificación del valle de México	34
3.3. Fuentes sísmicas	35
3.4. Criterios para la elección de los acelerogramas	38
3.4.1. Errores que pueden contener los acelerogramas	39
3.4.2. Filtrado de frecuencias y corrección línea base	42
3.4.3. Metodología	43
3.5. Acelerogramas para suelos blandos	45
3.6. Calculo del periodo del sitio	46
3.7. Calculo de los desplazamientos máximos del sitio	48

4. MÉTODOS APROXIMADOS PARA EL CALCULO DE DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO	
4.1. Antecedentes	50
4.2. Métodos basados en linealización equivalente	51
4.2.1. Rosenblueth y Herrera (1964)	52
4.2.2. Guilkan y Sozen (1974)	53
4.2.3. Iwan (1980)	54
4.2.4. Newmark y Rosenblueth (1971)	54
4.2.5. Pérez y Ordaz (1991)	55
4.2.6. Kowalsky (1994)	55
4.3. Métodos basados en factores de modificación de desplazamiento ($C\mu$)	55
4.3.1. Santa Ana, DD (1996)	56
4.3.2. Ruiz y Miranda (2004)	56
4.3. Métodos basados en reducción de resistencia ($R\mu$)	57
4.3.1. Miranda (1993)	57
4.3.2. Miranda et al. (1996)	58
4.3.3. Santa Ana, FR (1996)	58
4.3.4. Ordaz y Pérez (1998)	59
4.3.5. Arrollo y Terán (2002)	59
4.4. Calibración de los métodos aproximados	60
4.4.1. Calibración de los métodos basados en factores de reducción de resistencia (MFRR) y métodos basados en factores de modificación de desplazamiento(MFMD)	60
4.4.2. Calibración de los métodos basados en linealización equivalente	63
4.4.3. Cálculo del error logarítmico	65
5. PROPUESTA PARA EL CÁLCULO DE DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO	
5.1. Propuesta para estructuras desplantadas en suelos blandos	69
5.2. Calibración de la propuesta	70
6. CONCLUSIONES	72
7. REFERENCIAS	74
8. ANEXOS	76
Anexo I Registros sísmicos medidos en la zona blanda de la ciudad de México	77
Anexo II Periodos de vibración natural del terreno	89
Anexo III Desplazamiento máximo del terreno	98
Anexo IV Gráficas de los métodos aproximados	103
Anexo V Cálculo de los errores logarítmico	108
	2006

INTRODUCCIÓN

Una gran parte de la ciudad de México se encuentra ubicada en la zona de lago, esta zona es muy vulnerable a los sismos, que puede causar graves daños como ocurrió el 19 de septiembre de 1985 tales como el colapso, fractura agrietamiento, etc., sobre las estructuras. Para combatir este fenómeno se ha tenido que recurrir a diseño sismorresistente cuyos objetivos principales son resistir el colapso ante sismos severos y prever que durante la ocurrencia de sismos moderados, no se presenten daños que pongan en riesgo la funcionalidad de la estructura para la cual fue proyectada. Estos objetivos de diseño se plantean de manera más formal como estado límite de falla y estado límite de servicio respectivamente.

Lo anterior indica que para lograr un comportamiento adecuado de una estructura no es necesario que la estructura tenga gran resistencia, sino que la estructura este diseñada para disipar energía y pueda deformarse en el rango inelástico para evitar daños estructurales y no estructurales durante los temblores de frecuente ocurrencia.

En el desarrollo de este trabajo se obtienen las demandas de desplazamiento inelástico para las distintas partes de la zona blanda de la ciudad de México, dado a que esta zona se considera de mayor riesgo para la vulnerabilidad sísmica de las estructuras.

Estas demandas de desplazamientos inelásticos se pueden obtener de diversas maneras, una de ellas es obteniéndola a partir de los criterios que establecen las Normas Técnicas Complementarias estos desplazamientos laterales inelásticos son estimados por medio de los desplazamientos elásticos, obtenidos de un análisis elástico lineal de la estructura cuando es sometida a fuerzas laterales de diseño (fuerzas reducidas con el factor de reducción Q'), que posteriormente son afectadas por el factor de comportamiento sísmico (Q) tal como se muestra en la ecuación de tal forma que con el factor de amplificación que resulta de Q/Q' , se intenta tomar en cuenta las deformaciones inelásticas impuestas a la estructura durante un sismo de gran intensidad.

$$\Delta_i = \Delta_e Q / Q'$$

O a partir de métodos aproximados tales como linealización equivalente, factores de modificación, y factores de reducción de resistencia.

Sin embargo, el propósito de este trabajo es revisar los criterios que establecen las NTC-Sismo y revisar cual de los métodos aproximados es el que mejor estima las demandas de desplazamiento inelástico, para ello se recurre a un análisis no lineal de la estructura, utilizando el método de interpolación lineal de la excitación, para determinar las demandas

de desplazamiento inelástico de una manera mas precisa. Para determinar estas demandas de desplazamiento inelásticas no lineal se utilizo el programa DEGTRA (Ordaz y Montoya, 1999).

En los métodos basados en la linealización equivalente las máximas demandas se estiman a base de sus propiedades dinámicas de un sistema elástico equivalente que tiene menor rigidez lateral, mayor periodo de vibración y un coeficiente de amortiguamiento más grande, en relación con las del sistema elástico original. Los métodos empleados en este estudio fueron los de Rosenblueth y Herrera (1964), Pérez y Ordaz (1991) y Kowalsky (1994).

Los métodos basados en factores de modificación de desplazamiento, estas demandas inelásticas son estimadas a partir de la máxima deformación de un sistema elástico y un factor de amplificación, el cual esta en función del periodo de vibración de la estructura, del periodo de vibración del terreno, y de la ductilidad. Los empleados para este estudio fueron los de Santa Ana, DD (1996) y Ruiz y Miranda (2004)

Y por ultimo los métodos basados en factores de reducción de resistencia estas demandas de desplazamiento inelásticas están en función de la máxima deformación del sistema elástico, de la ductilidad y un factor de reducción que a su vez esta en función del periodo de vibración de la estructura, del periodo de vibración del terreno y de la ductilidad. Los métodos empleados en este estudio fueron: Miranda (1993), Miranda et (1996), Santa Ana, FR (1996), Ordaz y Pérez (1998) y Arrollo y Terán (2002)

Objetivos

El objetivo principal del presente estudio es revisar los métodos disponibles para calcular las demandas de desplazamiento inelásticos en sistemas de un grado de libertad. En este estudio se pone en especial énfasis a las estructuras desplantadas en suelos blando dado a que se encuentran dentro de un grado mayor de riesgo sísmico. Y se espera que en el futuro se haga un estudio para suelos firmes y de transición o aquellos que se encuentran entre blandos y firmes.

Mostrar un ajuste a los métodos basados en la linealización equivalente para obtener una mejor estimación de las demandas de desplazamiento sísmico de estructuras ubicadas en suelos blandos. El ajuste fue realizado para el método de Rosenblueth y Herrera (1964) propuesto por Rivera (2005).

Finalmente se comprueba y se recomienda el método mas sencillo para que sea aplicado por los diseñadores y puedan obtener las demandas de desplazamiento inelásticas dentro de la zona blanda de la ciudad de México.

CAPÍTULO

1

CRITERIOS DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS, DISEÑO POR SISMO, PARA LA EVALUACIÓN DE LAS DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO

1.1 Bases para el cálculo de las demandas de desplazamiento inelástico

El Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (RCDF), junto con las Normas Técnicas Complementarias (NTC), son documentos legales que tienen como función proteger a la sociedad contra el colapso o mal funcionamiento estructural de las construcciones.

Es importante tener presente la filosofía adoptada en el diseño sismorresistente de la gran mayoría de las edificaciones y obras de ingeniería civil existentes, en la zona metropolitana de la ciudad de México. Esta se puede resumir en tres puntos básicos de acuerdo a las normas vigentes.

- a) Daños dado bajo la acción de sismo menores.
- b) Que resistan sismos moderados, con algunos daños económicamente reparables en elementos no estructurales.
- c) Que resistan sismos intensos sin colapsar, aunque con daños estructurales importantes.

Criterios de las NTC-Sismo para la Evaluación de las Demandas de Desplazamiento Inelástico

1.2 Estados límites de diseño

Dentro del desempeño de una estructura o parte de ella está referido a un conjunto de estados límite, más allá de los cuales la estructura queda inútil para su uso previsto. El RCDF y las NTC agrupan dos estados de límite: servicio y falla.

Estado límite de servicio: es aquella condición que aun sin poner en juego la seguridad de la estructura, afecta el correcto funcionamiento de la construcción y comprende las deflexiones, agrietamientos y vibraciones excesivos, así como daños en elementos no estructurales de la construcción.

Estado límite de servicio { flechas
desplazamientos horizontales
vibraciones
agrietamientos

Estado límite de falla: es aquel que se relaciona con la seguridad y corresponde a situaciones en las que la estructura sufre una falla total o parcial, o simplemente presentan daños que afectan su capacidad para resistir nuevas acciones. La falla de una sección por cortante, flexión, torsión, carga axial o cualquier combinación de esos efectos, que son consideradas fuerzas internas, constituyen a un estado límite de falla.

Estado límite de falla { colapso
inestabilidad
fatiga
daño irreversible

En el diseño estructural la principal preocupación ha sido el balance entre la seguridad y el aspecto económico, que esta pueden causar en la estructura si se llega al estado límite de falla. Para evitar el estado límite de falla se establecen las combinaciones de acciones más desfavorables, que pueden llegar a presentarse durante su vida esperada; particularmente en los sismos, debemos de tener claro que si esta variable fuera determinista o sea , si su valor pudiera predecirse con absoluta precisión, para lograr la seguridad deseada de la estructura, bastaría diseñarla para que su resistencia ante todo el estado límites de falla fuera ligeramente superior que la acción máxima correspondiente. Como se puede ver las estructuras están diseñadas ante ciertas acciones pronosticadas y no pueden sobre diseñarse salvo algunas estructuras que establecen las normas.

A un así, con la incertidumbre que se tiene en relación con la acción del sismo, se ha tratado de evitar el colapso de las estructuras aplicando ciertos criterios de plasticidad en los elementos estructurales con la finalidad de asegurar la integridad de los usuarios.

Criterios de las NTC-Sismo para la Evaluación de las Demandas de Desplazamiento Inelástico

En la zona de suelo blando de la ciudad de México, existe mayor riesgo para las estructuras ubicadas en dicha zona, debido a que los sismos se presentan con mayor intensidad. En la zona II y III las normas actuales contemplan una revisión por desplazamientos laterales con el fin de prever daños menores (estados límite de servicio) y daños severos (estados límite de falla).

1.3 Espectros elásticos para el diseño sísmico

Los espectros de diseño elástico propuestos en las Normas Técnicas Complementarias (NTC- Sismo), están en función del tipo del terreno y del periodo de vibración de la estructura y del periodo de vibración del terreno. La ciudad de México se encuentra dividida en tres zonas; Zona I (suelo duro), la Zona II (suelo de transición) y la Zona III (suelo blando). A su vez la Zona III se divide en cuatro Zonas que dependen principalmente del periodo de vibración del suelo; la Zona IIIa ($0.5_s < T < 1.5_s$), la Zona IIIb ($1.5_s < T < 2.5_s$), la Zona IIIc ($2.5_s < T < 3.5_s$) y la zona IIId ($T > 3.5_s$). figura 1.2

Los espectros de diseño elásticos normalmente se especifican como la envolvente suavizada de todos los posibles espectros de respuesta en un determinado sitio asociado a un cierto nivel de probabilidad de excedencia. Estos espectros de respuesta se obtienen a partir de un sistema de un grado de libertad, si dicho sistema responde elásticamente tendrá una relación como en la figura 1.1 donde el punto b es la respuesta máxima y el área sombreada a-b-c representa la capacidad de disipar energía.

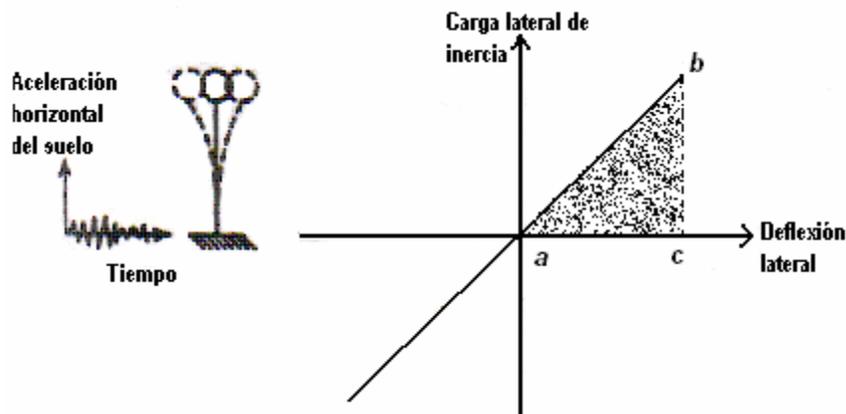


Fig. 1.1 Comportamiento histerético de un sistema elástico

Las NTC-Sismo establecen espectros de respuesta en función de aceleración, este espectro es el más común y representa una fracción del peso que debe aplicarse lateralmente a la estructura en el diseño por sismo, es decir que el producto de la ordenada del espectro de aceleración por la masa del sistema representa la resistencia lateral mínima para mantener este sistema de un grado de libertad en el rango elástico.

Criterios de las NTC-Sismo para la Evaluación de las Demandas de Desplazamiento Inelástico

Aunque estos espectros de respuestas elásticas únicamente permiten calcular la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad, estos pueden ser empleados para estimar la respuesta elástica de sistemas de varios grados de libertad bajo las consideraciones que se hacen en los trabajos especializados en el tema como el de Santa Ana (1996).

A continuación se muestra las bases para la construcción de los espectros de diseño dadas por las NTC-sismo 2004. ecuaciones 1.1

$$\begin{aligned}
 a &= a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \dots \text{si } T < T_a \\
 a &= c; \dots \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\
 a &= qc; \dots \text{si } T > T_b
 \end{aligned}
 \tag{1.1}$$

donde

$$q = (T_b/T)^r$$

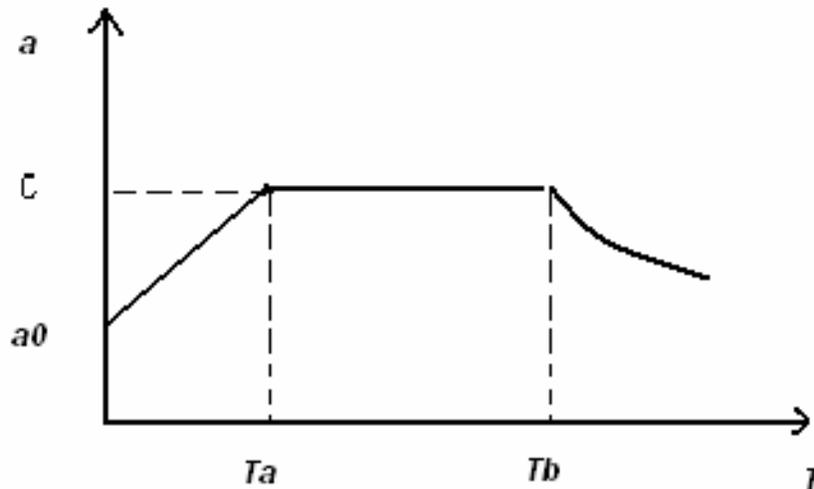


Fig. 1.2 Espectro de diseño

Criterios de las NTC-Sismo para la Evaluación de las Demandas de Desplazamiento Inelástico

donde “ a ” es la ordenada espectral, “ T ” es el periodo natural de vibración de la estructura, “ T_a , T_b son periodos característicos de los espectros de diseño están expresados en segundos; “ c ” es el coeficiente sísmico que varía según el peligro sísmico del sitio, según el tipo de suelo y según la importancia de la construcción (Grupo A o B), ” a_0 ” ordenada espectral para $T=0$, y “ r ” es un exponente adimensional; estos valores se proporcionan en la tabla 1.1. y en la figura 1.3 se muestra la forma del espectro de diseño de acuerdo a los criterios de la NTC-Sismo.

Tabla 1.1 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones

Zona	c	a_0	T_a (s)	T_b (s)	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III _c	0.4	0.1	1.25	4.2	2.0
III_d	0.3	0.1	0.85	4.2	2.0

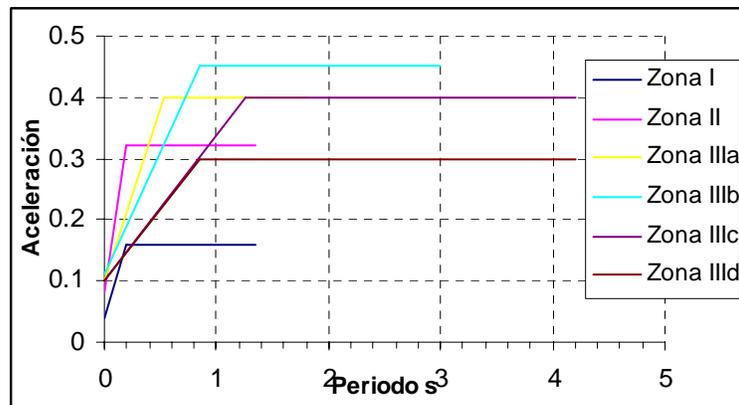


Fig.1.3 espectro de diseño de acuerdo a las NTC-Sismo

1.4 Factores de comportamiento sísmico

El factor de comportamiento sísmico se refiere a la ductilidad que tienen los sistemas estructurales, es decir que puede admitir un comportamiento inelástico como se puede apreciar en la figura 1.4, en este caso las estructuras de acero o de concreto reforzado bien diseñadas presentan esta enorme característica que es llamada ductilidad μ .

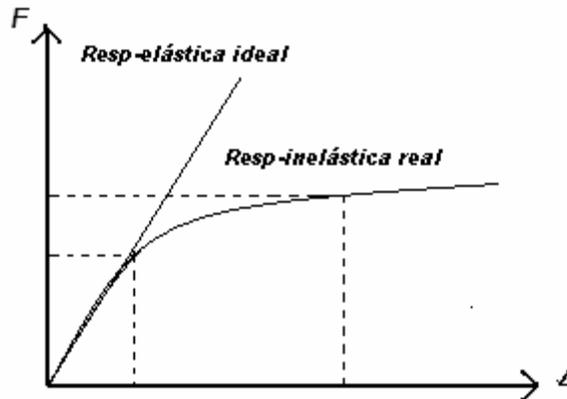


Fig. 1.4 Comportamiento ideal y comportamiento real

La ductilidad de las estructuras es la propiedad de soportar grandes deformaciones inelásticas sin fallar ni reducir su capacidad de carga. Depende en gran medida de los materiales empleados y de los cuidados que se tienen al diseñarlas. Es una propiedad muy deseable en las estructuras situadas en zonas sísmicas.

En la figura 1.5, se muestra que ante acciones dinámicas la estructura tiene un comportamiento que puede considerarse lineal hasta un cierto nivel de solicitaciones. Sin embargo, al llegar cerca de su máxima capacidad de carga, el comportamiento se vuelve no lineal y la mayoría de las estructuras pueden ser llevadas a deformaciones varias veces superiores a la que corresponde al comienzo de la etapa no lineal o aquella para la que se alcanza por primera vez la carga máxima. La energía absorbida por una estructura es representada por el área bajo la curva de carga-deformación. Es obvio que una estructura dúctil puede absorber varias veces mas energía que una estructura menos dúctil o frágil (Miranda,1997).

La ductilidad se expresa como la relación entre el desplazamiento máximo que puede resistir una estructura llamada Δu , y el desplazamiento máximo a la primera cedencia llamado Δy , la ecuación está dada por:

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad (1.2)$$

Criterios de las NTC-Sismo para la Evaluación de las Demandas de Desplazamiento Inelástico

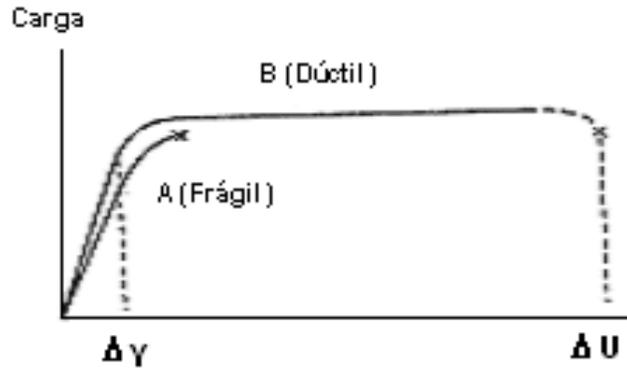


Fig. 1.5 Comportamiento dúctil y comportamiento frágil

Sobre esta relación $\Delta u / \Delta y$ se estimó lo que se conoce como factor de comportamiento sísmico, Q . El factor de comportamiento sísmico Q , que establecen las normas técnicas, depende principalmente del material por un lado, y de la tipología estructural y de los detalles constructivos (articulaciones plásticas en las conexiones). A continuación se enlistará el valor Q para cada caso, según las NTC-sismo

Requisitos para $Q = 4$:

- a) La resistencia de todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuesto de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o placa de acero o compuesto de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contraviento, cuando menos 50 por ciento de las fuerzas sísmica actuante.
- b) Si hay muros de mampostería ligados a la estructura en la forma especificada en la sección 1.3.1 de las NTC-Sismo se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuesto de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
- c) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso de la sección 1.3.1. El último requisito queda excluido de este requisito.
- d) Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.

Criterios de las NTC-Sismo para la Evaluación de las Demandas de Desplazamiento Inelástico

- e) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las mismas normas.

Requisito para $Q = 3$

Se usará un $Q = 3$ cuando se satisfacen las condiciones b, d y e y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones a y c, pero la resistencia de todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuesto de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provisto de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las normas correspondientes.

Requisito para $Q = 2$

Se usará $Q = 2$ cuando la resistencia de las fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provisto de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisito para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado para un $Q = 4$ y $Q = 3$ o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o traveses de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas correspondientes.

También se usará $Q = 2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las normas correspondientes.

Requisito para $Q = 1.5$

Se usará un $Q = 1.5$ cuando la resistencia de las fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las normas correspondientes, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para $Q = 3$ y $Q = 2$ o por marcos y armaduras de madera, o por alguna estructura de acero que se indican en las normas correspondientes.

Requisito para $Q = 1$

Se usará un $Q = 1$ en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los de arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la administración, que se puede emplear

Criterios de las NTC-Sismo para la Evaluación de las Demandas de Desplazamiento Inelástico

un valor más alto que el que aquí se especifica; también en algunas estructuras de acero que se indican en las normas correspondientes.

En todos los casos se usará para toda la estructura, en la dirección de análisis, el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entre pisos de la estructura en dicha dirección. El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

1.5 Espectro de diseño inelástico y factores de reducción de resistencia (Q')

Dentro de las NTC – Sismo, sección 4, se admite la reducción de fuerzas sísmicas por un factor reductivo (Q'), el cual está en función del periodo de vibración de la estructura (T) y del comportamiento sísmico (Q). Los valores de dicho factor pueden tener son: $Q = 1.0, 1.5, 2.0, 3.0,$ y 4.0 la elección del valor Q es de acuerdo a la estructuración y materiales que intervienen en el proyecto.

A hora hay que entender que la ductilidad esta relacionada con la capacidad de disipación de energía, que tiene una estructura sometida a carga cuasi-estática. Y esta disipación de energía independientemente del tiempo, conduce a que la fuerza real que actúa sobre la estructura sea inferior a la que corresponde al caso elástico, tal como puede verse en la figura 1.6 de este surge el coeficiente de reducción por ductilidad y cuya expresión es:

$$R_{\mu} = F_e(\text{ fuerza rango elástico}) / F_i(\text{ fuerza rango inelástico}) \quad (1.3)$$

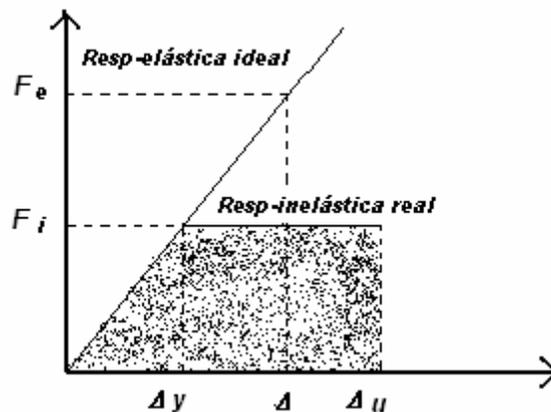


Fig. 1.6 esquema para establecer el coeficiente de reducción

De ahí que para obtener una estimación de la resistencia lateral necesaria para limitar las demandas de ductilidad a partir de espectros elásticos lineales, se requiera una buena estimación de los factores de reducción de resistencia (reducción en la demanda de resistencia debido al comportamiento histerético no lineal) (Miranda,1997). La ecuación de R_{μ} está dada por:

Criterios de las NTC-Sismo para la Evaluación de las Demandas de Desplazamiento Inelástico

$$R_{\mu} = \frac{F_y(\mu = 1)}{F_y(\mu = \mu_i)} \quad (1.3.1)$$

donde:

$F_y(\mu = 1)$ = resistencia lateral de fluencia requerida para mantener el sistema elástico

$F_y(\mu = \mu_i)$ = resistencia lateral de fluencia requerida para mantener la demanda de ductilidad μ menor o igual a dicha ductilidad μ .

Tratando de apearse a la definición anterior las NTC-Sismo la reducción de la fuerzas sísmicas para el análisis estático y las obtenidas para el análisis dinámico modal se obtiene al dividir las entre el factor Q' , el cual se calcula como sigue.

$$\begin{aligned} Q' &= Q; \dots\dots si \dots se \dots desconoce \dots T, o \dots T \geq T_a \\ Q' &= 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1); \dots\dots si \dots T < T_a \end{aligned} \quad (1.4)$$

1.6 Criterios de las NTC-Sismo, apéndice A3

El las NTC-Sismo apéndice A.3 establece que cuando se aplique los métodos estático o dinámico modal estipulados en los capítulos 8 y 9, respectivamente, será admisible considerar explícitamente los efectos del periodo dominante más largo del terreno, T_s y para ello, se ha elegido la siguiente forma paramétrica del espectro de aceleración, “a”, expresada como fracción de la gravedad.

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & si \dots T < T_a \\ \beta c; & si \dots T \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2; & si \dots T \geq T_b \end{cases} \quad (1.5)$$

donde

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

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

Criterios de las NTC-Sismo para la Evaluación de las Demandas de Desplazamiento Inelástico

Como puede apreciarse, la forma del espectro depende de 5 parámetros: a_0 , que es la aceleración máxima del terreno; c , que es la ordenada espectral máxima; T_a y T_b son los periodos característicos del espectro y k es un parámetro que controla la caída de la ordenada espectral para $T > T_b$

Este nuevo parámetro k tiene significado físico. En la ecuación 1.5 puede observarse que, independientemente del valor k , cuando T tiende a infinito el espectro de pseudo aceleración tiende a cero, pero el espectro de desplazamiento tiende a una constante (D_{\max}) dada por:

$$D_{\max} = \frac{ckT_b^2}{4\pi^2} \quad (1.6)$$

Por otro lado, el desplazamiento espectral máximo, que ocurre cuando $T=T_b$, vale

$$Sd_{\max} = \frac{cT_b^2}{4\pi^2} \quad (1.7)$$

donde se puede deducirse que el coeficiente k es justamente el cociente entre el desplazamiento máximo del suelo y el desplazamiento espectral máximo:

$$k = \frac{D_{\max}}{Sd_{\max}} \quad (1.8)$$

las expresiones 1.9 a 1.13, permiten determinar los cinco parámetros que definen el espectro de diseño de sitio a partir del periodo predominante del suelo.

$$a_0 = \begin{cases} 0.1 + 0.15(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5s \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5s \end{cases} \quad (1.9)$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5s \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5s \\ 1.2 - 0.5(T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5s \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5s \end{cases} \quad (1.10)$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5s \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25s \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9s \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9s \end{cases} \quad (1.11)$$

Criterios de las NTC-Sismo para la Evaluación de las Demandas de Desplazamiento Inelástico

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125s \\ 1.2T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5s \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5s \end{cases} \quad (1.12)$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65s \\ 0.35; & \text{si } T_s > 1.65s \end{cases} \quad (1.13)$$

para el valor T_s , las NTC-Sismo propone que se tomen de la figura 1.3 incluida en las normas o cuando la importancia de la estructura lo justifique, se determinará a partir de ensayos y análisis de dinámica de suelos que tengan en cuenta la estratigrafía y las propiedades del subsuelo.

Ordaz y Pérez Rocha y otros colaboradores observaron que bajo circunstancias generales, el factor de reducción Q' depende del cociente entre el desplazamiento espectral, $S_d(T)$ y el desplazamiento máximo del suelo, D_{\max} (Ordaz,) de la siguiente manera.

$$Q'(T, Q) = 1 + (Q - 1) \left(\frac{S_d(T)}{D_{\max}} \right)^\beta \quad (1.14)$$

$$\beta = 0.5$$

Una versión más simplificada de esta relación se presenta a continuación de acuerdo a las (NTC-Sismo)

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (1.15)$$

la expresión para $T > T_b$ que se presenta en la ecuación 1.15, resulta de considerar que si en este intervalo el espectro de pseudoaceleración sigue lo señalado en la ecuación 1.5 entonces su correspondiente espectro de desplazamiento será.

$$S_d(T) = C \left(\frac{T_b}{2\pi} \right)^2 \left[k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 \right] \quad (1.16)$$

Criterios de las NTC-Sismo para la Evaluación de las Demandas de Desplazamiento Inelástico

sustituyendo la ecuación 1.6 y 1.16 en la ecuación 1.14 con $\beta = 0.5$, se obtiene la expresión Q' cuando $T > T_b$ que se presenta en la ecuación 1.15. Hay que hacer notar que Q' depende tanto de Q como de los parámetros T_a , y T_b , y k ; Estos como se ha indicado, depende de T_s .

1.7 Cálculo de demandas de desplazamiento inelástico

En las recomendaciones de diseño actuales, los desplazamientos laterales inelásticos (Δ_i), son estimados por los desplazamientos elásticos (Δ_e), obtenidos de un análisis elástico lineal de la estructura cuando es sometida a fuerzas laterales de diseño (fuerzas reducidas con el factor de reducción Q'), que posteriormente son afectadas por el factor de comportamiento sísmico (Q), tal como se muestra en la ecuación (1.17), de tal forma que con el factor de amplificación que resulta de Q/Q' , se intenta tomar en cuenta las deformaciones inelásticas impuestas a la estructura durante un sismo de gran intensidad.

$$\Delta_i = \Delta_e \frac{Q}{Q'} \quad (1.17)$$

En las figura 1.7 y 1.8 se muestran los espectros de (Δ_i) para diferentes ductilidades y (Δ_e), de la estación Central de Abastos Oficina del sismo ocurrido el 19 de Septiembre de 1985, con la componente EW, como se puede observar para periodos cercanos al predominante del movimiento del terreno ($T = t_g$), para ductilidad inferior a 3, la demandas de desplazamiento se reducen a la mitad y para ductilidades de 4, 5 y 6 se reducen aproximadamente 4 veces a la de los elásticos ($Q = 1$). Es importante, como se puede ver en las graficas que en este intervalo de periodos las estructuras deben adquirir ductilidades grandes para reducir la demanda de los desplazamiento aunque también se podría incorporar algún sistema que disipe esta energía.

La figura 1.8 que es una relación Δ_i/Δ_e se observa que para periodos cercanos al predominante del movimiento del terreno implica que entre más resistencia lateral se tiene, mayor es la demanda de desplazamiento, por lo que si se despreja la sobrerresistencia en la estructura, se puede producir una importante subestimación de las demandas de desplazamiento lateral

También se observa que para periodos inferiores a 1.0s las estructuras que adquieren ductilidad tienen una mayor demanda de desplazamiento, y se observa que para estructuras con $Q = 1$ adquieren poco desplazamiento.

No obstante para periodos superiores a 6s, se aprecia que para las diferentes ductilidades así como $Q=1$ la demanda de desplazamiento tiende en promedio a ser iguales.

Criterios de las NTC-Sismo para la Evaluación de las Demandas de Desplazamiento Inelástico

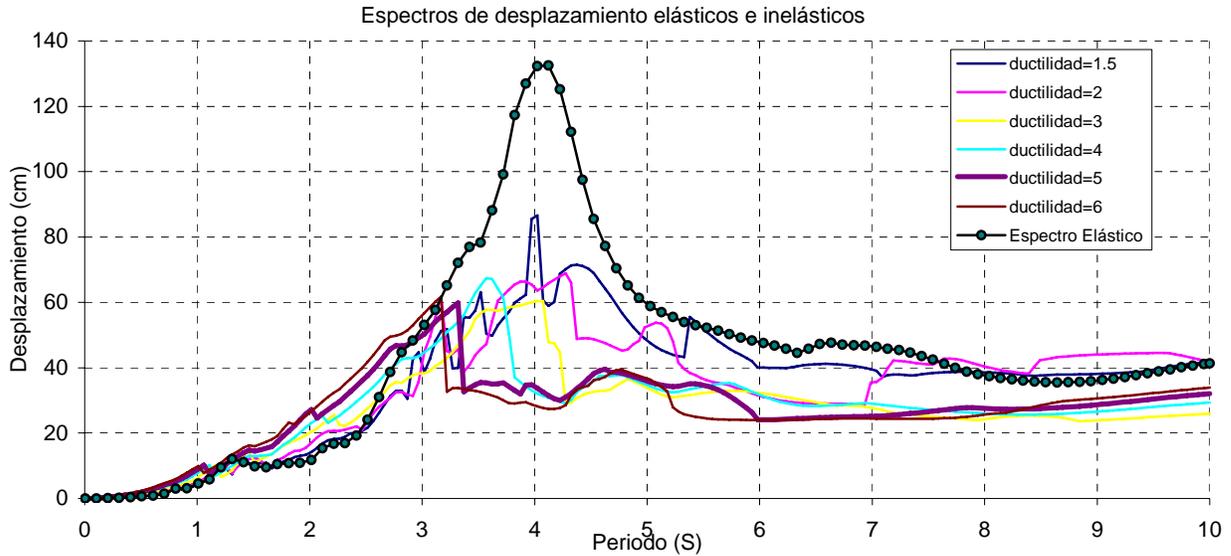


Fig 1.7 demanda de desplazamiento para diferentes ductilidades y para un $Q=1$

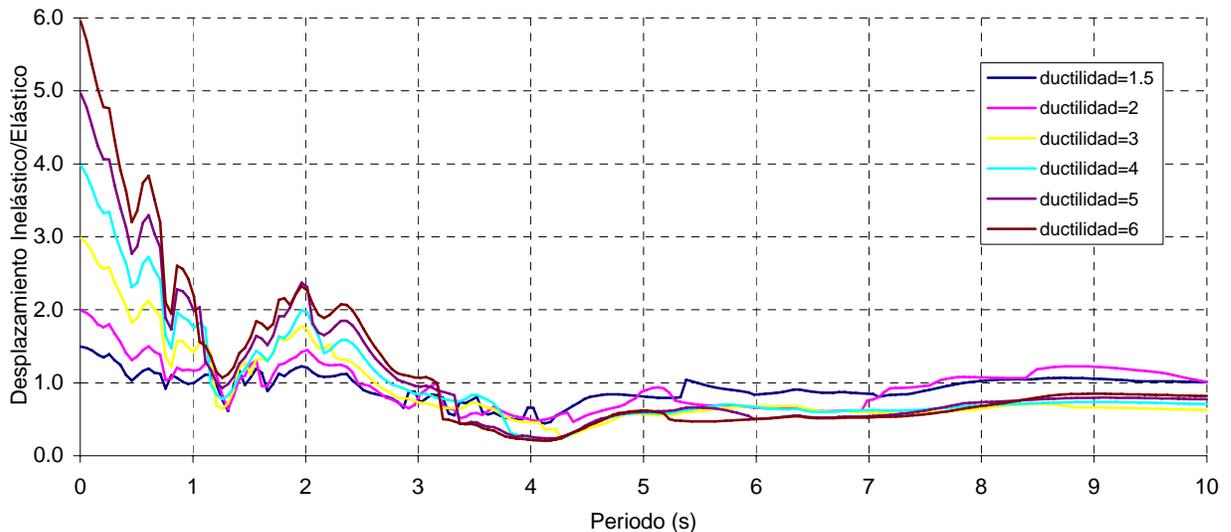


Fig 1.8 Relación de los desplazamientos inelásticos y desplazamientos elásticos

1.7.1 Comparación de la solución exacta con las disposiciones de las NTC-Sismo

Ahora resulta interesante calibrar las disposiciones que establecen la NTC-sismo, sección 4. En la figura 1.9 se muestra la calibración de las estaciones Central de Abastos Oficinas y la SCT con el sismo ocurrido el 19 de Septiembre de 1985, así como la estación Tlatelolco con el sismo del 9 de Octubre de 1995 y la estación Cordoba con el sismo del 25 de Abril de 1989.

Criterios de las NTC-Sismo para la Evaluación de las Demandas de Desplazamiento Inelástico

De acuerdo a las NTC-sismo las demandas de desplazamiento elásticos son modificados por el factor Q/Q' . Las normas contemplan, que el factor de reducción debe de ser aplicada para un $T < T_a$, véase tabla 1.1 y para $T > T_a$ establece que los desplazamiento elásticos no serán modificada por ningún factor de reducción y serán diseñados con un factor de $Q/Q'=1$ ecuación 1.4, pero actualmente en las normas apéndice A.3 contempla otra forma para obtener el factor de reducción véase ecuación 1.15.

El periodo máximo para obtener el factor de reducción, es hasta 1.25s, para el caso de la central de abasto que esta localizada en la zona IIIc y para la SCT, Tlatelolco y Cordoba es de 0.85s ver tabla 1.1. Se puede ver que en las primeras tres estaciones figura 1.8, con ductilidades mayores a 3, subestima casi el doble de las demandas de desplazamiento con periodos de vibración cercanos a 0.5 a 1.0 s, es decir que se encuentra en el rango de la inseguridad ver figura 4.1.

En las graficas 1.9 se puede observar que los criterios que establecen la NTC-sismo donde $T > T_a$, se considera que $Q'=Q$ esta relación no es tanto cierta, cuando el periodo de vibración de la estructura coincide con el periodo de vibración del suelo es decir que existe resonancia $T=T_s$, la ordenada espectral sobreestima hasta 4 veces las demandas de desplazamiento en el caso de la central de abastos, para la SCT se sobreestima 2.5 veces, para la estación Cordoba y Tlatelolco se sobre estima el doble de las demandas de desplazamiento.

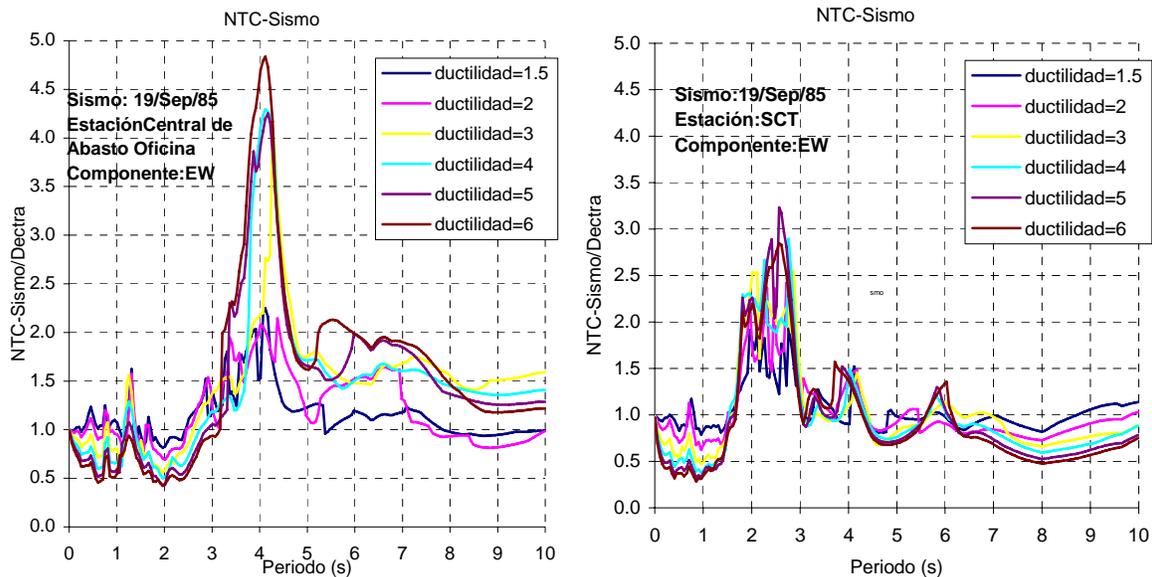


Fig 1.9 Calibración de los métodos propuesto por las NTC-Sismo sección 4 (Reducción de fuerzas sísmica Q')

Criterios de las NTC-Sismo para la Evaluación de las Demandas de Desplazamiento Inelástico

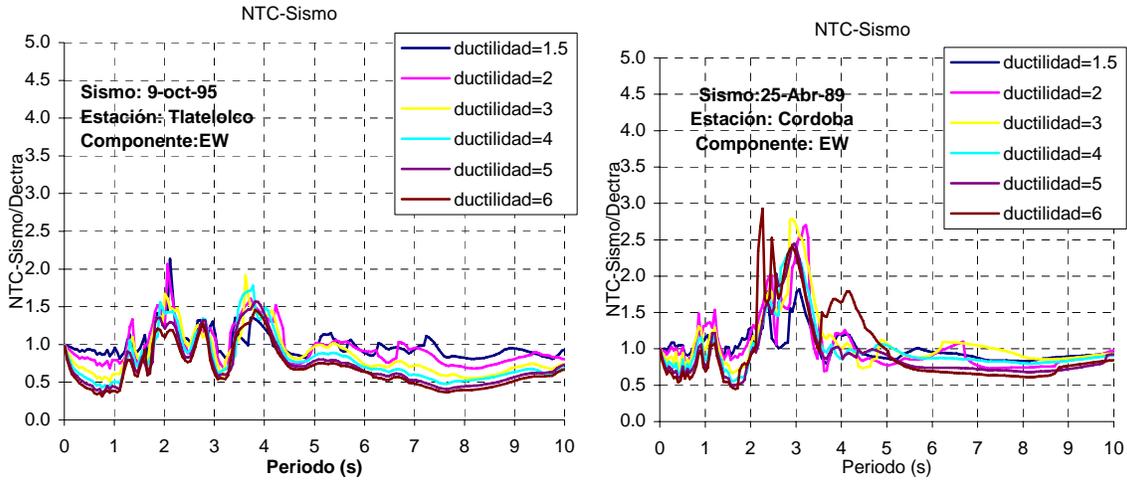


Fig 1.9 Calibración de los métodos propuesto por las NTC-Sismo sección 4 (Reducción de fuerzas sísmica Q')

Para la calibración de acuerdo a los criterios del apéndice A.3, NTC-sismo, se muestra en la figura 1.10 donde se puede observar que la Central de Abastos Oficinas tiende a reducir la sobreestimación hasta 3 veces la demanda de desplazamiento inelástico y de igual manera para la SCT se reduce hasta 2 veces dicha demanda. En lo que cabe no existe mas mejoría de acuerdo a los criterios de las NTC-sismo con respecto a las graficas correspondientes.

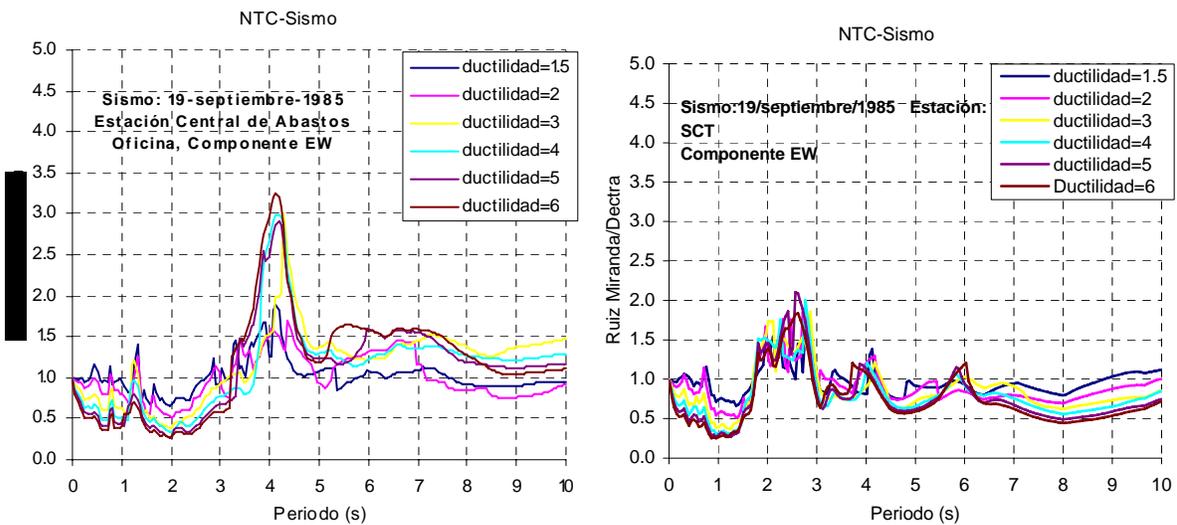


Fig. 1.10 Calibración de los métodos propuesto por la NTC-sismo Apéndice A.3

Criterios de las NTC-Sismo para la Evaluación de las Demandas de Desplazamiento Inelástico

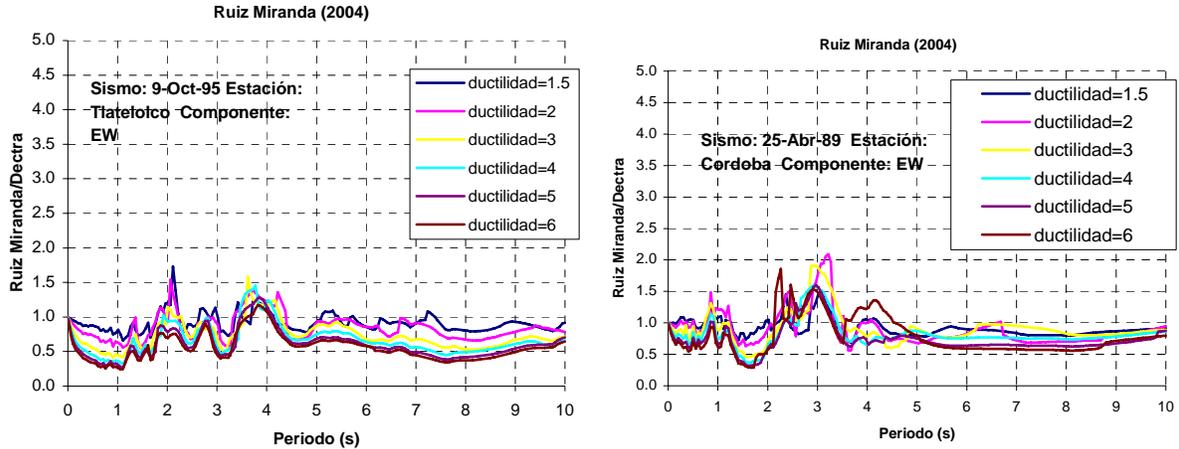


Fig. 1.10 Calibración de los métodos propuesto por la NTC-sismo Apéndice A.3

A continuación se muestran los errores logarítmicos para las diferentes ductilidades, de acuerdo a los criterios que establecen las NTC-Sismo. La obtención de los errores logarítmicos se vera en los capítulos siguientes.

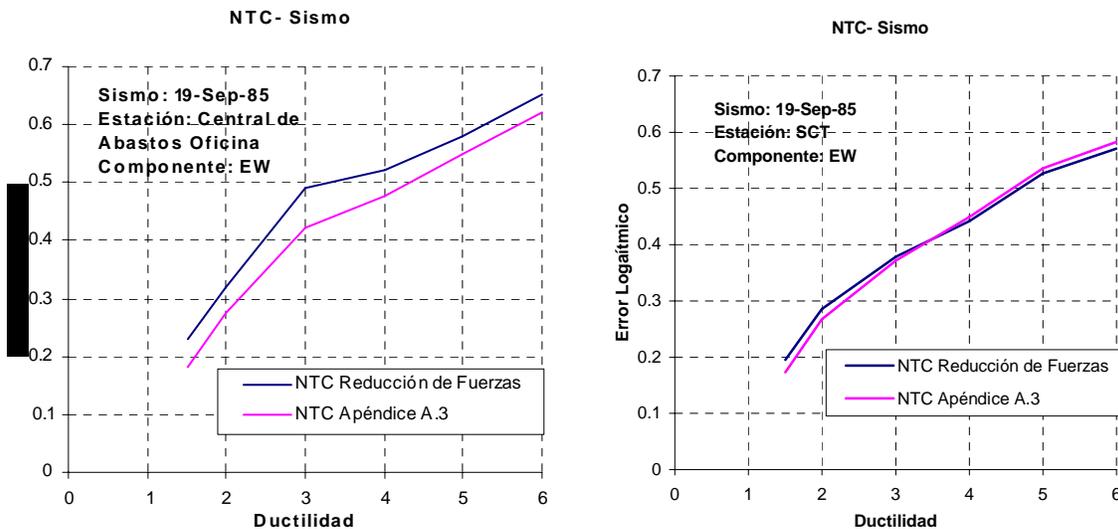


Fig. 1.11 Error logarítmico de acuerdo a los criterios de las NTC-Sismo para las diferentes ductilidades

Criterios de las NTC-Sismo para la Evaluación de las Demandas de Desplazamiento Inelástico

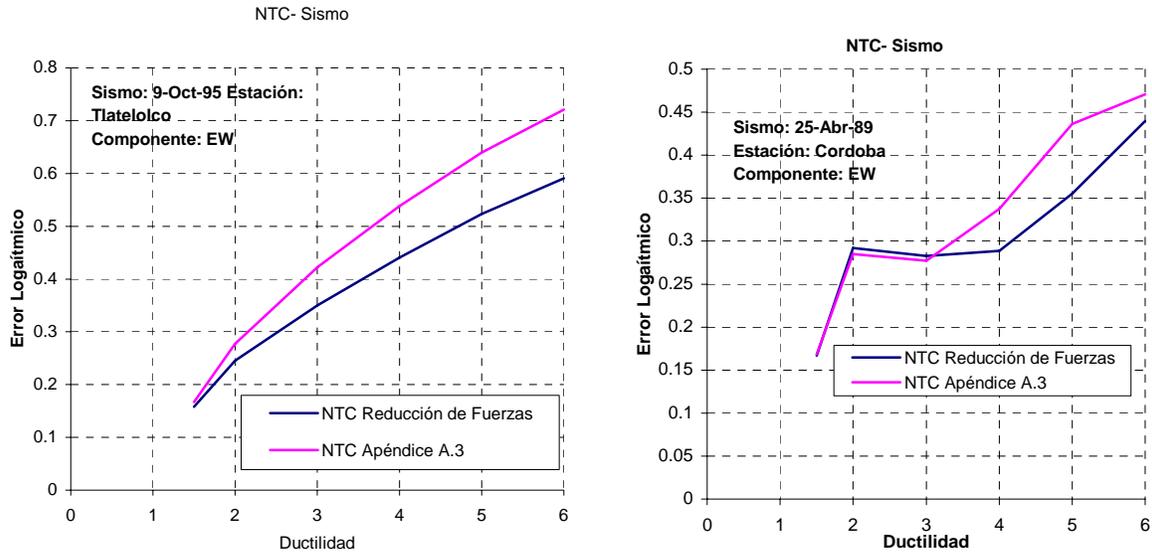


Fig. 1.11 Error logarítmico de acuerdo a los criterios de las NTC-Sismo para las diferentes ductilidades

En la figura 1.12 se muestran los errores logarítmicos por periodo, de acuerdo a los criterios que establecen las NTC-Sismo, se puede apreciar que al aplicar el criterio del apéndice A.3 de acuerdo a las NTC-Sismo se obtiene un mayor margen de error para intervalos cortos de tiempo, también se observa que en el efecto de la resonancia el error logarítmico tiende a ser menor.

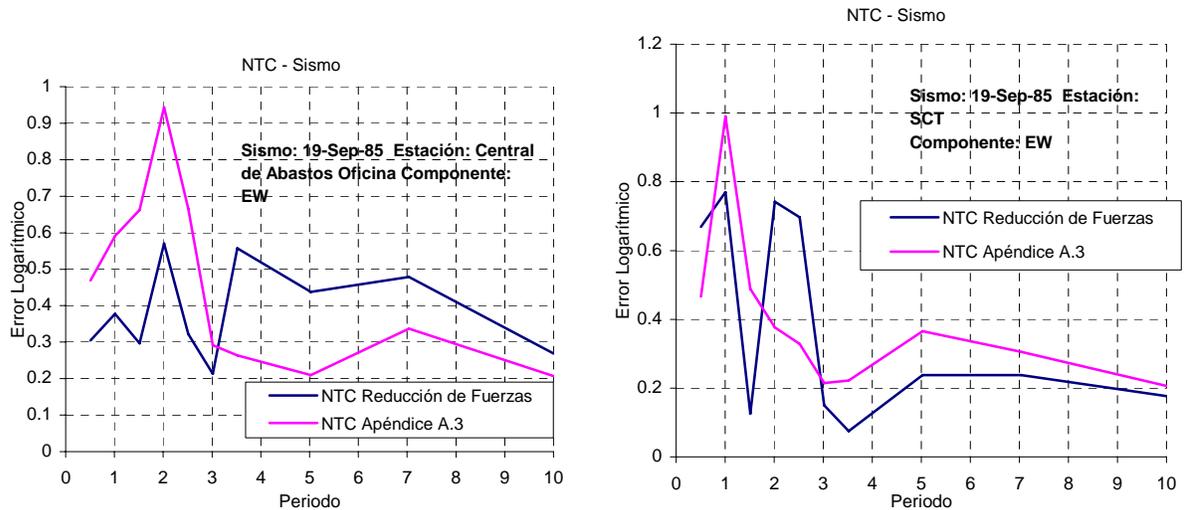


Fig. 1.21 Error logarítmico de acuerdo a los criterios de las NTC-Sismo para las diferentes periodos

Criterios de las NTC-Sismo para la Evaluación de las Demandas de Desplazamiento Inelástico

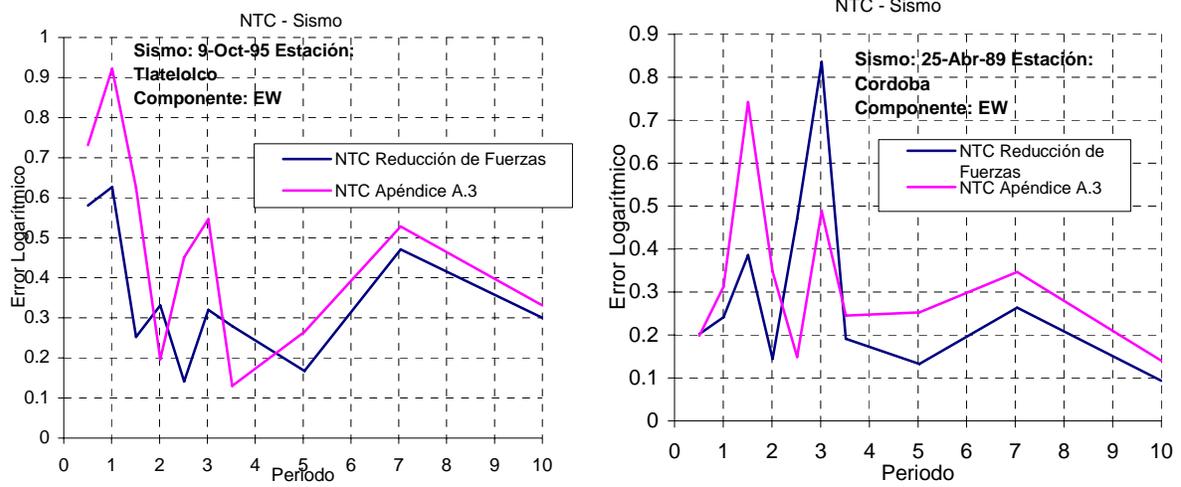


Fig. 1.21 Error logarítmico de acuerdo a los criterios de las NTC-Sismo para las diferentes periodos

CAPÍTULO

2

SOLUCIÓN DE SISTEMAS INELÁSTICO DE UN GRADO DE LIBERTAD

2.1 Ecuación de movimiento

En la ingeniería estructural se ha tenido la necesidad de conocer la respuesta vibratoria de las construcciones ante fuerzas variables con el tiempo, como es el caso de sismos, vientos y otras producidas por maquinarias, motores, explosiones etc. Por tal motivo se a tenido que recurrir a simplificar las estructuras a modelos simples como los osciladores de un grado de libertad para analizar las fuerzas actuantes al ser sometidos a un movimiento sísmico con la aplicación de la dinámica (Meli,2002). Estas fuerzas actuantes se definen de la siguiente manera:

1. Segunda ley de Newton: la fuerza de inercia que de acuerdo al principio D' Alambert es proporcional a la masa y a la aceleración total que esta sufre, representa la cantidad de oposición a dejarse mover con la aceleración impuesta.

$$F_I = m * \ddot{x} \quad 2.1$$

2. Fuerzas que se generan en la columna por su rigidez lateral: Suponiendo que la respuesta de la columna se mantiene dentro de un intervalo lineal, dicha fuerza será igual al producto de desplazamiento relativo de la masa con respecto al suelo, por la rigidez lateral de la columna.

$$F_R = k * x \quad 2.2$$

Solución de Sistemas Inelásticos de un Grado de Libertad

3. Fuerza no conservativas o amortiguadoras del movimiento: trata de restablecer el equilibrio de la estructura en vibración, esta fuerza puede considerarse proporcional a la velocidad de la masa con relación al suelo, al factor de proporcionalidad se le llama coeficiente de amortiguamiento

$$F_A = \zeta * \dot{x} \quad 2.3$$

Una vez deducidos todos los términos obtenidos en un modelo de un grado de libertad, la ecuación de equilibrio dinámico queda definida por:

$$F_I + F_R + F_A = 0$$

Sustituyendo 2.1, 2.2, y 2.3

$$m\ddot{x} + \zeta\dot{x} + kx = P(t) \quad (2.4)$$

donde:

$m = masa$

$\zeta = amortiguamiento$

$k = rigidez$

$P = Fuerza.externa$

$\ddot{x} = aceleración$

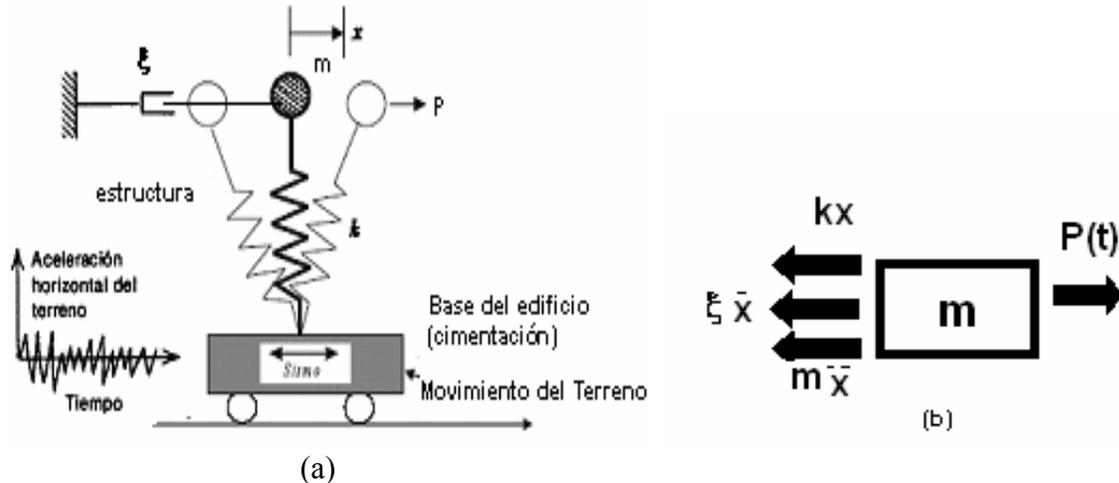
$\dot{x} = velocidad$

$x = desplazamiento$

2.1.1 Solución de sistemas inelásticos

Con base a las suposiciones descritas la ecuación de movimiento 2.4 resulta ser una ecuación lineal diferencial ordinaria de segundo orden. Existen situaciones especiales en el que el modelo lineal no representa las características dinámicas de la estructura. Para ello es necesario realizar un análisis no lineal contemplando otras características especiales a las propiedades estructurales. Se puede tener no linealidad en los tres términos de fuerza. Pero es conveniente obviar la no linealidad en el término de masa, puesto que esta se mantiene constante en la vida de una estructura $m(t) = cte$. En cambio si se debe considerar la no linealidad por amortiguamiento que, por tratarse de un fenómeno viscoso, el coeficiente de amortiguamiento depende de la velocidad y no es constante $\zeta(\dot{x}) \neq cte$. Este tipo de respuesta no es posible contemplarlas dentro de los espectros de respuesta. La no linealidad en la rigidez $k(x) \neq cte$, se puede producir por dos motivos: uno por que se presentan grandes deformaciones, y otro por la no linealidad constitutiva del material propiamente dicho; se debe a fenómenos de plasticidad, degradación, fractura etc.(Paz, 1992)

Solución de Sistemas Inelásticos de un Grado de Libertad



**Fig. 2.2 (a) Modelo para un sistema con un grado de libertad
(b) diagrama de cuerpo libre mostrando la fuerza de inercia,
la fuerza de amortiguación, la fuerza del resorte, y la fuerza externa**

Consideremos la figura 2.2 el modelo de un grado de libertad y su correspondiente diagrama de cuerpo libre. El equilibrio dinámico de este sistema quedaría igualando a cero la suma de fuerza de inercia $F_I(t_i)$, fuerza de amortiguación $F_A(t_i)$, la fuerza en el resorte $F_R(t_i)$ y la fuerza exterior $P(t_i)$. Por lo tanto el equilibrio dinámico en un instante t_i queda expresada como:

$$F_I(t_i) + F_R(t_i) + F_A(t_i) = P(t_i) \quad (2.5)$$

Después de un corto tiempo, Δt la ecuación se puede expresar de la siguiente manera

$$F_I(t_i + \Delta t) + F_R(t_i + \Delta t) + F_A(t_i + \Delta t) = P(t_i + \Delta t) \quad (2.6)$$

Restando la ecuación (2.5) de la ecuación (2.6) resulta la ecuación diferencial en función de los incrementos:

$$\Delta F_I + \Delta F_R + \Delta F_A = \Delta P \quad (2.7)$$

Suponiendo que la fuerza de amortiguación es función de la velocidad el cual no es lineal y que la fuerza en el resorte es función del desplazamiento que tampoco es lineal, mientras que la fuerza de inercia permanece proporcional a la aceleración, podemos entonces expresar las fuerzas incrementales como sigue:

$$\Delta F_I = m * \Delta \ddot{x}_i \quad (2.8a)$$

$$\Delta F_R = K_i * \Delta x_i \quad (2.8b)$$

$$\Delta F_A = \xi_i * \Delta \dot{x}_i \quad (2.8c)$$

Solución de Sistemas Inelásticos de un Grado de Libertad

Donde el desplazamiento incremental Δx , la velocidad incremental $\Delta \dot{x}$, y la aceleración incremental $\Delta \ddot{x}$, están dados por

$$\Delta x_i = x(t_i + \Delta t) - x(t_i) \quad (2.9)$$

$$\Delta \dot{x}_i = \dot{x}(t_i + \Delta t) - \dot{x}(t_i) \quad (2.10)$$

$$\Delta \ddot{x}_i = \ddot{x}(t_i + \Delta t) - \ddot{x}(t_i) \quad (2.11)$$

El coeficiente k , de las ecuaciones (2.8) se definen como la derivada, con respecto al desplazamiento, de la fuerza del resorte calculada al tiempo presente, t_i , esto es.

$$k_i = \left(\frac{dF_R}{dx} \right)_{x=x_i} \quad (2.12)$$

Similarmente, el coeficiente C_i se define como la derivada, con respecto a la velocidad, de la fuerza de amortiguación calculada al tiempo presente t_i , esto es.

$$\zeta_i = \left(\frac{dF_A}{d\dot{x}} \right)_{\dot{x}=\dot{x}_i} \quad (2.13)$$

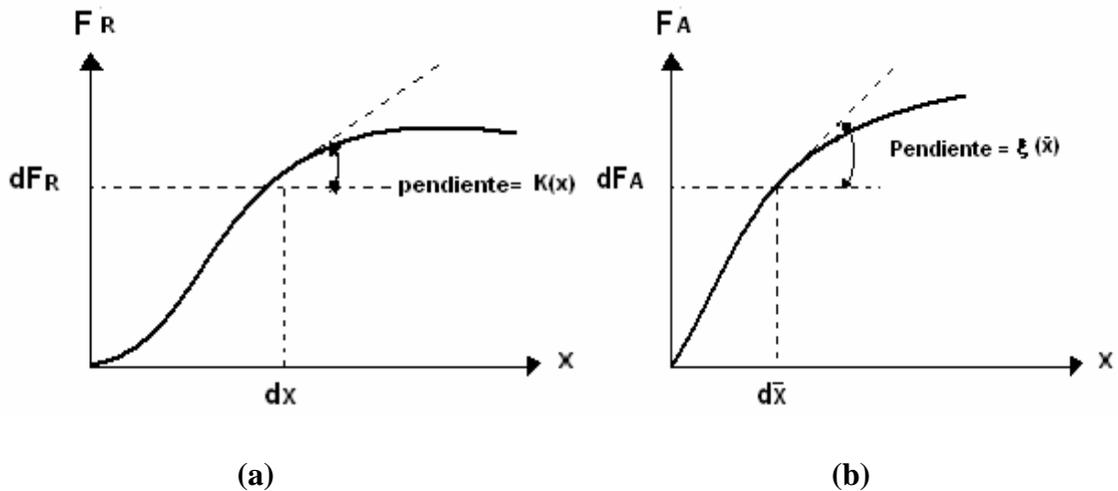


Fig. 2.3 (a) Rigidez no lineal (b) Amortiguamiento no lineal

Solución de Sistemas Inelásticos de un Grado de Libertad

Estos dos coeficientes K_i y ξ_i , se pueden representar en la figura 2.3. la sustitución de las ecuaciones (2.8) en la ecuación (2.7), da por resultado una forma conveniente para la ecuación incremental.

$$m\Delta\ddot{x}_i + \xi_i\Delta\dot{x}_i + k_i\Delta x_i = \Delta P_i \quad (2.14)$$

donde los coeficientes ξ_i y K_i , son calculados para valores de velocidad y desplazamiento en el instante t_i y son considerados constantes durante el intervalo de tiempo Δt . Puesto que, en general, estos dos coeficientes no permanecen constantes durante este incremento de tiempo, la ecuación (2.14) es una ecuación aproximada (Paz, 1992).

2.2 Métodos de solución

Para realizar un análisis no lineal existen diferentes procedimientos para realizar la integración numérica tales como: método de Newmark (aceleración lineal y aceleración constante) método de la diferencia central, método de Houbolt, método Φ de Wilson, método de interpolación lineal de la excitación entre otros. A continuación se hace una breve descripción del método que utiliza el programa empleado para este estudio, y es el que corresponde al método de interpolación lineal (método de las ocho constantes)

2.2.1 Método basado en interpolación lineal (8 constantes)

Es un procedimiento numérico muy eficaz que puede desarrollarse para sistemas lineales y para sistemas no lineales con interpolación de la excitación para cada intervalo de tiempo. Si los intervalos de tiempo son cortos, la interpolación lineal es satisfactoria, la forma en que trabaja dicho método se describe a continuación para un intervalo de tiempo (Chopra,1995) $t_i \leq t \leq t_{i+1}$, la función de la excitación esta dada por:

$$p(\tau) = p_i + \frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} \tau \quad (2.15)$$

Donde Δp_i se puede expresar como una función lineal durante un intervalo de tiempo τ , $p(\tau)$ es la fuerza externa, i es el numero del paso del tiempo 0 a N , véase figura 2.4

$$\Delta p_i = p_{i+1} - p_i \quad (2.16)$$

Solución de Sistemas Inelásticos de un Grado de Libertad

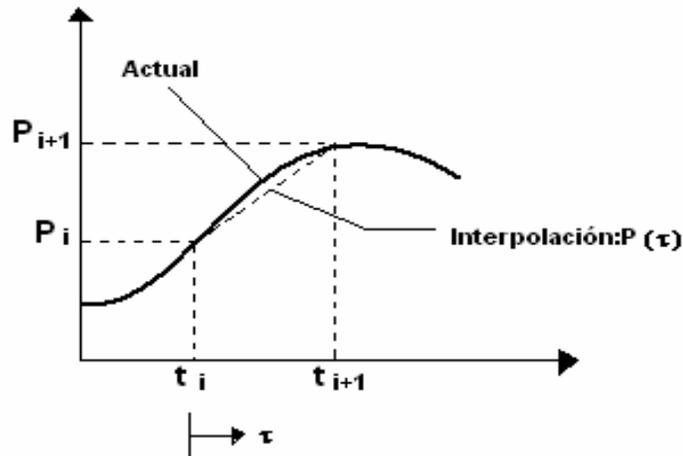


Fig. 2.4 forma para interpolar linealmente la excitación

y la variable del tiempo τ varía de 0 a Δt_i . Para simplificar los cálculos, se considera primero para sistemas sin amortiguamiento, posteriormente se extiende para los casos con amortiguamiento. Para sistemas sin amortiguamiento la ecuación está dada por:

$$m\ddot{x} + kx = p_i + \frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} \tau \quad (2.17)$$

la respuesta $x(\tau)$ para cada intervalo de tiempo $0 \leq \tau \leq \Delta t_i$, es la suma de las tres partes: (1) vibración libre para desplazamiento inicial x_i y velocidad \dot{x}_i para un $\tau = 0$, (2) la respuesta para ceder fuerza p_i , para condiciones iniciales cero y (3) respuesta para incrementar la fuerza $(\Delta p_i / \Delta t_i) \tau$

Para condiciones iniciales cero, se tiene la siguiente ecuación:

$$x(\tau) = x_i \cos \omega_n \tau + \frac{\dot{x}_i}{\omega_n} \sin \omega_n \tau + \frac{p_i}{k} (1 - \cos \omega_n \tau) + \frac{\Delta p_i}{k} \left(\frac{\tau}{\Delta t_i} - \frac{\sin \omega_n \tau}{\omega_n \Delta t_i} \right) \quad (2.18)$$

y

$$\frac{\dot{x}(\tau)}{\omega} = -x_i \sin \omega_n \tau + \frac{\dot{x}_i}{\omega_n} \cos \omega_n \tau + \frac{p_i}{k} \sin \omega_n \tau + \frac{\Delta p_i}{k} \frac{1}{\omega_n \Delta t_i} (1 - \cos \omega_n \tau) \quad (2.19)$$

Solución de Sistemas Inelásticos de un Grado de Libertad

evaluando estas ecuaciones para $t = \Delta t_i$ obtenemos desplazamiento x_{i+1} , y velocidad \dot{x}_{i+1} , para un tiempo $t = i+1$, por lo que las ecuaciones correspondientes toman la siguiente forma:

$$x_{i+1} = x_i \cos(\omega_n \Delta t_i) + \frac{\dot{x}_i}{\omega_n} \sin(\omega_n \Delta t_i) + \frac{p_i}{k} [1 - \cos(\omega_n \Delta t_i)] + \frac{\Delta p_i}{k} \frac{1}{\omega_n \Delta t_i} [\omega_n \Delta t_i - \sin(\omega_n \Delta t_i)] \quad (2.20)$$

$$\frac{\dot{x}_{i+1}}{\omega_n} = -x_i \text{sen}(\omega_n \Delta t_i) + \frac{\dot{x}_i}{\omega_n} \cos(\omega_n \Delta t_i) + \frac{p_i}{k} \text{sen}(\omega_n \Delta t_i) + \frac{\Delta p_i}{k} \frac{1}{\omega_n \Delta t_i} [1 - \cos(\omega_n \Delta t_i)] \quad (2.21)$$

ahora bien para obtener la respuesta de desplazamiento con amortiguamiento se tiene la siguiente expresión junto con la ecuación 2.16.

$$x_{i+1} = Ax_i + B\dot{x}_i + Cp_i + Dp_{i+1} \quad (2.22)$$

$$\dot{x}_{i+1} = A'x_i + B'\dot{x}_i + C'p_i + D'p_{i+1} \quad (2.23)$$

Las expresiones siguientes contemplan sistema con amortiguamiento expresadas con coeficientes (A,BD') dadas en las ecuaciones 2.24 - 2.31. Estas constantes están en función de la frecuencia natural ω_n , rigidez k, y del amortiguamiento ξ , dentro de un intervalo $\Delta t = \Delta t_i$

$$A = e^{-\xi\omega_n\Delta t} \left(\frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \sin \omega_D \Delta t + \cos \omega_D \Delta t \right) \quad (2.24)$$

$$B = e^{-\xi\omega_n\Delta t} \left(\frac{1}{\omega_D} \sin \omega_D \Delta t \right) \quad (2.25)$$

$$C = \frac{1}{k} \left\{ \frac{2\xi}{\omega_n \Delta t} + e^{-\xi\omega_n\Delta t} \left[\left(\frac{1-2\xi^2}{\omega_D \Delta t} - \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \right) \sin \omega_D \Delta t - \left(1 + \frac{2\xi}{\omega_n \Delta t} \right) \cos \omega_D \Delta t \right] \right\} \quad (2.26)$$

$$D = \frac{1}{k} \left[1 - \frac{2\xi}{\omega_n \Delta t} + e^{-\xi\omega_n\Delta t} \left(\frac{2\xi^2 - 1}{\omega_D \Delta t} \sin \omega_D \Delta t + \frac{2\xi}{\omega_n \Delta t} \cos \omega_D \Delta t \right) \right] \quad (2.27)$$

Solución de Sistemas Inelásticos de un Grado de Libertad

$$A' = -e^{-\xi\omega_n\Delta t} \left(\frac{\omega_n}{\sqrt{1-\xi^2}} \sin \omega_D \Delta t \right) \quad (2.28)$$

$$B' = e^{-\xi\omega_n\Delta t} \left(\cos \omega_D \Delta t - \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \sin \omega_D \Delta t \right) \quad (2.29)$$

$$C' = \frac{1}{k} \left\{ -\frac{1}{\Delta t} + e^{-\xi\omega_n\Delta t} \left[\left(\frac{\omega_n}{\sqrt{1-\xi^2}} + \frac{\xi}{\Delta t \sqrt{1-\xi^2}} \right) \sin \omega_D \Delta t + \frac{1}{\Delta t} \cos \omega_D \Delta t \right] \right\} \quad (2.30)$$

$$D' = \frac{1}{k\Delta t} \left[1 - e^{-\xi\omega_n\Delta t} \left(\frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \sin \omega_D \Delta t + \cos \omega_D \Delta t \right) \right] \quad (2.31)$$

La forma de calcular la respuesta inelástica de acuerdo al método basado en la interpolación lineal considerando amortiguamiento, es necesario resolver las ecuaciones 2.24 – 2.31 para después ser sustituidas en las ecuaciones 2.22 – 2.23, conocido p_i y p_{i+1} , que es la fuerza externa véase figura 2.4 donde: x_{i+1}, \dot{x}_{i+1} es la respuesta de desplazamiento y de velocidad respectivamente.

Desde que se recurre a la fórmula, son derivadas de la solución exacta de la ecuación de movimiento, la única restricción es el tamaño del paso del tiempo Δt esta permite una aproximación de la respuesta provocada por la excitación.

Este procedimiento numérico es especialmente útil cuando la excitación se define para intervalos de tiempo extremadamente cortos.

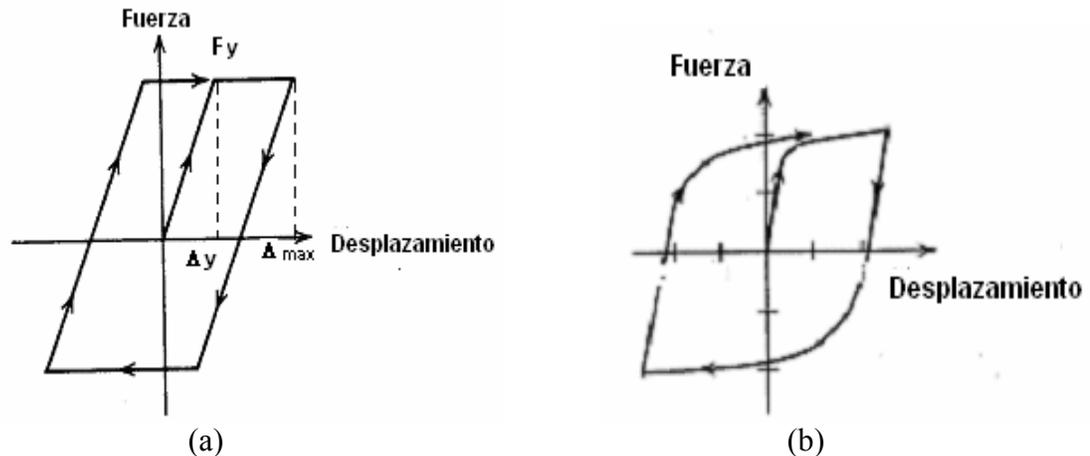
Si el paso del tiempo Δt es constante, el coeficiente A, B, D' necesitan ser computados

2.3 Modelo Elasto-plástico

La energía que un terremoto induce a la estructura se disipa por efecto combinado del amortiguamiento, y sobre todo, de las *deformaciones inelásticas de sus elementos*. Esta capacidad de los elementos estructurales para disipar energía mediante deformaciones cíclicas en el dominio inelástico, sin que se produzca su colapso, se le denomina ductilidad estructural. Por lo anterior, es importante considerar el comportamiento no lineal de los materiales dentro de un análisis dinámico paso a paso, para ello se recurre a modelos que simplifican dicho comportamiento de los materiales, tales como es ilustra en la figura 2.5 se muestra dos modelos con un comportamiento elastoplástico.

Solución de Sistemas Inelásticos de un Grado de Libertad

El comportamiento elastoplástico (a) y el comportamiento plástico general (b) que se ilustra en la figura 2.5, puede verse que ambos tienen un comportamiento hasta un cierto punto elástico lineal al momento de ser excitados por una fuerza sísmica, y después de cualquier movimiento adicional puede decirse que fluye plásticamente. Cuando la excitación comienza a reducirse, el comportamiento es nuevamente elástico, hasta que una fuerza opuesta provoque que fluya plásticamente (compresión). Así que la estructura puede estar sometida a cargas y descarga cíclicas. La única diferencia entre estos dos modelos es que el comportamiento elastoplástico, se simplifica, de que en un punto definitivo fluye plásticamente.

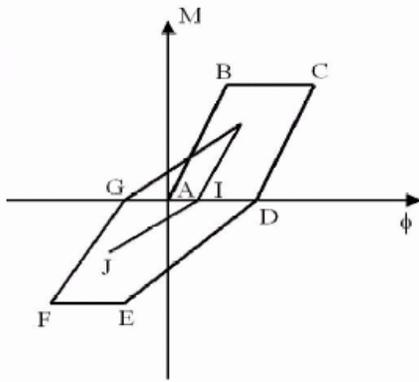


**Fig 2.5 Modelos estructurales inelástico (a) comportamiento elastoplástico
(b) comportamiento plástico general**

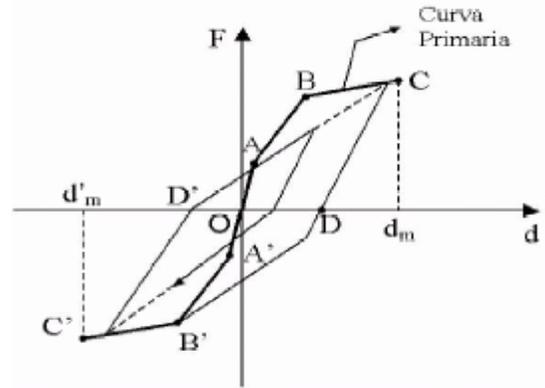
Para los análisis realizados en este trabajo se empleó un modelo elastoplástico perfecto (figura 2.5) Aunque, se reconoce la existencia de otros tipos de comportamiento inelástico que pueden representarse con diferentes modelos de sus ciclos de histéresis como son:

Modelo propuesto por Clough en (1966) en la figura 2.4 (a), una variante del modelo elastoplástico, que incorpora el efecto de la degradación de rigidez; un modelo más refinado y sofisticado fue desarrollado por Takeda et al. (1970) figura 2.4 (b); una versión más simple del modelo de Takeda, fue propuesta por Otani (1974) y Iltis (1975) figura 2.4 (c); modelo Q-Hyst (1979) figura 2.4 (d); modelo propuesto por Roufaiel y Meyer (1987) corresponde a una curva envolvente lineal; el modelo incluye en las ramas de descarga, la degradación de la rigidez con la deformación inelástica máxima y en las ramas de recarga el efecto de estrechamiento el modelo se ilustra en la figura 2.4 (e); Chung et al (1987) han extendido el modelo de Roufaiel y Meyer para incluir la degradación de la resistencia y la rigidez bajo ciclos de carga de amplitudes constantes.

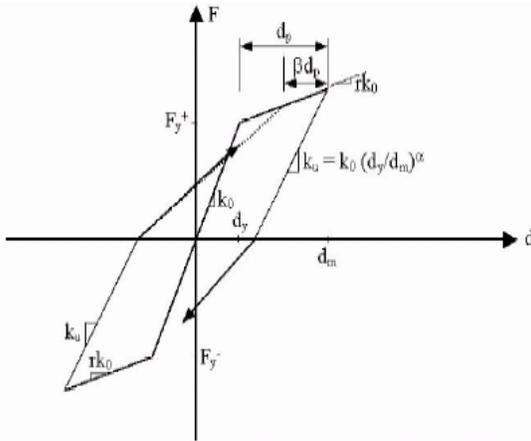
Solución de Sistemas Inelásticos de un Grado de Libertad



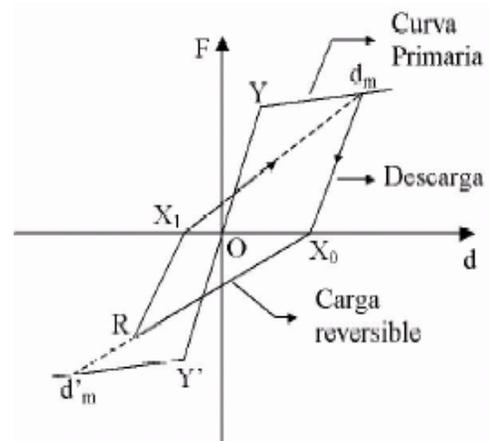
(a) Clough (1966)



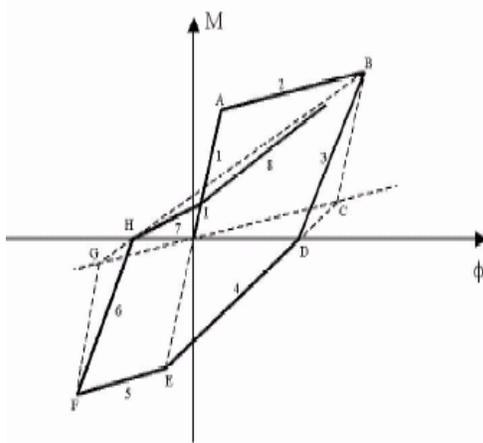
(b) Takeda et al. (1970)



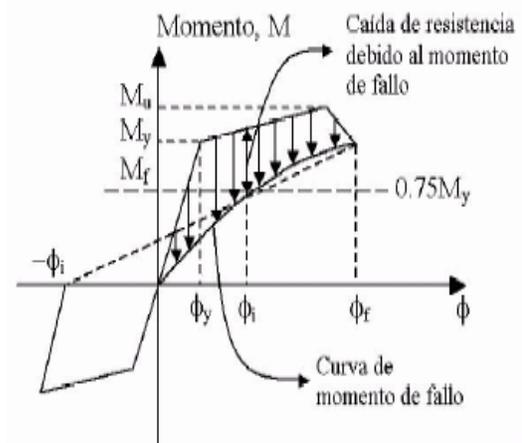
(c) Otani y Litton (1975)



(d) Q-Hyst (1979)



(e) Roufaiel y Meyer (1987)



(f) Chung et al. (1987)

Fig. 2.4 Modelos de Histéresis para el comportamiento de sistemas inelásticos

CAPÍTULO

3

SISMOS CONSIDERADOS PARA EL ESTUDIO

3.1 Antecedente

Durante tiempos históricos se tiene conocimiento de terremotos que han ocasionado destrucción en ciudades y poblados de todos los continentes de la tierra. Un elevado porcentaje de los centenares de miles de víctimas cobradas por los sismos, se debe al derrumbe de construcciones hechas por el hombre; el fenómeno sísmico se ha ido transformando así en una amenaza de importancia creciente en la medida en que las áreas urbanas han crecido y se han hecho más densas. Las soluciones constructivas más duraderas han sido aquellas capaces de resistir las acciones externas y de uso; entre las acciones externas, deben incluirse las acciones sísmicas.

3.2 Constitución geológica de los suelos de la ciudad de México

Antes de comentar de los sismos considerados para este estudio, es importante revisar brevemente las características geológicas y la zonificación de la ciudad de México, para ubicar las zonas de mayor impacto sobre las estructuras. El valle de México es una unidad geográfica limitada al norte por las sierras de Tepozotlán, Guadalupe, Tezotlalpal y Pachuca; al este por los Llanos de Apan, los Montes del Río Frío y la Sierra Nevada; al sur por las Sierras de Cuauhtzin y el Ajusco; y al oeste, por las Sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo.

La superficie total del valle de México es del orden de 7,160 km², de los cuales 3,080 km² corresponde a la zona francamente montañosa y 2,050 km², a zonas bajas bien definidas. La altura sobre el nivel del mar en la parte más baja es de 2,240 m aproximadamente.

Sismos Considerados para el Estudio

Dentro del valle de México se ubica en el Distrito Federal, una buena parte de la ciudad se encuentra construida sobre el fondo del ex lago de Texcoco y del ex lago de Xochimilco como se ilustra en la figura 3.1

Todo el valle de México se caracteriza por la muy intensa actividad volcánica que tuvo lugar en el pasado en la cual quedan aun vestigios en forma de un gran número de volcanes apagados, junto con el Popocatepetl aun activo. Los depósitos más finos que aparecen en el subsuelo de la ciudad de México corresponden al mismo origen volcánico.

Se puede generalizar que los suelos de la planicie lacustre del valle de México se originaron durante el pleiceno medio y superior y por supuesto en holoceno, formándose una secuencia de estratos blandos arcillosos, intercalados con capas y lentes duros. Los primeros son a consecuencia de depósito de partículas finas en lagos y los segundos por el depósito de cenizas volcánicas o aluviones, así como la influencia de secado de suelos blandos expuestos al calor solar. El pleiceno se caracterizó por sus grandes cambios climáticos, así en las latitudes altas y zonas montañosas se formaron glaciares con manto de hielo que cubrieron hasta tres veces el área actual. En las latitudes tropicales también sucedieron grandes transformaciones, sus bosques se expandían en épocas húmedas y se reducían en las secas. En el holoceno, en la parte central del valle los depósitos son de origen fluvial o lacustre muy recientes. (Santoyo,1989)

Para concluir, la ciudad se encuentra actualmente constituida sobre depósitos eólicos, aluviales, y sobre depósitos lacustres así como otros mecanismos como la desintegración mecánica y descomposición química de las rocas entre otros factores.

La desintegración mecánica es debido a la interperización de las rocas por agentes físicos, tales como cambios periódicos de temperatura, acción de la congelación del agua en las juntas y grietas de las rocas, etc. Por este fenómeno las rocas llegan a formar arenas y cuando mucho limos y en casos especiales arcillas.

Desintegración química se debe a la acción de agentes que atacan a las rocas modificando su constitución mineralógica o química; el principal es el agua y el mecanismo de ataque es la oxidación, la hidratación y carbonatación. Estos mecanismos principalmente producen arcilla como último producto de descomposición.

Los depósitos lacustres, son generalmente de grano fino a causa de la pequeña velocidad con que las aguas fluyen en los lagos. Los suelos aluviales, son suelos transportados por el agua, el tamaño de sus grano puede ser fino o grueso y su forma es sub-redondeada. Y los suelos eólicos, son suelos transportados por el viento, para que se produzca su depositación basta que el viento disminuya su velocidad hasta que sus partículas de limo o los granos de arena no puedan mantenerse en el aire.

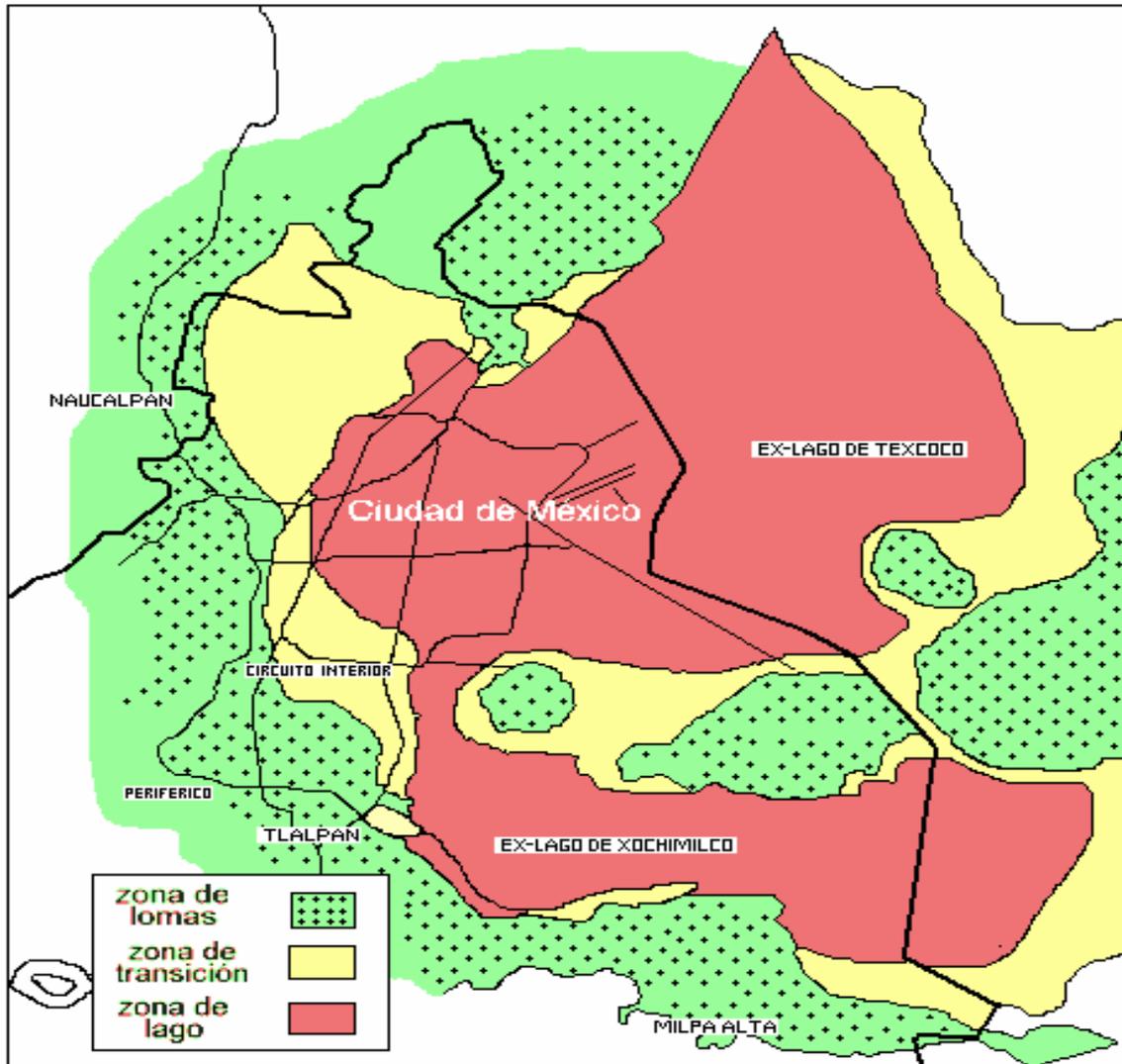


Fig 3.1 Zonificación de la ciudad de México

3.2.1 Zonificación del valle de México

Numerosos estudios en relación con el suelo del valle de México han permitido zonificar la ciudad de México en tres grandes áreas atendiendo a un punto de vista estratigráfico: Zona de lomas, zona de transición y zona de lago.

La zona de lomas está constituida por terrenos compactos, areno- limoso, con alto contenido de grava unas veces y con tobas pumíticas bien cementadas y otras partes de esta zona invade derrames basálticos (Pedregal). En general, la zona de lomas presenta buenas condiciones para desplantar una estructura.

La zona de transición, en donde las condiciones del suelo desde el punto de vista estratigráfico varía muchísimo de un punto a otro de la zona urbanizada, aparecen depósitos superficiales arcillosos o limosos, orgánicos, cubriendo arcillas volcánicas muy compresibles que se

Sismos Considerados para el Estudio

presentan en espesores variables, con intercalaciones de arenas limosas o limpias, compactas, todo el conjunto subyace sobre mantos potentes, predominantemente de arena y grava.

La zona denominada como de lago, llamada así porque en parte corresponde a los terrenos que constituyen el antiguo lago de Texcoco, en esta zona predomina depósitos areno-arcillosos o limosos o bien rellenos artificiales de varios metros de espesor. Arcillas de origen volcánico, altamente compresibles, con intercalaciones de arena. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura con espesores variables de varios centímetros a varios metros.

3.3 Fuentes Sísmicas

Un temblor puede definirse como una vibración de la tierra que puede ser producida por diferentes causas; el colapso del techo de cavernas o minas, el choque de objetos pesados contra la superficie, erupciones volcánicas y acomodamientos de la corteza terrestre (lo que se conoce como tectónicas de placas). A los temblores se les conoce también como sismos o terremotos. Los más importantes desde el punto de vista ingenieril por su alta intensidad y los problemas que estos provocan son los de origen tectónico.

La teoría tectónica de placas o de la deriva continental es la más aceptada hasta hoy ya que explica que existen acomodamientos de las grandes placas, en que se encuentra dividida la corteza terrestre, al haber movimientos relativos entre ellas. De acuerdo a esta teoría los actuales continentes formaron hace unos doscientos millones de años un solo continente, que por alguna causa se fracturó empezándose a mover en distintas direcciones con una velocidad promedio de 1 cm a 10 cm por año.

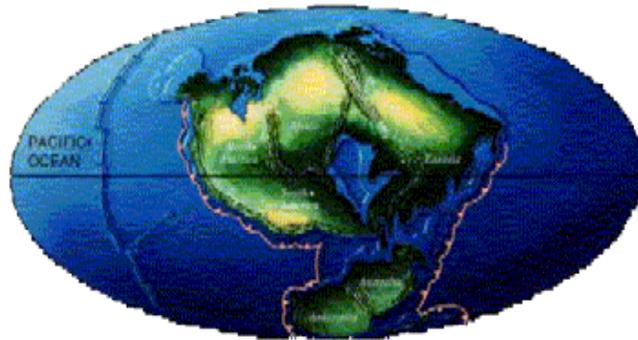


Fig 3.2 . Distribución de los continentes hace 4,500 millones de años

En la actualidad la litosfera está dividida en un buen número de grandes placas lo que se ilustra en la figura 3.3 entre ellas se encuentra la placa Africana, Australiana, de Filipinas, de Eurasia, de Fidji, Pacífico, del Antártico, Cocos, de Nasca, Norte Americana, del Caribe, de America del Sur, entre otras placas. Se puede observar que los límites de las placas no coinciden con los límites de los continentes, una placa puede contener porciones de continente y porciones de océano.

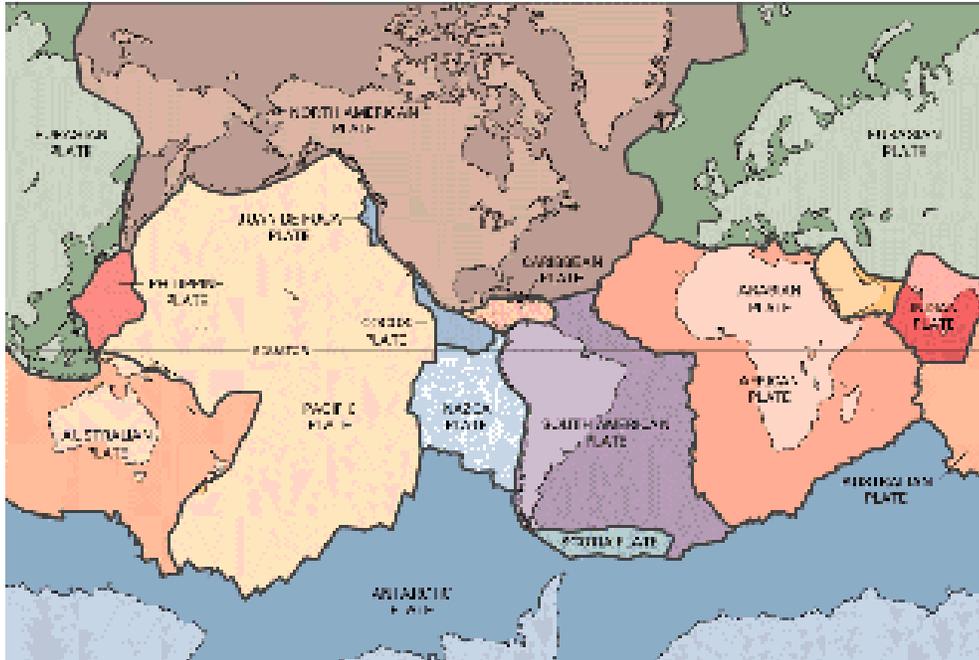


Fig 3.3. Distribución de las placas tectónicas en el mundo.

Para el caso de la República Mexicana, la actividad sísmica es producida principalmente por la interacción de las placas tectónicas de Cocos, de Rivera, de Nasca, del Pacífico y de Norteamérica (figura 3.4). La interacción de las placas del Pacífico, así como la del Caribe con respecto a la norteamericana, presenta una falla transcurrente donde dos placas se mueven entre sí lateralmente (esfuerzos cortantes). Mientras que la subducción se da en la placa de Cocos y Rivera bajo la placa Norteamericana, que va desde el estado de Jalisco hasta el estado de Chiapas (esfuerzos a compresión). Y por último la placa del Pacífico se aleja de la placa de Cocos y la de Rivera, pero solo una porción es caracterizada como una falla normal (esfuerzo a tensión).

Se ha identificado también que los rasgos morfológicos que presenta la superficie de la Tierra, como son los grabens o fosas así como pequeñas y grandes cadenas montañosas, volcanes, pliegues y en general las principales estructuras geológicas se deben en buena parte a estos mismos efectos de movimiento entre placas.

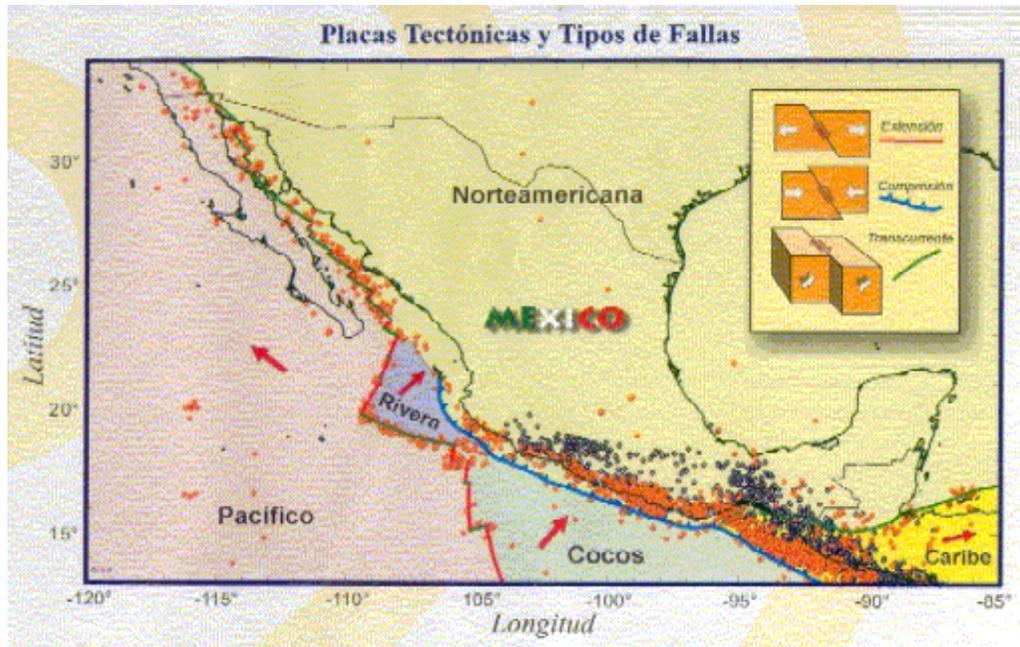


figura 3.4 Distribución de las Placas Tectónicas en la República Mexicana.

Los eventos sísmicos más importantes que se han registrado en el País, han tenido lugar a lo largo de la costa del Pacífico, en la zona de subducción de la placa de Cocos y de Rivera bajo la de Norteamérica, así como algunas excepciones de eventos dentro del continente debido a la fractura de la Placa de Norteamérica, como se muestra en la en la figura 3.5. Estos han originado mayor cantidad de temblores de gran magnitud ($M_s > 7$), así como la deformación (proceso de subducción) de la superficie del territorio nacional.

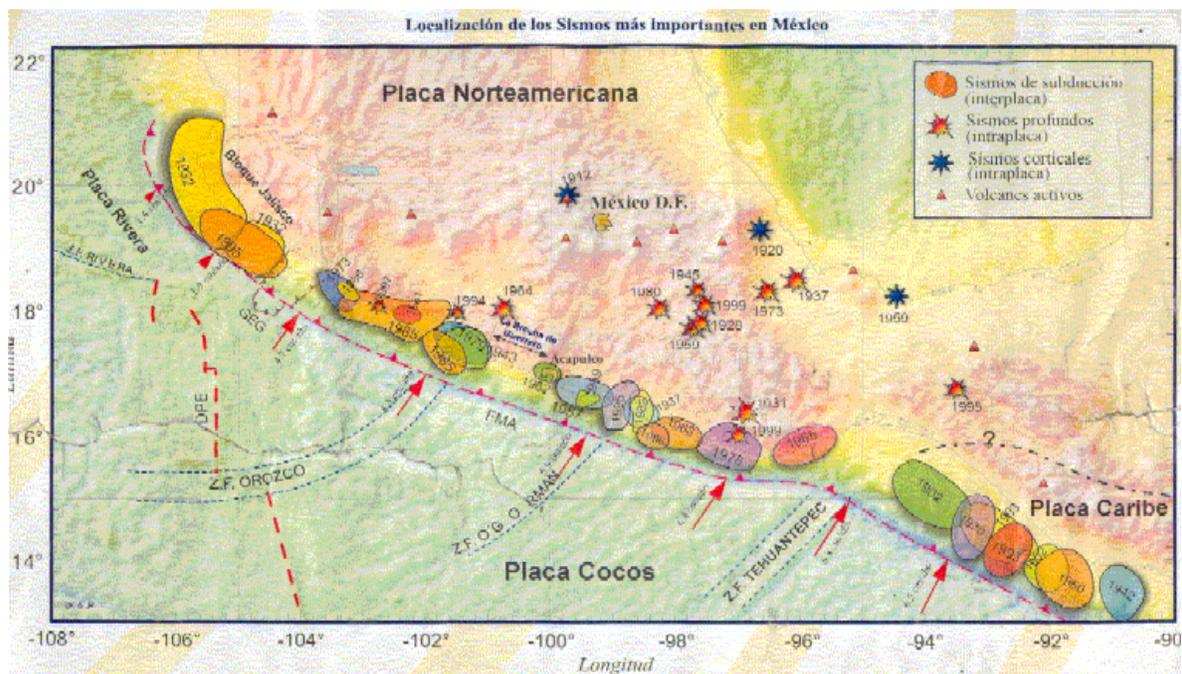


Fig. 3.5 Localización de los sismos mas importantes en México

3.4 Criterios para al elección de los acelerogramas

Se tomaron registros a partir del año 1985, el cual tuvo consecuencias catastrófica en la ciudad de México, hasta el año de 1999. las magnitudes de estos sismos oscilan entre 5.4 y 8.1. las distancias epicentrales y la profundidad focal varía de 200km a 600 km y de 5 km a 70 km respectivamente. La fuente sísmica de estos sismos es de suducción. En la tabla 3.1 se presentan las características sismológicas de los sismos analizados.

Tabla. 3.1 Sismos considerados para el estudio

SISMO	EPICENTRO	MAGNITUD	DISTANCIA (Km)	LATITUD	LONGITUD	PROFUNDIDAD (Km)
19-Sep-85	San Telmo "Michoacan"	8.1	445	18.081	102.942	15
21-Sep-85	Guerrero	7.6	301	18.021	101.479	15
30-Abr-86	San Telmo "Michoacan"	7	459	18.024	103.057	20
25-apr-89	Papagallo "Guerrero"	6.9	312	16.603	99.4	19
24-Oct-93	Ometepec "Guerrero"	6.7	318	16.54	98.98	5
14-Sep-95	Ometepec "Guerrero"	7.3	344	16.31	98.88	22
09-Oct-95	Manzanillo "Colima"	7.5	614	18.74	104.67	5
25-Feb-96	Pinotepa Nacional "Oaxaca"	6.9	412	15.8	98.2	5
11-Ene-97	San Telmo "Michoacan"	6.9	457	17.9	103	16
03-Feb-98	Huatulco "Oaxaca"	6.4	512	15.69	96.37	33
15-Jun-99	Noroeste de Oaxaca	5.4	225	18.18	97.51	69
30-Sep-99	Puerto Escondido "Oaxaca"	7.5	447	15.95	97.03	16

En el análisis de los acelerogramas se incluyeron dos componentes, la componente Este-Oeste (E-W) y Norte-Sur (N-S). Es importante comentar que se tomaron las señales registradas en campo libre, pues algunas instituciones cuentan con registros en pozos profundos y en los diferentes niveles de los edificios.

Estos registros fueron obtenidos de la Base Mexicana de Sismos Fuertes, la cual fue desarrolla por las siguientes instituciones: el Instituto de Ingeniería, UNAM, la Comisión Federal de Electricidad, el Centro de Investigación Científica y Educación Superior de Ensenada, la

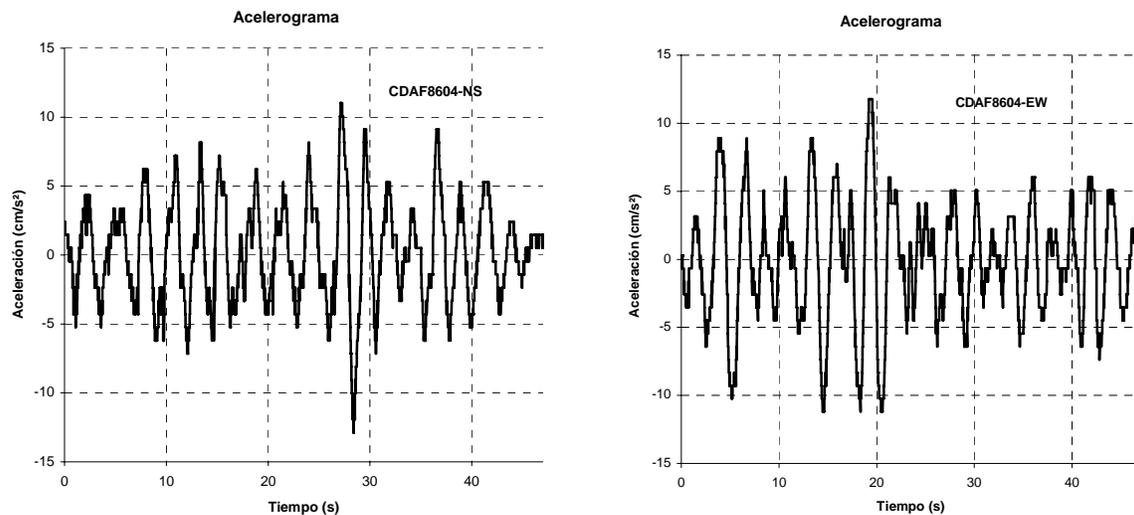
Sismos Considerados para el Estudio

Fundación ICA, el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico, el Centro Nacional de Prevención de Desastres, la Universidad Autónoma Metropolitana, el Instituto de Geofísica de la UNAM y la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, University de Nevada, Reno y la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla.

3.4.1 Errores que se pueden presentar en los acelerogramas

La mala digitalización durante el proceso o posibles fallas que pueda llegar a tener el acelerógrafo dan lugar a obtener acelerogramas de mala calidad lo que se revierte en serios problemas durante su análisis, a lo que puede llevar a obtener resultados no representativos del movimiento del terreno. Por tal motivo se tiene la necesidad de eliminar cada uno de ellos para así, obtener un resultado más certero. A continuación se ilustrarán acelerogramas que no pueden ser contemplados en este tipo de análisis.

1. En algunos registros la duración del sismo es relativamente muy corta, esto es debido a que fueron cortados antes de tiempo, esto hace que se pierda una buena parte de la información. Como ocurrió con el acelerograma Central de Abastos Frigorífico en el sismo de Abril de 1986, se ilustra en la figura 3.7, que al hacer comparados con otro sismo, se observa que su tiempo de duración es muy corta.



Figuras 3.7 Acelerogramas de la Central de Abastos Frigoríficos en sus dos componentes E-W y N-S

2. También podemos encontrar acelerogramas con características similares a lo anterior pues en esta ocasión el aparato empieza a registrar el sismo después de un cierto tiempo, o de otra manera dicho no registra el inicio del sismo y esto es debido a que el umbral de disparo del acelerógrafo es muy alto al momento de darse el evento sísmico, el aparato lo registra hasta que la señal llega a una aceleración, que por lo general es grande y el registro queda aparentemente cortado al principio, (figura 3.7).

Sismos Considerados para el Estudio

3. Otra situación a la que no puede considerarse como error, pues ilustra todo registro acelerografico del evento sísmico son los que se encuentran en dos partes, esto puede ser a causa de que la duración de la señal es muy larga y por esta razón se tengan dos registros, en la figura 3.8 se ilustra un acelerograma con estas circunstancias.

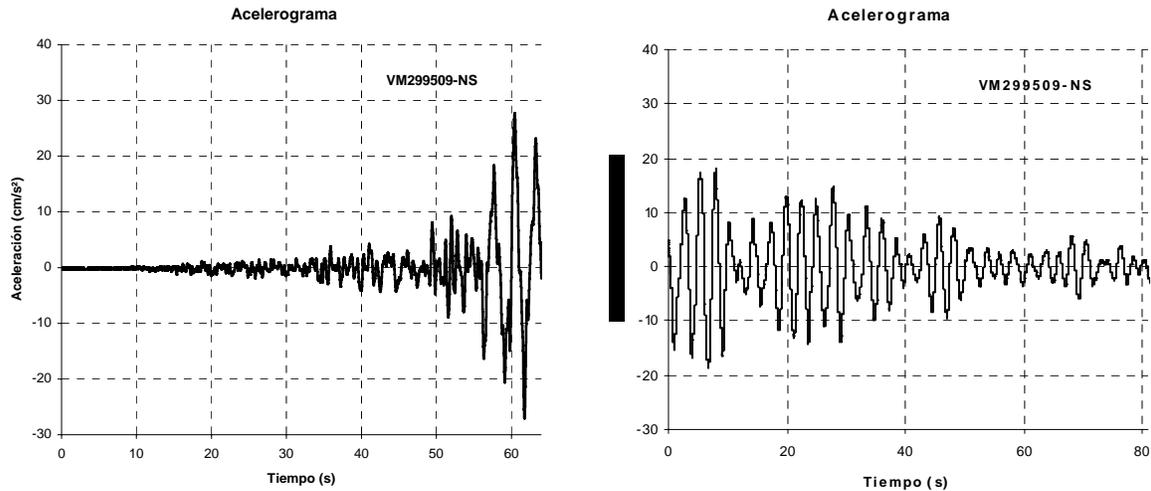


Figura 3.8 acelerograma Villa del Mar (componente N-S)

Este tipo de acelerogramas tuvieron que ser descartados por que no existe un método o un programa que pueda unir estos dos acelerogramas ya que existe ahí una perdida de información y esto imposibilita el análisis de la señal.

4. Otro tipo de errores son los llamados glitchés estos errores son debido a la mala calibración del instrumento. En la figura 3.9 se presenta el acelerograma de la estación Roma superficie del sismo de Septiembre de 1995, se puede ver como la aceleración cambia drásticamente con respecto al tiempo

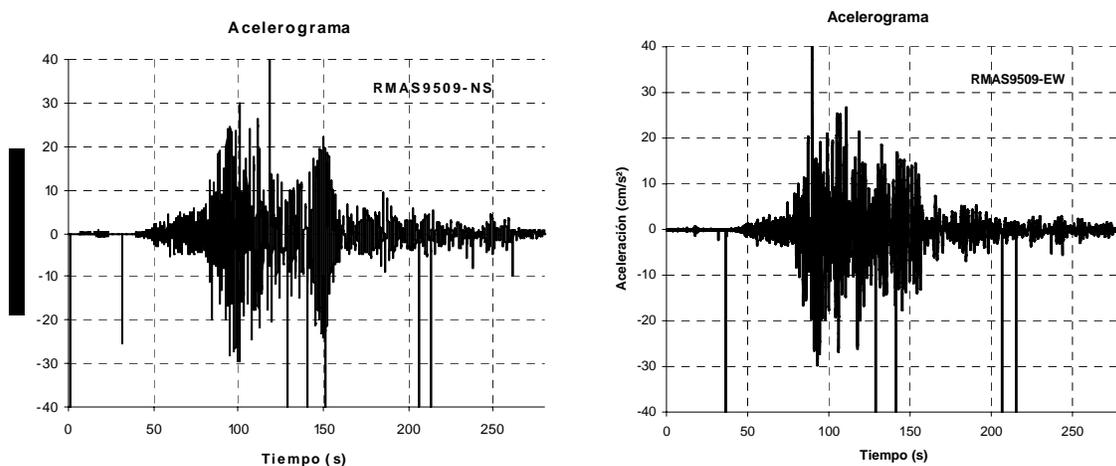


Fig 3.9 Acelerograma de Roma A Superficie componente N-S y E-W

Sismos Considerados para el Estudio

5. En la figura 3.10 se muestra el acelerograma de la estación Cuemanco sismo de Enero de 1997. se puede observar, que la aceleración permanece constante en un largo intervalo de tiempo, como si se hubiese cortado el acelerograma longitudinalmente; este tipo de acelerogramas causa incertidumbre por tal motivo no fue útil para el análisis.

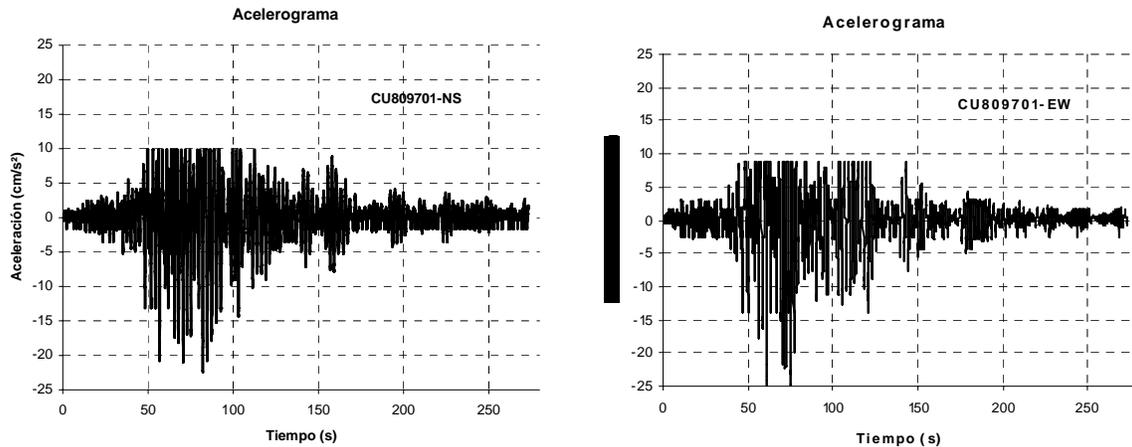


Figura 3.10 Acelerograma Cuemanco componentes N-S Y E-W

6. Existen otros registros que muestran errores en sus amplitudes, como es el caso de la estación colinas del Sur del sismo de Abril de 1989 (figura 3.11). En este registro presenta amplitudes constantes en intervalos continuos de tiempo. En la figura 3.12 se muestra en forma más detallada este problema.

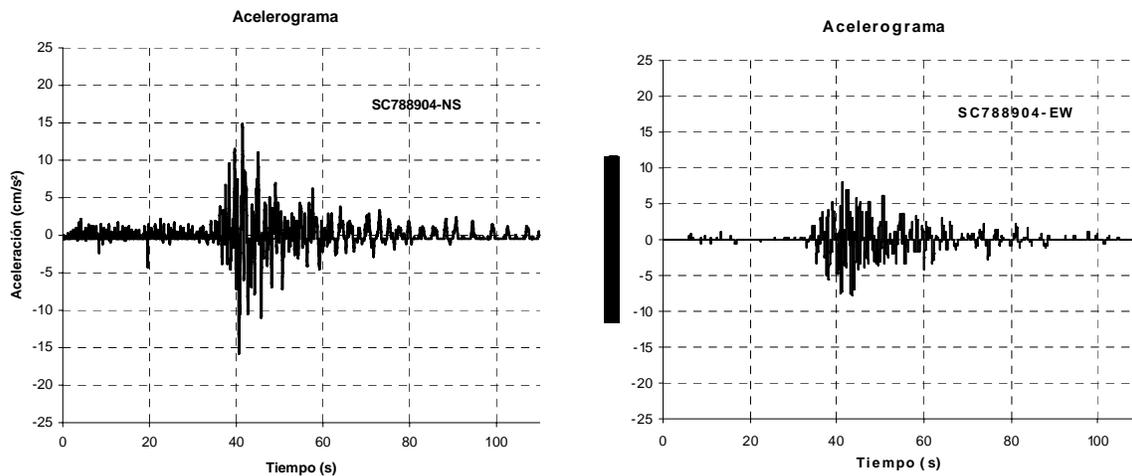


Figura 3.11 Acelerograma Colinas del Sur componente N-S y E-W

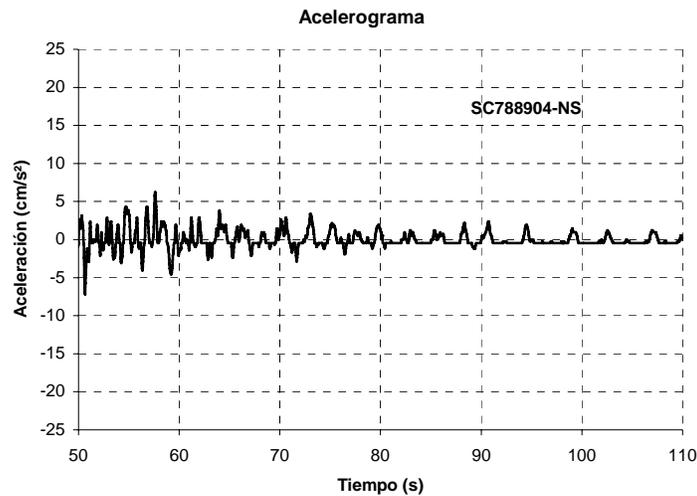


Figura 3.12 Acercamiento acelerograma Colinas del Sur

3.3.2 Filtrado de frecuencias y corrección de línea base

Para el procesamiento de señales se utilizó el programa DEGTRA desarrollado por M. Ordaz y C. Montoya Dulché. Regularmente, cuando se obtiene un registro sísmico se capta otro tipo de señales que no corresponden al movimiento del suelo denominada ruido, de este se distinguen dos clases, ruido ambiental y ruido inducido por el equipo.

El ruido ambiental es provocado por vehículos, por el paso de un tren, ganado, tractores, tormentas, etc; los cuales son registrados, pero se consideran como señales no deseables, ya que no son propias del sismo. Por otro lado se tiene también señales inducidas por el equipo, esto se debe a que el instrumento posee una masa, rigidez y amortiguamiento propios que inducen velocidades y desplazamientos relativos en el propio equipo, estas señales también son registradas y son consideradas como ruido.

Estos tipos de errores son comunes en todos los acelerogramas y pueden ser corregidas aplicando línea base que su función es ajustar la gráfica en ceros y aplicando filtro para eliminar señales no deseables, existen varios tipos de filtros básicos, entre estos están los filtros pasa-baja que es aquel que deja pasar frecuencias bajas y atenúa o elimina las frecuencias más altas, filtros pasa-alta es aquel que deja pasar frecuencias altas y atenúa o elimina frecuencias bajas y filtros pasa-banda es aquel que deja pasar una banda de frecuencia y atenúa tanto frecuencias altas y bajas con respecto a la banda que deja pasar, entre otros tipos de filtro. La idea principal de la aplicación de línea base y filtro a nuestros registros es para obtener acelerograma con una mayor calidad.

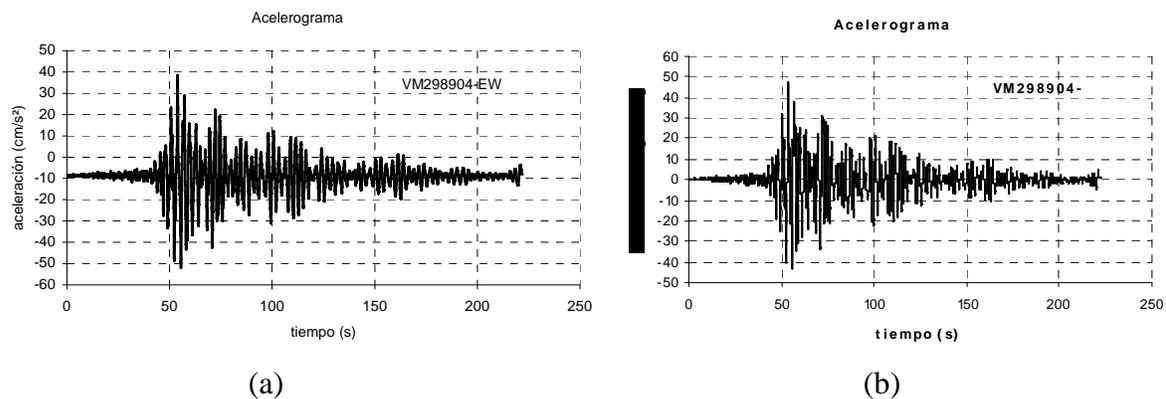
A continuación se detallará el procesamiento de los registros:

1 Corrección por línea base para evitar la desviación de los acelerogramas respecto al centro (origen). Se aplicará una corrección de línea base Normal; 2 Filtrado de la señal para eliminar el problema de ruido de las señales. Para ello se emplea un filtro pasa banda , entre 0.1 a 10 Hz; 3 Obtención de las historias de velocidad y desplazamiento a partir de los acelerogramas mediante una integración directa de los mismos para el caso de la velocidad y una doble integración para el caso del desplazamiento; 4 Obtención de los espectros de respuesta tomando los acelerogramas corregidos y evaluando la respuesta de sistemas de un grado de libertad de (0 a 10 de período) con amortiguamiento respecto al crítico (5%).

3.3.3 METODOLOGÍA

Antes de obtener los espectros de desplazamiento es necesario seguir una serie de pasos previos, los cuales consisten en practicarles a las señales una corrección de línea base y su respectivo filtrado. A continuación se describirá el procedimiento que se siguió

1. Primero se realizó una corrección por línea base a todos los acelerogramas; su función es ajustar la señal en ceros como se puede apreciar en figuras 3.13



**Fig. 3.13 historia de aceleración (a) acelerograma original
(b) corrección de línea base**

2. Es importante el filtrado de frecuencias (pasa-banda) de los registros. Para eliminar el ruido que pueda contener el acelerograma. Aunque estos errores no se pueden ver gráficamente causan problemas en el cálculo de la historia de velocidad como se muestra en la figura 3.14 b.

Sismos Considerados para el Estudio

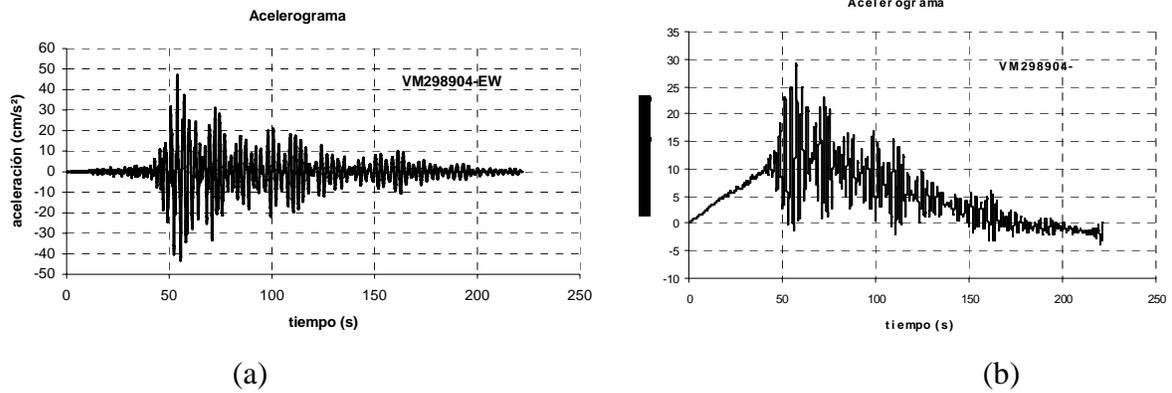


Fig. 3.14 (a) historia de aceleración filtrado (pasa-banda)
(b) historia de velocidad sin filtrado

3. Este paso consiste en integrar la aceleración para obtener historias de velocidad una vez concluido los pasos antes descritos

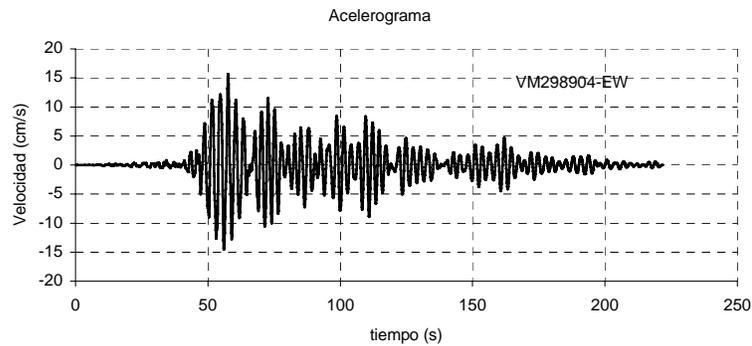


Fig. 3.15 historia de velocidad

4. En la figura 3.15 debido a la ejecución de la integración, la línea base de la historia de velocidad tiende a moverse, por lo que resulta conveniente repetir los pasos anteriores (corrección línea base y filtro) para poder obtener la siguiente historia de desplazamiento

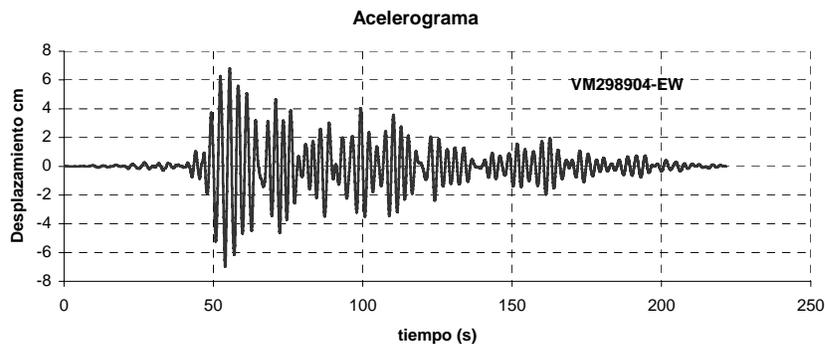
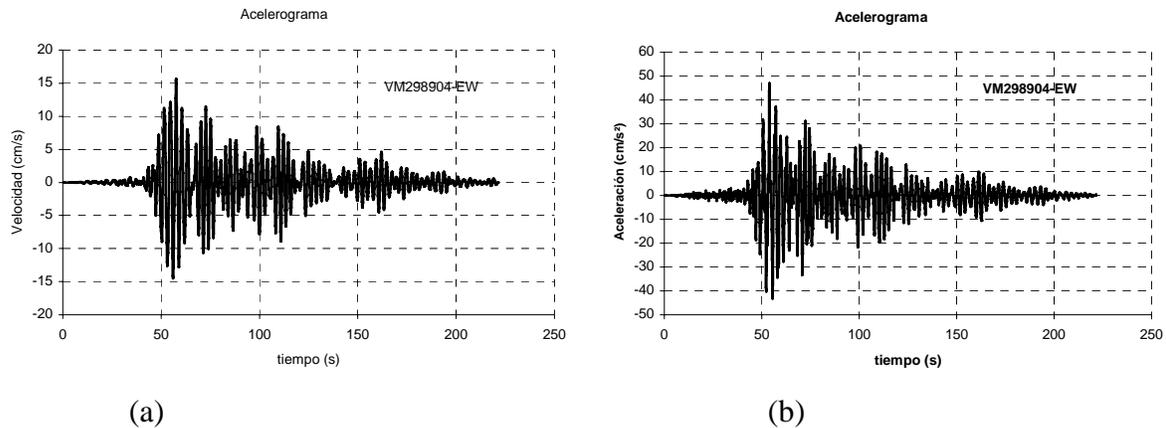


Fig. 3.16 historia de desplazamiento

5. una vez concluida la historia de desplazamiento se precede a realizar la última corrección de ajuste aplicando línea base.

6. Ahora bien resultará conveniente regresar a la historia de aceleración para continuar en lo contemplado en la tesis; con esto las historias tienen una mayor calidad en relación a las obtenidas al principio. Para regresar a la historia de aceleraciones consta en hacer una primera derivación para obtener las historias de velocidad y derivando esta última se obtiene historias de aceleración.



**Fig 3.7 (a) Historia de velocidad con mayor calidad
(b) historia de aceleración con mayor calidad**

3.4 Acelerogramas para suelos blandos

Los acelerogramas empleados, se encuentran referenciados en el Anexo I. Estos acelerogramas fueron seleccionados y posteriormente fueron sometidos al proceso descrito.

Estos registros acelerográficos están localizados en la zona de lago, dentro de la Ciudad de México, en el cual se analizaron 12 eventos sísmicos (Tabla 3.1), y se contemplaron 236 registros para tal estudio, las tablas que están presentes en el Anexo I contienen diversos datos que pueden ser útiles para el lector tales como; el nombre de la institución es decir quien fue el progenitor, la zona en donde se obtuvo el registro acelerográfico, así como sus respectivas coordenadas (latitud, longitud), además esta tabla indica el nombre de la estación y la clave del acelerograma; esta puede ser leída de acuerdo a la figura 3.8.

~~CDAF~~ 85 09 - 19
Nombre Año Mes Dia
Estacion

Fig 3.8 Clave del Acelerograma

Sismos Considerados para el Estudio

En la tabla I.1 se indica el intervalo de tiempo, también vienen indicadas sus respectivas aceleraciones expresadas en sus dos componentes EW y NS, y por último vienen referenciado la duración del sismo para cada estación expresadas en segundos.

Tabla I.1 Sismo del 19 de Septiembre de 1985 (Magnitud: 8.1)

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s^2 (gal)		Tipo de Terreno	Duración	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
I de I-UNAM	Central de Abasto Frigorífico	CDAF8509.191	0.01	117.49	86	Zona IIIb	143.19	19.366	99.086

3.5 Cálculo del periodo del sitio

Debido a que la mayoría de los criterios que se disponen para calcular demandas de desplazamiento inelástico en suelos blandos se basan en el periodo de vibración del sitio, se revisarán los criterios disponibles para evaluar dicho parámetro.

Para sistemas desplantadas en suelos blandos, existen diferentes formas para determinar el Periodo de vibración de sitio T_g , una de ellas es hacerlo por medio de los criterios que establece la NTC-Sismo, apéndice A.3, cuya fórmula puede ser utilizada, cuando la importancia de la estructura lo justifique, se determinará a partir de ensayos y análisis de la dinámica de suelos que tengan en cuenta la estratigrafía y las propiedades del suelo o puede ser determinada a través de la figura II.1 (Anexo II) que esta misma establece. En caso de utilizar la figura se recurrirá la utilización de las coordenadas de cada estación para determinar el periodo de vibración del sitio a que le corresponde.

Otra forma de determinar el T_g , es por medio del espectro de respuesta de velocidad en el rango elástico (Miranda, 1993), en donde se dice que el T_g se obtiene para aquel periodo en donde se tenga la máxima ordenada espectral, velocidad pico, como se ilustra en la figura 3.9.

Sismos Considerados para el Estudio

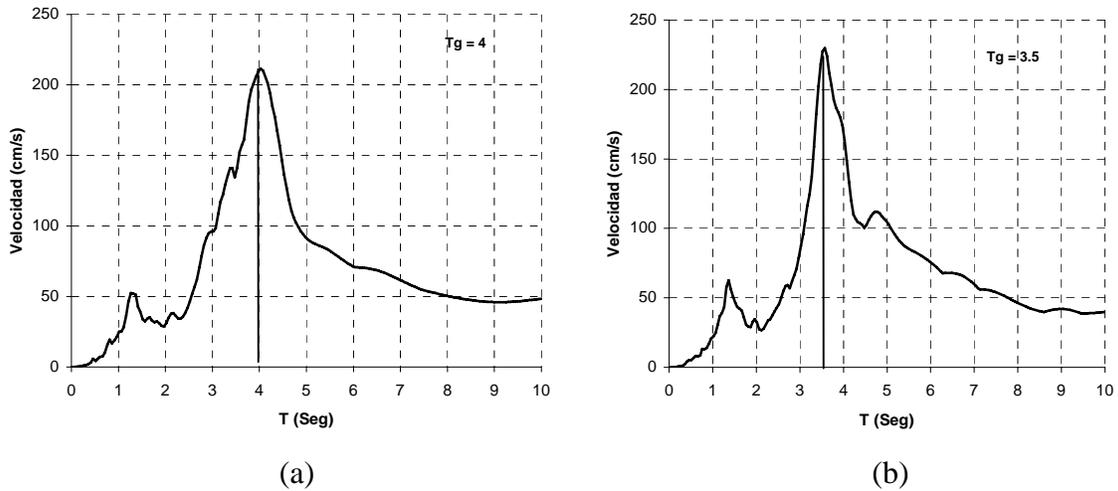


Fig.3.9 Determinación de T_g para el registro CDA0850919
(a) espectro de velocidad EW
(b) espectro de velocidad NS

Este trabajo los periodos predominantes del sitio T_g , fueron obtenidos de las NTC-Sismo, figura II.1.

El el Anexo II se encuentran referenciados los periodo de vibración para cada una de las estaciones, se muestran dos periodos de vibración una obtenida con las NTC-Sismo y la otra de acuerdo al espectro de velocidad; en la tabla I.a. se ejemplifica la forma en que se muestran los resultados.

Tabla I.a valores de T_g para las distintos puntos del D.F. (sismo 19-sep-85)

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	(NTC-sismo)	Espectro de Velocidades	
			T_g	NS (T_g)	EW (T_g)
I de I-UNAM	CDAF	Zona IIIb	2.7	3	3
I de I-UNAM	CDAO	Zona IIIc	3.1	3.5	4

3.6 Cálculo del desplazamientos máximos del sitio

Al igual que en el periodo de vibración del sitio en algunos casos, el método de Ordaz y Pérez (1998) se requiere conocer el desplazamiento máximo del terreno, por lo que también se revisó la forma de calcular este parámetro. Este valor puede determinarse a través de la elaboración del espectro de desplazamiento elástico, se dice que la D_{max} es cuando en el espectro de respuesta del desplazamiento, el desplazamiento tiende a ser constante, véase la figura 3.10.

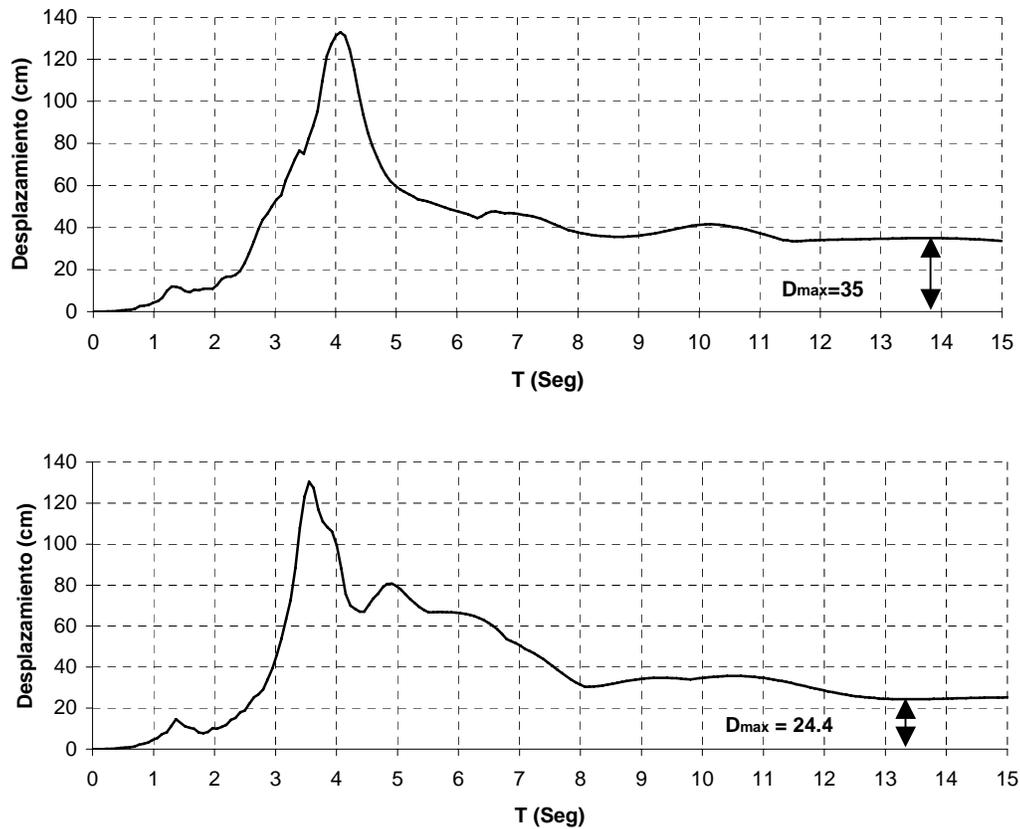


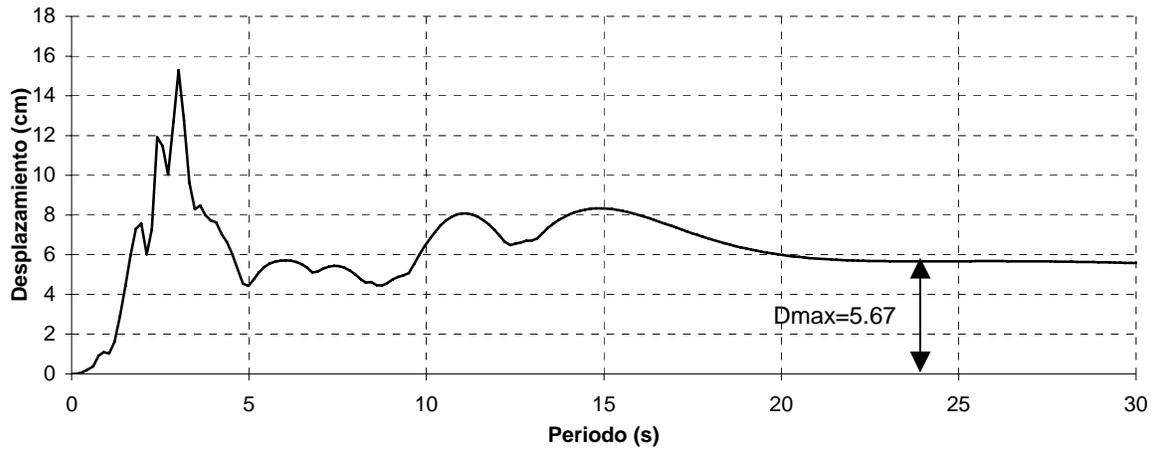
Fig. 3.10 Determinación D_{max} para el registro CDAO850919

(a) espectro de desplazamiento EW

(b) espectro de desplazamiento NS

La obtención del desplazamiento máximo del sitio se decidió hacerlo para periodos mayores de 15 s, pues hasta ese rango tienden a estabilizarse, en algunos registros acelerograficos fue necesario hacerlo para periodos mayores a 25 s. En la figura 3.11 se ilustra el caso en que el D_{max} del terreno se estima para periodos mayores a 25 s.

Sismos Considerados para el Estudio



Fi

g. 3.11 Determinación Dmax para el registro CDAF850921-EW

Los desplazamientos máximos del sitio que fueron calculados para este estudio se encuentran indicados en el Anexo III, en estas tablas se muestran las Dmax para las dos componentes EW y NS; en la tabla I.b. se muestra la forma en que está organizada esta información.

Tabla I.b valores de Dmax (sismo del 19-sep-85)

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	Dmax del Terreno (cm)	
			NS	EW
I de I-UNAM	CDAF	Zona IIIb	17.2	24.7
I de I-UNAM	CDAO	Zona IIIc	24.4	35
I de I-UNAM	SCT1	Zona IIIa	19.6	23.9
I de I-UNAM	TLHB	Zona IIIId	38.3	42.9

Capítulo

4

MÉTODOS APROXIMADOS PARA EL CÁLCULO DE DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO

4.1 Antecedentes

Para determinar las demandas de desplazamiento lateral de una manera más precisa se recurre a análisis más sofisticados como el método paso a paso, sin embargo en la mayoría de los casos se opta por obtener la respuesta máxima de un oscilador de un grado de libertad, usando un espectro de respuesta lineal, y con el apoyo de algún método aproximado se estiman las demandas de desplazamiento (Rivera, 2005).

El primer antecedente sobre el desarrollo de métodos aproximados para calcular demandas de desplazamiento inelástico se tiene en trabajo de Veletsos y Newmark (1960), en el cual se estudió la respuesta de un sistema de un grado de libertad al ser sometidos a impulsos simples y a unos pocos, concluyendo que, para estructuras de periodo intermedio y largo, las deformaciones máximas de los sistemas con comportamiento inelástico eran en promedio aproximadamente iguales a las estructuras con comportamiento elástico-lineal. Este estudio junto con otros, dieron lugar a la famosa regla de iguales desplazamientos que se utiliza en los reglamentos de diseño sísmico de la mayoría de los países.

Recientemente Miranda (1991) realizó un estudio estadístico donde obtuvo el cociente entre el máximo desplazamiento inelástico y el máximo desplazamiento elástico de sistemas de un grado de libertad correspondiente a 50 periodos de vibración, y que experimentaban cinco niveles de deformación inelásticas, al ser sometidos a 124 historias de aceleración registradas en diferentes sismos y en diferentes tipos de terreno. Esta investigación reveló que el cociente depende del periodo de vibración del sistema, del nivel de respuesta inelástica y de las condiciones locales del suelo. Este hecho fue ratificado por Rahnama y Krawinkler (1993), quienes estudiaron este mismo cociente para 15 acelerogramas registrados en roca y terreno firme, y 10 registros en suelo blando.

Métodos Aproximados para el Cálculo de Demandas de Desplazamiento Inelástico

De manera paralela estos estudios también se han desarrollado otros procedimientos para asegurar un control de las deformaciones inelásticas de las estructuras, los cuales son por medio de factores de reducción de resistencia; siendo este tipo de procedimientos en los que se ha puesto mayor atención en varias investigaciones (Newmark y may.1973; Miranda, 1993; Ordaz y Pérez,1998; entre otros). Con este enfoque se estima la resistencia lateral necesaria para limitar las demandas de ductilidad a partir de espectros elásticos lineales.

De acuerdo a Rivera (2005) los métodos aproximados para evaluar demandas de desplazamiento inelástico pueden ser divididas en tres grupos: métodos basados en linealización equivalente, métodos basados en factores de modificación y métodos basados en factores de reducción de resistencia.

4.2 Métodos basados en linealización equivalente

En los métodos basados en linealización equivalente, las máximas demandas se estiman con base a propiedades dinámicas de un sistema elástico equivalente que tiene menor rigidez lateral, mayor periodo de vibración y un coeficiente de amortiguamiento más grande, en relación con las del sistema elástico original. Así estos métodos están en función de:

$$\Delta_i = f(\Delta_e, \xi_{eq}, T_{eq})$$

La ecuación de movimiento de un sistema de un grado de libertad con comportamiento histerético bajo una excitación sísmica, se puede escribir de la siguiente manera.

$$m \ddot{x} + 2\xi_0 \omega_0 \dot{x} + \frac{F(x)}{m} = -\ddot{x}_g \quad (4.1)$$

donde, x es el desplazamiento lateral relativo de la masa, \ddot{x}_g es la aceleración del terreno; y m , ξ_0 y $F(x)$ son la masa, la relación de amortiguamiento y la fuerza de inercia del sistema, respectivamente. La frecuencia circular de vibración, ω_0 esta dada por.

$$\omega_0^2 = \sqrt{\frac{k_0}{m}} = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \quad (4.2)$$

donde k_0 y T son la rigidez y el periodo de vibración del sistema, respectivamente.

Métodos Aproximados para el Cálculo de Demandas de Desplazamiento Inelástico

En los métodos de linealización equivalente la máxima respuesta del sistema, cuya solución exacta se calcula con la ecuación 4.1, se estima de manera aproximada con la máxima respuesta de un sistema lineal equivalente cuya respuesta x_{eq} es calculada con la siguiente ecuación.

$$\ddot{x}_{eq} + 2\xi_{eq}\omega_{eq}\dot{x}_{eq} + \omega_{eq}^2 x_{eq} = -\ddot{x}_g \quad (4.3)$$

donde ξ_{eq} y ω_{eq} son la relación de amortiguamiento viscoso y la frecuencia circular de vibración del sistema lineal equivalente, los cuales son más altos y bajos que los originales del sistema, respectivamente.

4.2.1 Rosenblueth y Herrera (1964)

Se considera el primer método lineal equivalente en el que se propuso el parámetro de rigidez secante (k_s) en la deformación última figura 4.1, para evaluar el periodo equivalente T_{eq} . La rigidez secante es la que se considera en varios métodos de análisis basados en linealización equivalente que son propuestos en recientes procedimientos de diseño basado en desplazamiento.

Para un sistema bilineal con rigidez post fluencia α veces la rigidez inicial, la relación entre el periodo de vibración del sistema equivalente y el del sistema original está dada por:

$$\frac{T_{eq}}{T} = \sqrt{\frac{k_0}{k_s}} = \sqrt{\frac{\mu}{1-\alpha+\alpha\mu}} \quad 4.4$$

donde μ es la ductilidad de desplazamiento, definida como el cociente entre el máximo valor absoluto de la respuesta y el desplazamiento de fluencia. Similarmente, la relación del amortiguamiento viscoso en el sistema elástico equivalente está dada por:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{2}{\pi} \left[\frac{(1-\alpha)(\mu-1)}{\mu-\alpha\mu+\alpha\mu^2} \right] \quad 4.5$$

Métodos Aproximados para el Cálculo de Demandas de Desplazamiento Inelástico

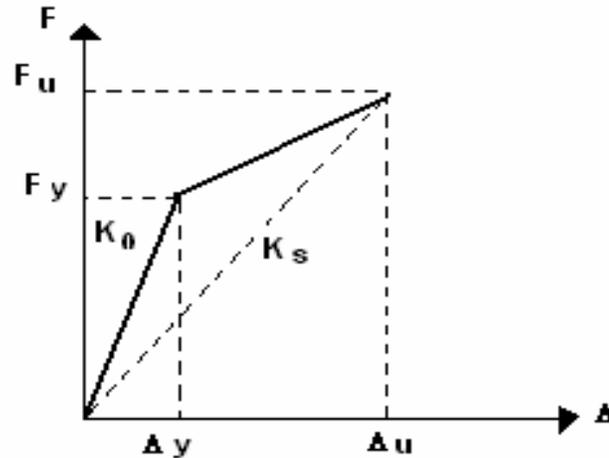


fig. 4.1 Rigidez secante, K_s

para un sistema elasto-plástico ($\alpha = 0$) las ecuaciones 4.4 y 4.5 se reducen a;

$$\frac{T_{eq}}{T} = \sqrt{\frac{k_0}{k_s}} = \sqrt{\mu} \quad 4.6$$

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\mu} \right) \quad 4.7$$

4.2.2 Guilkan y Sozen (1974)

Guilkan y Sozen encontraron que el desplazamiento inelástico que experimenta una estructura de concreto bajo cualquier excitación sísmica, es mayor que el desplazamiento obtenido con base en la relación de amortiguamiento equivalente calculado con las ecuaciones 4.5 y 4.7; en las cuales se contempló una excitación de tipo armónico. Empleando el modelo histerético de Takeda (1970) y resultados experimentales de mesa vibradora de marcos de concreto reforzado de escala pequeña, Guilkan y Sozen desarrollaron la siguiente ecuación empírica para calcular la relación de amortiguamiento equivalente:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad 4.8$$

para evaluar el periodo equivalente se utilizan las ecuaciones 4.4 y 4.6.

Métodos Aproximados para el Cálculo de Demandas de Desplazamiento Inelástico

4.2.3 Iwan (1980)

Usando un modelo histerético derivado de una combinación de elementos elásticos y elementos de Coulumb con resultados de análisis paso a paso, empleando 12 registros sísmicos, Iwan derivó ecuaciones empíricas para estimar el periodo equivalente y la relación de amortiguamiento equivalente de la siguiente forma:

$$T_{eq} = T \left[1 + 0.121(\mu - 1)^{0.939} \right] \quad 4.9$$

$$\xi_{eq} = \xi_0 + 0.0587(\mu - 1)^{0.371} \quad 4.10$$

4.2.4 Newmark y Rosenblueth (1971)

En este método se parte de un sistema de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico perfecto, en el cual la curva esfuerzo deformación es simétrica con respecto al origen. Para dicho sistema se evalúa el periodo equivalente para un nivel de deformación, mientras que para calcular el amortiguamiento equivalente se toma en cuenta el amortiguamiento debido a la rapidez de deformación y el amortiguamiento por plasticidad. Así, el oscilador equivalente representa, mediante un promedio pesado, a todos los osciladores equivalentes posibles en el intervalo de deformaciones de 0 a μ (ductilidad de desplazamiento), sometido cada uno a una carga monocromática de frecuencia igual a su frecuencia natural. En una primera aproximación, sugiere que toda la contribución de todos los modos sea uniforme. De esta forma el periodo equivalente está dado por:

$$T_{eq} = \frac{T}{\mu} \left[\frac{1}{3} + \frac{2}{3} \mu^{3/2} \right] \quad 4.11$$

mientras que el amortiguamiento equivalente se calcula con:

$$\xi_{eq} = \frac{\xi_0}{\mu} \left[\frac{1}{3} + \frac{2}{3} \mu^{3/2} \right] + \frac{1}{\pi\mu} [\mu - 1 - \ln \mu] \quad 4.12$$

de acuerdo con los autores, las ecuaciones 4.11 y 4.12 permiten conocer los parámetros equivalentes para el tratamiento de una excitación real. Sin embargo, el promedio pesado que emplearon es sólo una aproximación preliminar. La realidad es más compleja. No se conocen los factores de peso y por ello puede procederse empíricamente.

Métodos Aproximados para el Cálculo de Demandas de Desplazamiento Inelástico

4.2.5 Pérez y Ordaz

Con base a una serie de calibraciones de las ecuaciones 4.11 y 4.12 con registro del temblor de Guerrero del 25 de abril de 1989 (M=6.9) captados en varios puntos del valle de México, Pérez y Ordaz propusieron sustituir la ecuación 4.12 por la siguiente expresión.

$$\xi_{eq} = \frac{\xi_0}{\mu} \left[\frac{1}{3} + \frac{2}{3} \mu^{3/2} \right] + \frac{4}{\pi \mu} [\mu - 1 - \ln \mu] \quad 4.13$$

Este ajuste dio buenos resultados, junto con la ecuación 4.11, al calcular los espectros inelásticos de aceleraciones de los registros anteriores. Los cálculos se realizaron para demandas de ductilidades de 2 y 4.

4.2.6 Kowalsky (1994)

En este procedimiento se emplea la rigidez secante asociada a la deformación máxima para evaluar el periodo equivalente (ecuación 4.4), que con el uso de modelos histeréticos de Takeda se derivó una ecuación para calcular el amortiguamiento viscoso equivalente (con un factor de rigidez de descarga de 0.5 y una relación de rigidez de pos fluencia e inicial α) dicha ecuación esta dada por.

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1-\alpha}{\sqrt{\mu}} - \alpha \sqrt{\mu} \right) \quad 4.14$$

para sistemas con rigidez de post fluencia igual a cero la ecuación 4.14 se reduce a:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad 4.15$$

4.3 Métodos basados en factores de modificación de desplazamiento (C_μ)

En estos métodos la respuesta máxima de sistema inelástico de un grado de libertad, Δ_i , se estima como el producto de la máxima deformación de un sistema elástico, Δ_e , y el factor de amplificación del desplazamiento C_μ , el cual es función del período de vibración natural del sistema elástico lineal (T), del periodo de vibración del terreno (T_g) y de la ductilidad de desplazamiento esperado (μ), lo cual se expresa como sigue.

$$\Delta_i = C_\mu(T, T_g, \mu) \Delta_e \quad 4.16$$

Métodos Aproximados para el Cálculo de Demandas de Desplazamiento Inelástico

4.3.1 Santa Ana, DD (1996)

En la ecuación de Santa Ana para calcular los desplazamientos inelásticos, esta dada por.

$$C_{\mu} = \frac{\Delta_i}{\Delta_e} = 1 + a \left(\frac{T_g}{T} \right) - b \left(\frac{T_g}{T} \right) \exp \left[-c \left(\ln \frac{T}{T_g} - d \right)^2 \right] \quad 4.17$$

para dicha ecuación se ajustaron coeficientes para diferentes demandas de ductilidad, con base en un estudio estadístico de sismos registrados en diferentes partes de la zona blanda de la ciudad de México. Los valores de estos coeficientes se muestran en la tabla 4.1

Tabla 4.1 Coeficiente para la ecuación 4.17, desplazamiento directo (DD)

μ	a	b	c	d
1.5	0.04	0.45	21.95	0.04
2.0	0.07	0.67	13.80	0.08
3.0	0.15	0.89	8.20	0.15
4.0	0.21	0.99	6.45	0.16
5.0	0.29	1.07	4.55	0.18

4.3.2 Ruiz y Miranda (2004)

Se propone una ecuación no lineal para estimar el coeficiente de desplazamiento inelástico promedio, C_{μ} , que es función del cociente T/T_g , del nivel de ductilidad, y de los parámetros, θ ; dicha ecuación esta dada por:

$$C_{\mu} = 1 + (\mu - 1) \left[\theta_1 + \theta_2 \left(\frac{T}{T_g} + 1.8 \right)^{-4.2} \right] + \theta_3 (\mu - 1)^{0.5} \left(\frac{T_g}{T} \right) \exp \left[\left(2.3 - \frac{32}{\mu} \right) \left(\ln \left\{ \frac{T}{T_g} \right\} - 0.1 \right)^2 \right] - 0.08 \left(\frac{T_g}{T} \right) (\mu - 1) \exp \left[-70 \left(\ln \left(\frac{T}{T_g} + 0.67 \right) \right)^2 \right] \quad 4.18$$

donde, θ_1 , θ_2 , θ_3 , son constantes que dependen del tipo de comportamiento histerético y del sitio, como se muestra en la tabla 4.2. En esta ecuación se considera dos tipos de comportamiento histerético, Clough modificado y elastoplástico perfecto (EP), la diferencia entre estos modelos radica en que en el primero se considera el efecto de la degradación de rigidez, mientras que el segundo se tiene la opción de ignorarlo.

Métodos Aproximados para el Cálculo de Demandas de Desplazamiento Inelástico

Tabla 4.2 parámetros de la ecuación 4.18

Sitio	Comportamiento histórico	θ_1	θ_2	θ_3
Bahía de San Francisco	EP	0.00	10.5	-0.50
	CM	-0.06	11.0	-0.45
Ciudad De México	EP	0.04	10.5	-0.68
	CM	-0.04	12.0	-0.60

4.3 Métodos basados en factores de reducción de resistencia (R_μ)

El factor de reducción de resistencia R_μ , que representa la reducción de resistencia lateral debida al comportamiento no lineal histerético, está definida como el cociente de la demanda de resistencia lateral elástica entre la demanda de resistencia lateral inelástica (Miranda, 1993)

$$R_\mu = \frac{F_y(\mu=1)}{F_y(\mu=\mu_i)} \quad 4.19$$

donde, $F_y(\mu=1)$ es la resistencia lateral de fluencia necesaria para mantener el sistema elástico en un determinado movimiento de terreno y $F_y(\mu=\mu_i)$ es la resistencia lateral requerida para mantener la demanda de ductilidad μ del sistema menor o igual que el límite de ductilidad preestablecido μ_i durante el mismo movimiento del terreno.

El cociente de la demanda de ductilidad μ , y el factor de reducción de resistencia R_μ , da como resultado un cociente de ampliación de desplazamiento, que multiplicado por el máximo desplazamiento elástico, da otra opción para calcular el desplazamiento inelástico, tal como se muestra en la siguiente ecuación.

$$\Delta_i = \Delta_e \frac{\mu}{R_\mu} \quad 4.20$$

4.3.1 Miranda (1993)

Para poder obtener de manera más sencilla el valor de los factores de reducción de resistencia asociados a una demanda de ductilidad, Miranda propuso unas expresiones para relacionar estos dos parámetros, con base en un análisis de regresión. En estas ecuaciones se tomaron en consideración los factores que afectan a R_μ : la ductilidad (μ), el periodo de vibración de la estructura (T) y el periodo de vibración del suelo (T_g). Dichas ecuaciones están dadas por.

$$R_\mu = \frac{\mu-1}{\Phi} + 1 \geq 1 \quad 4.21$$

Métodos Aproximados para el Cálculo de Demandas de Desplazamiento Inelástico

$$\Phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp \left[-3 \left(\ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4} \right)^2 \right] \quad 4.22$$

en estas expresiones se dejó a un lado: magnitud del sismo, distancia al epicentro y el tipo de comportamiento hysterético. Estudios recientes como el de Ruiz y Miranda (2004), han mostrado que los dos primeros factores no influyen en el cálculo de demandas de desplazamiento, sin embargo el tercero si tiene una repercusión importante en la estimación de dicha demandas.

4.3.2 Miranda et al. (1996)

En este trabajo se realizó un estudio estadístico de los factores de reducción de resistencia tomando en consideración sismos en la zona de suelos blandos de la ciudad de México. De esta investigación se dedujo que se puede emplear la expresión 4.21 para evaluar R_{μ} , por otra parte se derivó la siguiente expresión para calcular Φ .

$$\Phi = 1 + \frac{1}{1.8 \left(\frac{T}{T_g} \right)} - 3.48 \exp \left[-2.17 \left(\frac{T}{T_g} - 0.95 \right) - \exp \left(-2.17 \left(\frac{T}{T_g} - 0.95 \right) \right) \right] \quad 2.23$$

4.3.3 Santa Ana, FR (1996)

Con base en el estudio de Miranda (1993), en esta investigación se tomó la siguiente ecuación base para calcular Φ .

$$\Phi = 1 + a \left(\frac{T_g}{T} \right) - b \left(\frac{T_g}{T} \right) \exp \left[-c \left(\ln \frac{T}{T_g} - d \right)^2 \right] \quad 2.24$$

para dicha ecuación se ajustaron coeficientes para diferentes demandas de ductilidad, con base en un estudio estadístico de sismos registrados en diferentes partes de la zona blanda de la ciudad de México. Los valores de estos coeficientes se muestran en la tabla 4.3.

Tabla 4.3 coeficientes para la ecuación 2.24

μ	a	b	c	d
1.5	0.33	1.05	6.65	0.07
2.0	0.53	1.31	3.50	0.10
3.0	0.78	1.60	2.83	0.13
4.0	1.00	1.82	2.00	0.16
5.0	1.17	2.01	1.55	0.17

Métodos Aproximados para el Cálculo de Demandas de Desplazamiento Inelástico

4.3.4 Ordaz y Pérez (1998)

En este trabajo se presenta una nueva expresión para estimar factores de reducción de resistencia en osciladores de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico, el cual depende del espectro de desplazamiento elástico, del desplazamiento máximo del terreno (D_{\max}) y de la demanda de ductilidad. Esta ecuación tiene un carácter más general, al ser aplicable para suelos blandos y suelos firmes, además de ser muy práctica su aplicación. La ecuación está dada por:

$$R_{\mu}(T) = 1 + \left(\frac{D(T)}{D_{\max}} \right)^{\beta(\mu)} (\mu - 1) \quad 4.25$$

$$\beta(\mu) = 0.388(\mu - 1)^{0.173} \quad 4.26$$

Donde, $D(T)$ es la demanda de desplazamiento elástico para una estructura con periodo T .

4.3.5 Arrollo y Terán (2002)

En este estudio se proponen expresiones para estimar el factor de reducción de resistencia para sistemas con diferente capacidad de deformación plástica y de la disipación de energía viscosa. Dichas expresiones están en función del periodo de la estructura, del periodo del terreno, de la demanda de ductilidad y del coeficiente equivalente de amortiguamiento (ξ), tal como se ilustra en las ecuaciones 4.27 y 4.28.

$$R_{\mu} = \frac{\left(\frac{T}{T_g} \right)^{\theta}}{0.175 + \left| \frac{T}{T_g} - 1 \right|} (0.92\mu\xi^{0.17} + \xi - 0.6) + 1 \quad 4.27$$

$$\theta = \frac{\mu^4}{2.5 + \mu^4} \quad 4.28$$

Métodos Aproximados para el Cálculo de Demandas de Desplazamiento Inelástico

4.4 Calibración de los Métodos Aproximados

4.4.1 Calibración de los Métodos Basados en Factores de Reducción de Resistencia (MFRR) y Métodos Basados en Factores de Modificación de Desplazamiento (MFMD)

Para calibrar estos métodos aproximados se procedió a calcular los cocientes entre la demanda de desplazamiento inelástico obtenida con dichos métodos y la demanda de desplazamiento obtenida con la solución exacta (método paso a paso) utilizando un modelo elastoplástico (referenciado en el capítulo 2.4).

En el método paso a paso y en el cálculo de los espectros elásticos se consideró un amortiguamiento del cinco por ciento, dichas demandas de desplazamiento se calibraron para periodos comprendidos de .005 hasta 10 s, así como para diferentes niveles de ductilidad, 1.5, 2, 3, 4, 5 y 6, con el fin de observar la bondad que existe en cada método

Con esta relación se puede interpretar fácilmente la bondad del método aproximado en estudio; si el valor es uno, significa que el método predice adecuadamente la demanda de desplazamiento, en caso de que el valor sea mayor o menor a uno, implica que el método sobreestima o subestima las demandas de desplazamiento inelástico, respectivamente.

Si se sobreestima la demanda de desplazamiento, se considera que dicha demanda es conservadora, en caso de que subestime la demanda inelástica se considera que el desplazamiento calculado aparentemente esta del lado inseguro, (figura 4.1).

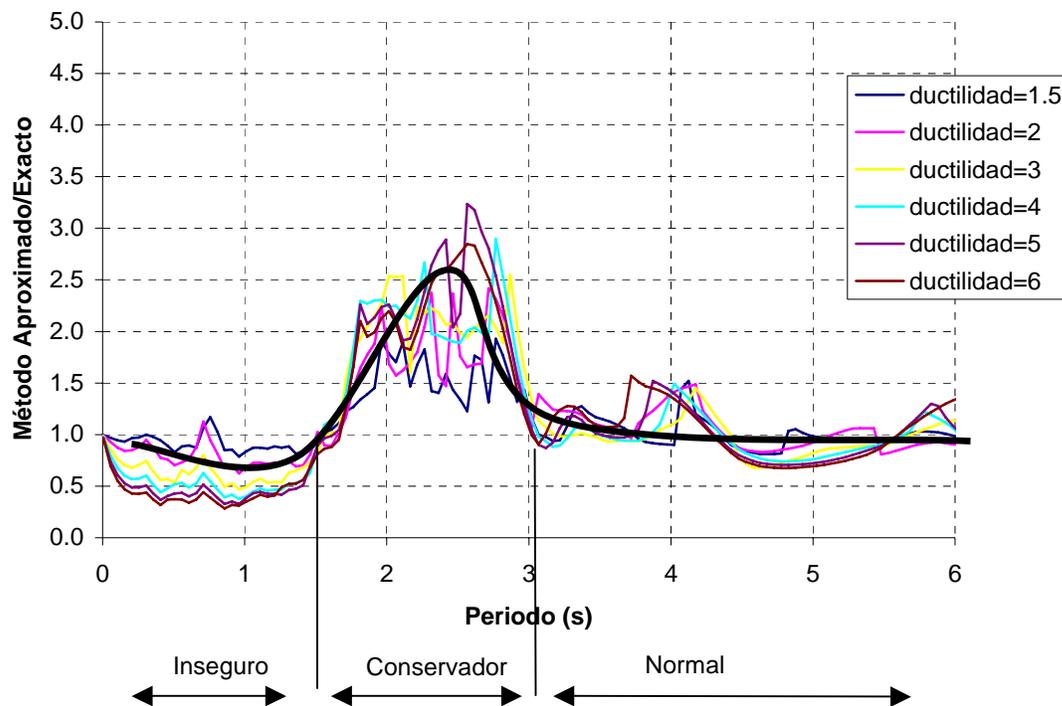
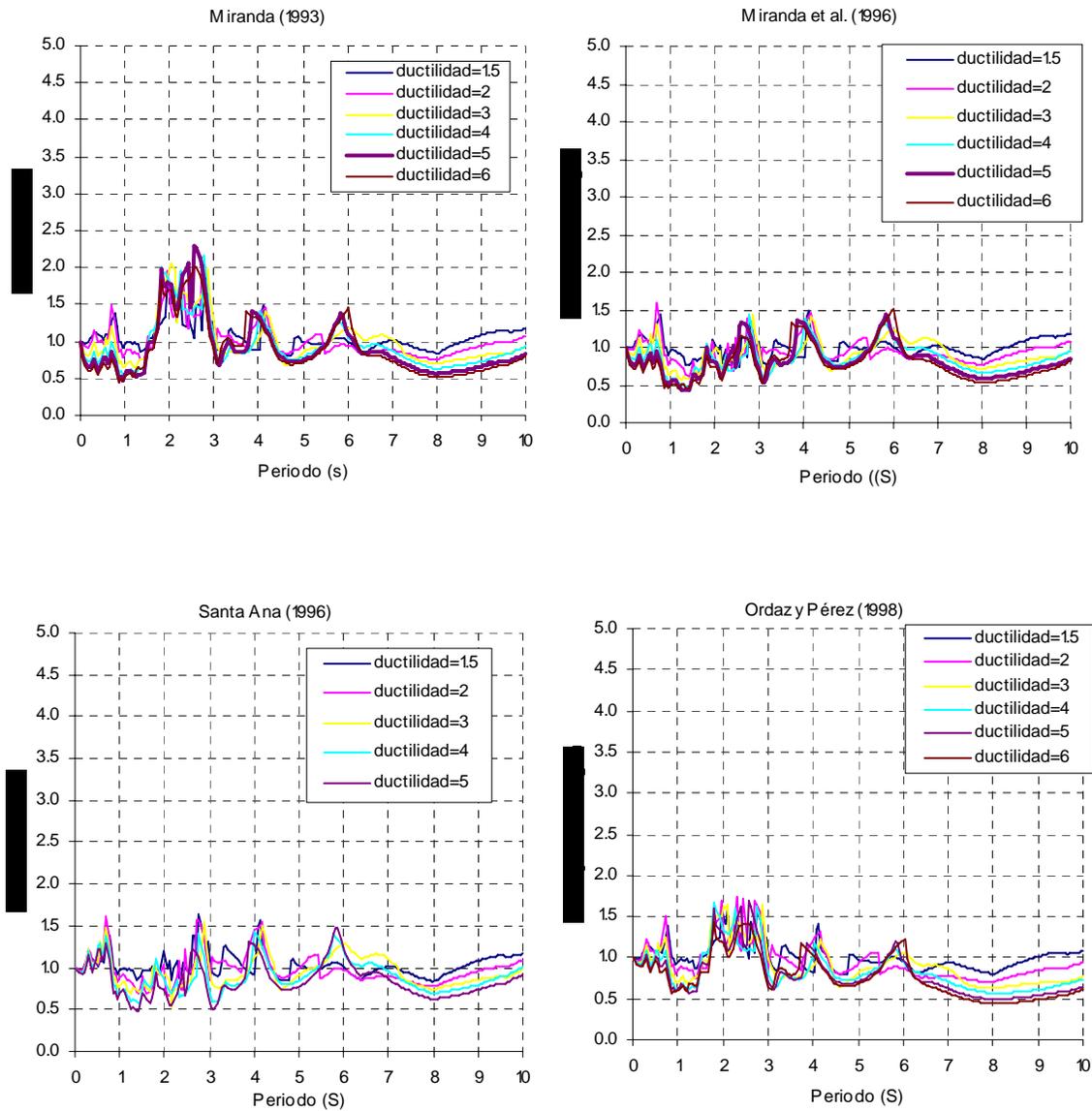


Fig 4.1 Gráfica donde se aprecia las zonas de incertidumbre al emplear un método aproximado

Métodos Aproximados para el Cálculo de Demandas de Desplazamiento Inelástico

En la figura 4.1 donde se muestra con una línea oscura, la tendencia de las demandas de desplazamiento inelásticos aproximados con los exactos, esta gráfica es típica para los métodos basados en factores de reducción de resistencia MFRR y los métodos basados en factores de modificación de desplazamiento MFMD, véase Anexo IV y en las figuras 4.2 y 4.3.



Métodos Aproximados para el Cálculo de Demandas de Desplazamiento Inelástico

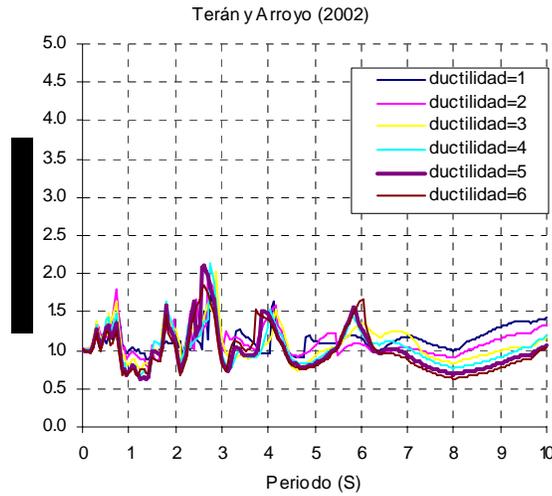


Fig. 4.2. Calibración de los métodos MFRR con el sismo 19-sep-85, estación SCT-EW

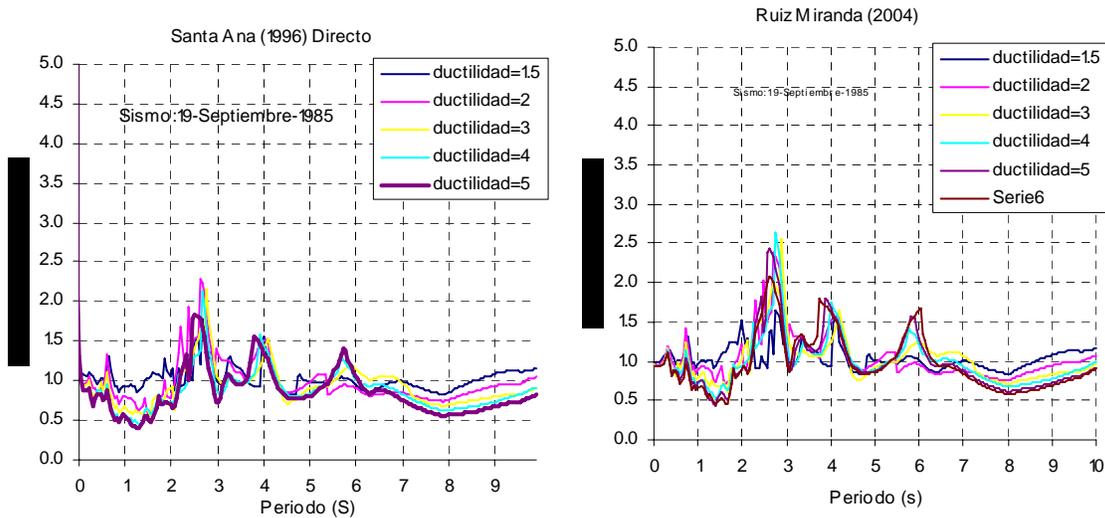


Fig. 4.3 Calibración de los métodos MFMD con el sismo 19-sep-85, estación SCT-EW

En las figuras 4.2 y 4.3 se muestran estos métodos, MFRR y MFMD, utilizando el registro de la estación SCT, sismo del 19 de septiembre de 1985, componente EW.

Como se mencionó para periodos cortos, se tiende a subestimar en la mayoría de los casos la demanda inelástica con dichos métodos.

Métodos Aproximados para el Cálculo de Demandas de Desplazamiento Inelástico

También se puede observar que, para periodos cercanos al predominante del movimiento del sitio, sobreestima hasta 2 veces la demanda de desplazamiento inelásticos. Para periodos largos pese a que no puede llegar a existir estructuras con periodos mayores a 4 s , los desplazamientos inelásticos tienden a ser similares.

Para estructuras inferiores a 1.5 s dentro de las cuales pueden estar estructuras importantes como los puentes, resulta engañoso pues estos métodos dan mejores resultados como se podrá ver se mas adelante. Estos métodos tienden a subestimar la demanda de desplazamiento hasta un 50% para periodos inferiores a 1.5, esta situación fue observada con base en todos los registros analizados.

4.4.2 Calibración de los Métodos Basados en Linealización Equivalente

Con el mismo registro sísmico se muestra la calibración de los métodos basados en linealización equivalente (figura 4.4). Se observó que para periodos inferiores a 1.5s los métodos de Rosenblueth (1964) y Kowalsky (1994) la demanda de desplazamiento inelástica es sobreestimada, esto habla bien pues de una cierta manera para las estructuras sometidas a un grado de libertad con periodos inferiores a 1.0s se encuentran a favor de la seguridad.

El método de Rosenblueth y Herrera (1964) da una mejor predicción del desplazamiento inelástico para periodos cortos en comparación con Kowalsky (1994) pues con este método se llega a sobreestimar mas de 2 veces la demanda de desplazamientos en comparación con los exactos.

En cambio para el método desarrollado por Pérez y Ordaz(1991) pese a no tener buena estimación de la demanda de desplazamiento inelástico, se observa que el cociente de desplazamiento calculado con dicho método respecto a la solución exacta tiende a ser uniforme para todos los periodos analizados, por lo que podría aplicarse un factor de ajuste para mejorar su predicción.

También se puede observar que en los tres métodos analizados, para periodos mayores a 2 s los desplazamientos subestima el doble de los desplazamientos inelástico exactos.

Métodos Aproximados para el Cálculo de Demandas de Desplazamiento Inelástico

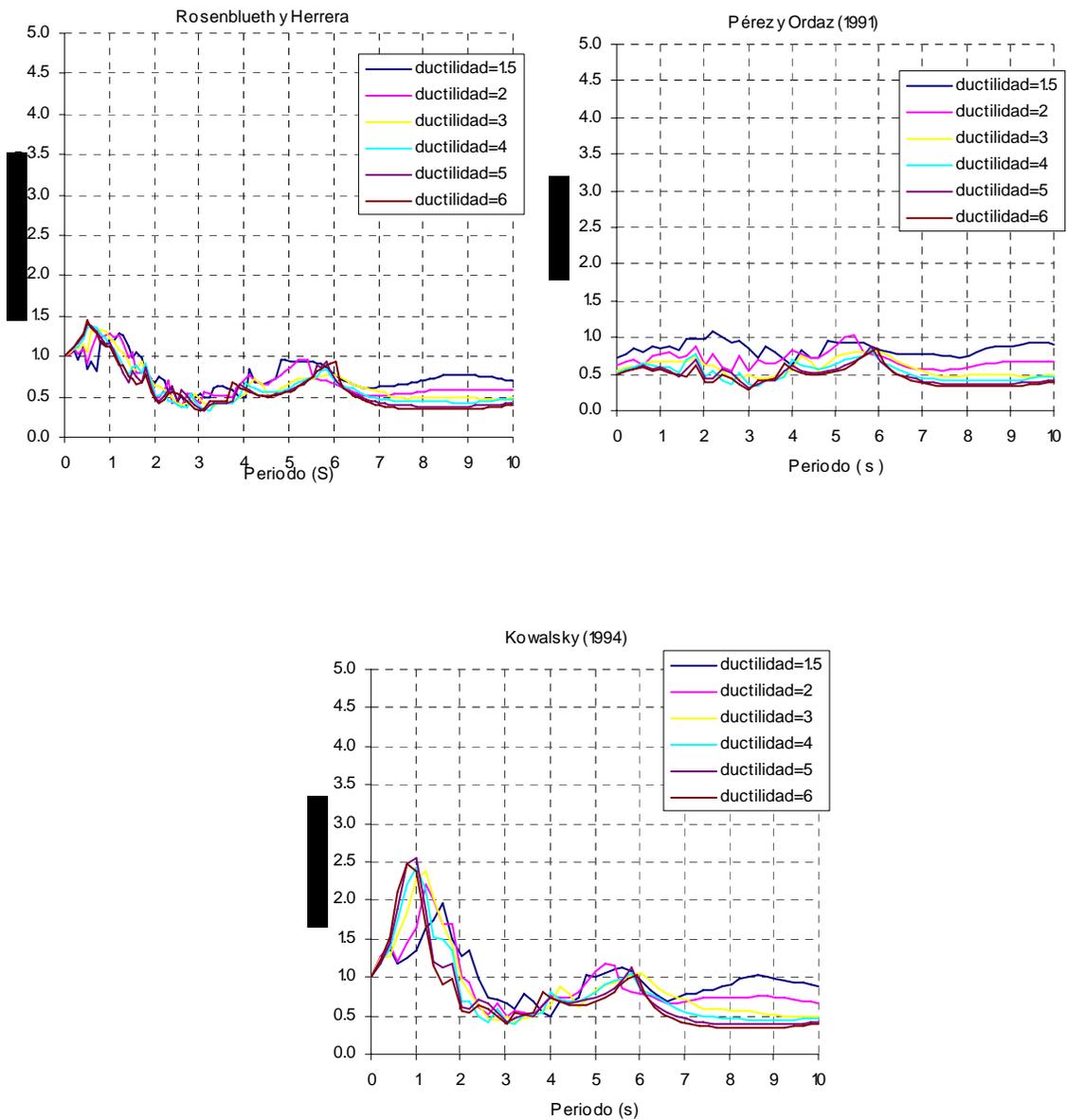


Fig 4.4 Calibración de los métodos basados en linealización equivalente con el sismo 19-sep-85 estación SCT-EW

Métodos Aproximados para el Cálculo de Demandas de Desplazamiento Inelástico

4.4.3 Cálculo del Errores Logarítmicos

Para tener una mejor apreciación de la bondad de los métodos, se cálculo el error logarítmico dado por la siguiente expresión.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \ln^2 \left(\frac{d_c}{d_o} \right)} \quad 4.29$$

donde:

ε = es el error logarítmico

N = numero de muestras

d_c = desplazamiento calculado (aproximado)

d_o =desplazamiento obtenido de la solución exacta

Estos errores logarítmicos fueron obtenidos para diferentes ductilidades y para diferentes periodos de vibración, dicho error se calculó para cada uno de los sismos analizados.

En la figura 4.5 se puede observar que los errores logarítmicos tienden a incrementar conforme aumenta la ductilidad y en esa misma figura se puede observar que el método que menor margen de error tiene es el método de Ruiz Miranda (2004) basados MFMD y el método de Ordaz y Pérez (1998) basados MFRR, para ductilidades inferiores a 4.

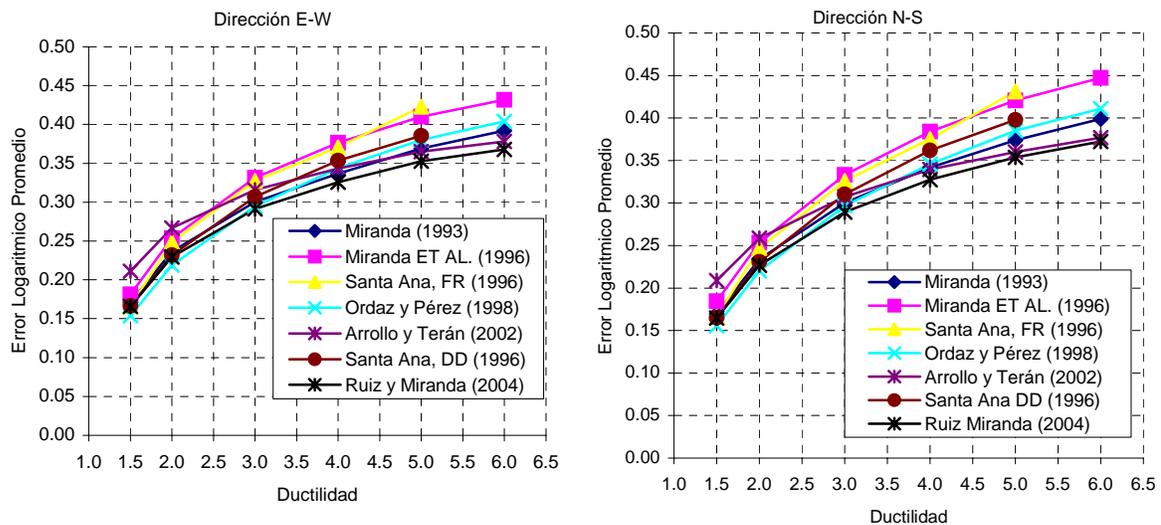


Fig 4.5 Errores logarítmicos promedio en los métodos MFMD y MFRR para diferentes ductilidades

Métodos Aproximados para el Cálculo de Demandas de Desplazamiento Inelástico

En la figura 4.6 se muestra el error logarítmico promedio conforme cambia el periodo de vibración de la estructura basados en los métodos MFRR y MFMD, de la misma manera fue analizado para todos los registros.

Se observa que el mayor error logarítmico, para la estimación de las demandas de desplazamiento inelástico, ocurre en donde los periodos de vibración de la estructura coinciden con los periodos de vibración del suelo $T = T_g$, este suele ser entre 1.5 y 4 s, pues en ese intervalo de periodos se encuentran los periodos predominante de los suelos blandos ubicados en la ciudad de México.

Se puede apreciar también que el que ofrece menor error es el método de Ordaz y Pérez (1998) basados en MFRR, en sus dos direcciones horizontales EW y NS, se puede observar con claridad que periodos inferiores a 4 s da muy buenos resultados en comparación con los otros métodos existentes, no obstante el método de Ruiz y Miranda (2004) basados en MFMD da también buenos resultados.

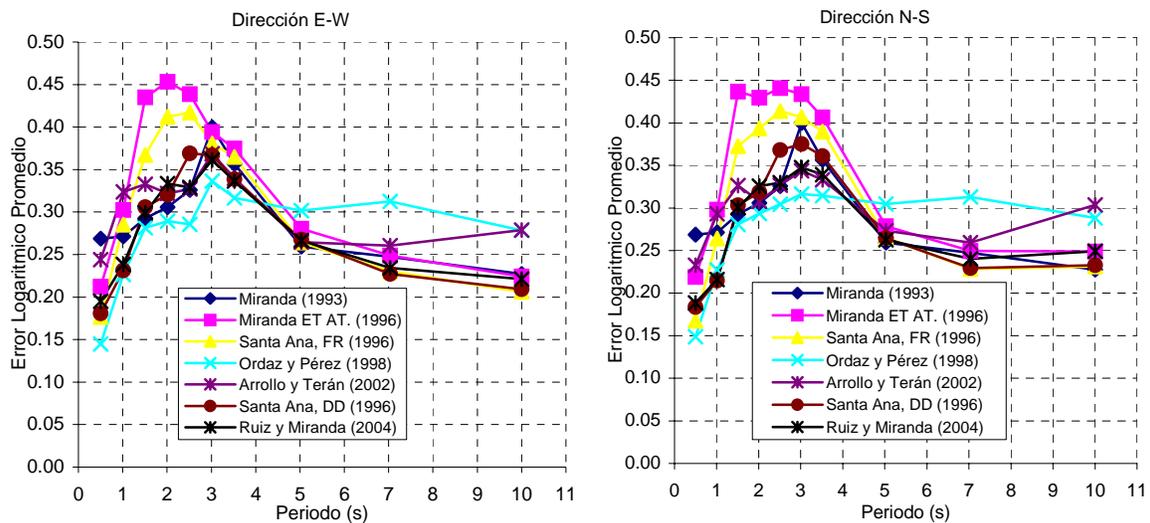


Fig 4.6 Error logarítmico promedio en los métodos MFMD y MFRR para diferentes periodos de vibración de la estructura

En la figura 4.7 se muestran también los errores logarítmicos promedio para diferentes ductilidades y periodos para los métodos basados en linealización equivalente. Se observa que de igual manera, que los métodos basados en MFRR y MFMD, el error se incrementa conforme aumenta la ductilidad, pero en este caso el error es mucho mayor.

Métodos Aproximados para el Cálculo de Demandas de Desplazamiento Inelástico

El que menor error tiene con respecto a la ductilidad es el método de Kowalsky (1994), como puede verse para sus dos componentes, EW y NS.

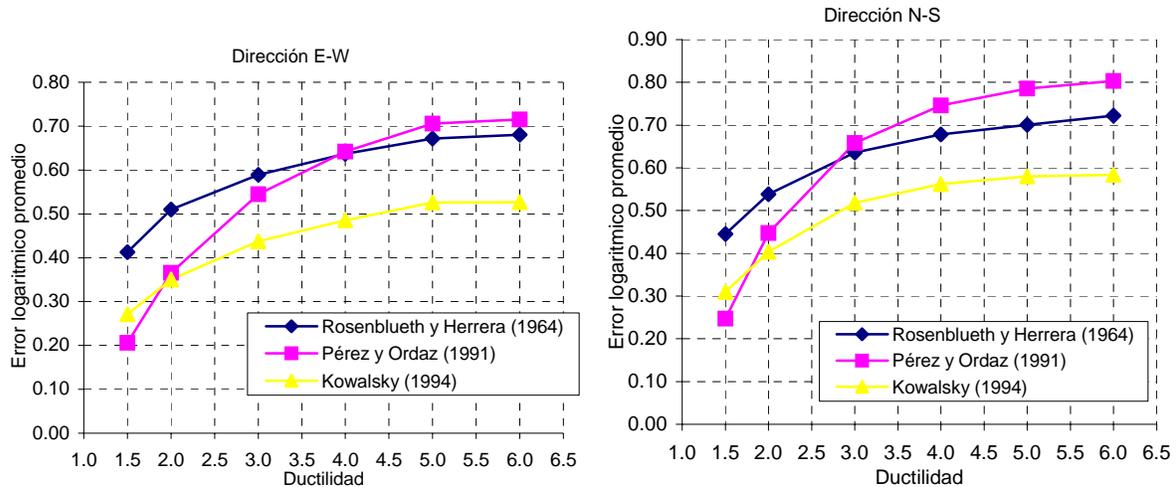


Fig 4.7 Error logarítmico promedio en los métodos basados en linealización equivalente para diferentes ductilidades

En la figura 4.8 se muestra el error logarítmico por periodo, en esta gráfica se aprecia un mayor margen de error con respecto a los métodos basados en MFRR Y MFMD.

Con dichos métodos se aprecia que en los métodos de Rosenblueth y Herrera (1964) y el método de Pérez y Ordaz (1991) tienen los mayores errores para periodos de vibración de la estructura entre 2, y 5 s. Mientras que en el de Kowalsky (1994) el error tiende a ser estable para todos los periodos de vibración analizados.

Como se mencionó el método de Rosenblueth y Herrera (1964) es el que tienen un menor margen de error para la estimación de las demandas de desplazamiento inelástico, para periodos inferiores a 1.0 s, la cual se confirma en la figura 4.8.

Métodos Aproximados para el Cálculo de Demandas de Desplazamiento Inelástico

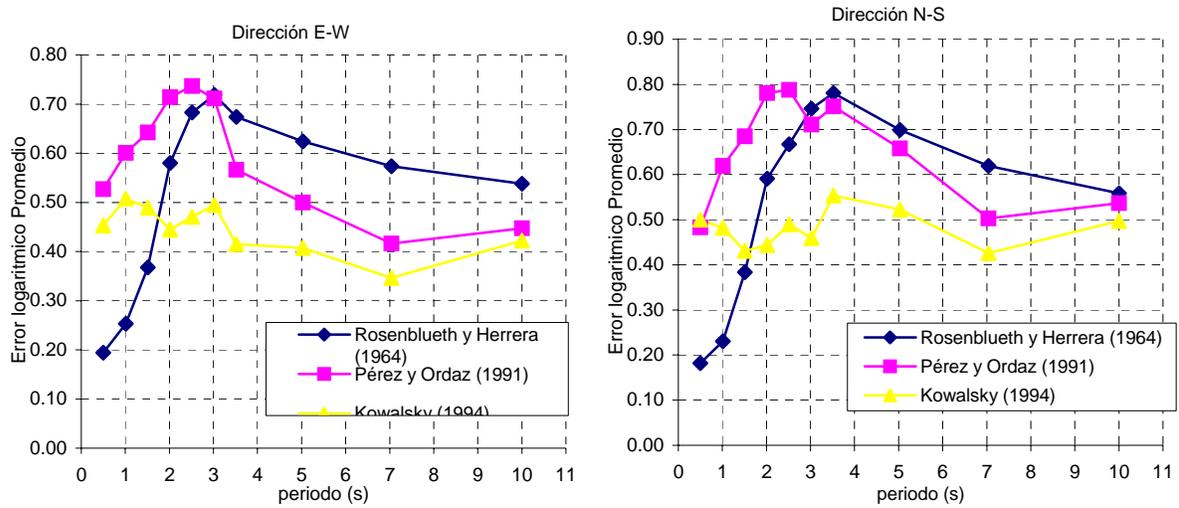


Fig. 4.8 Error logarítmico promedio en los métodos basados en linealización equivalente para diferentes periodos de vibración de la estructura

CAPÍTULO

5

PROPUESTA PARA EL CÁLCULO DE DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO DE ESTRUCTURAS DESPLANTADAS EN SUELO BLANDO

5.1 Propuesta para estructuras desplantadas en suelos blandos

La calibración de los métodos basados en factores de reducción de resistencia (MFRR), y métodos basados en factores de modificación de desplazamiento, así como los métodos de linealización equivalente para las estructuras que están desplantadas en suelos blandos de la ciudad de México, consistió en estimar el margen de error de cada uno de estos métodos.

En el estudio de Rivera (2005) se hace ver que en los métodos basados en linealización equivalente se definen zonas espectrales en las que se pueden apreciar los casos en que dichos métodos subestiman o sobrestiman la respuesta espectral respecto a lo calculado con la solución exacta.

Con las observaciones anteriores se puede establecer una buena alternativa para evaluar las demandas de desplazamiento para estructuras ubicadas en el suelo blando de las ciudad de México, es el método de Rosenblueth y Herrera (1964). Sin embargo, con objeto de mejorar el cálculo de las demandas de desplazamiento para periodos de vibración de la estructura superiores a 1.5 s, se propuso hacer una corrección de las demandas obtenidas con dicho método en función del periodo de la estructura (Rivera, 2005).

Las expresiones para evaluar el periodo (T_{eq}) y amortiguamiento (ξ_{eq}), con el método de Rosenblueth y Herrera están dadas por las ecuaciones 4.4, 4.5, 4.6 y 4.7. Donde la corrección de la demanda de desplazamiento obtenida se propone como:

Propuesta para el Cálculo de Demandas de Desplazamiento Inelástico

$$\Delta_d = \frac{\Delta_i(T_{eq}, \xi_{eq})}{\psi} \quad 5.1$$

$$\psi = 1.119 - 0.23T \quad 5.2$$

donde, Δ_d representa la demanda de desplazamiento corregida, Δ_i la demanda de desplazamiento obtenida con el método de Rosenblueth y Herrera, y ψ el factor correctivo.

5.2 Calibración de la propuesta

En las figuras 5.1 , 5.2 y 5.3 se muestra la calibración del método modificado. En la figura 5.1 se muestra la calibración de la Central de Abastos ocurridos por el sismo del 19 de septiembre de 1985, este método fue calibrado para periodos inferiores a 3 s.

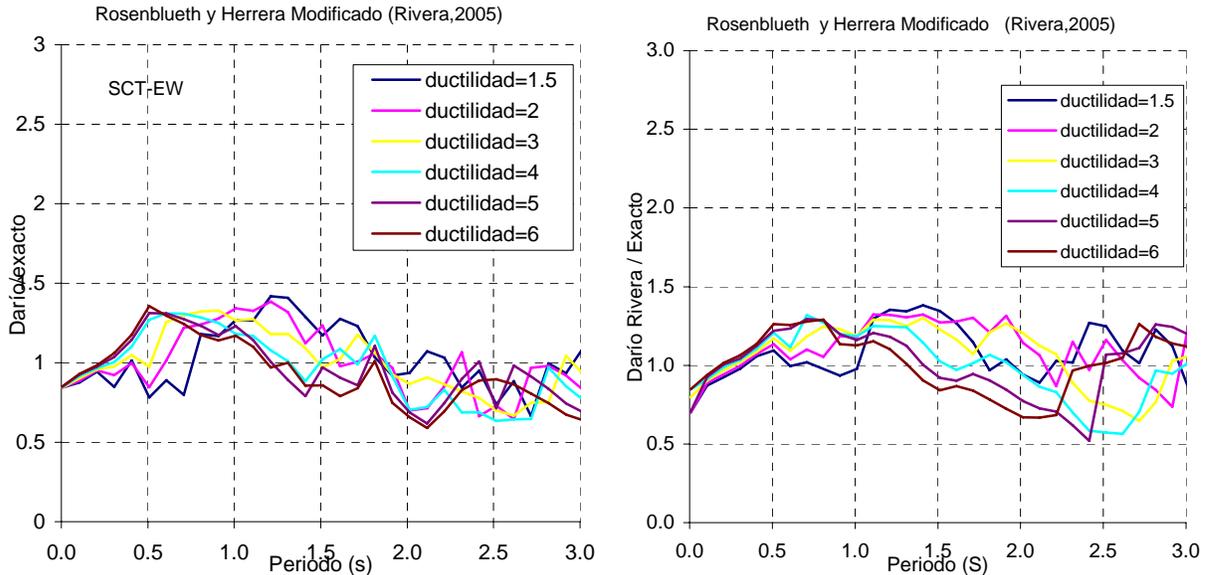


Fig. 5.1 Calibración del método modificado propuesto por Darío Rivera, con el sismo 19-sep-85 estación SCT-EW Y CDAF-EW respectivamente

El error logarítmico promedio por ductilidad figura 5.2, se observa que existe una enorme diferencia entre estos dos métodos, se observa que el método de Rosenblueth modificada tiende también a incrementar su error con forme aumenta la ductilidad.

Propuesta para el Cálculo de Demandas de Desplazamiento Inelástico

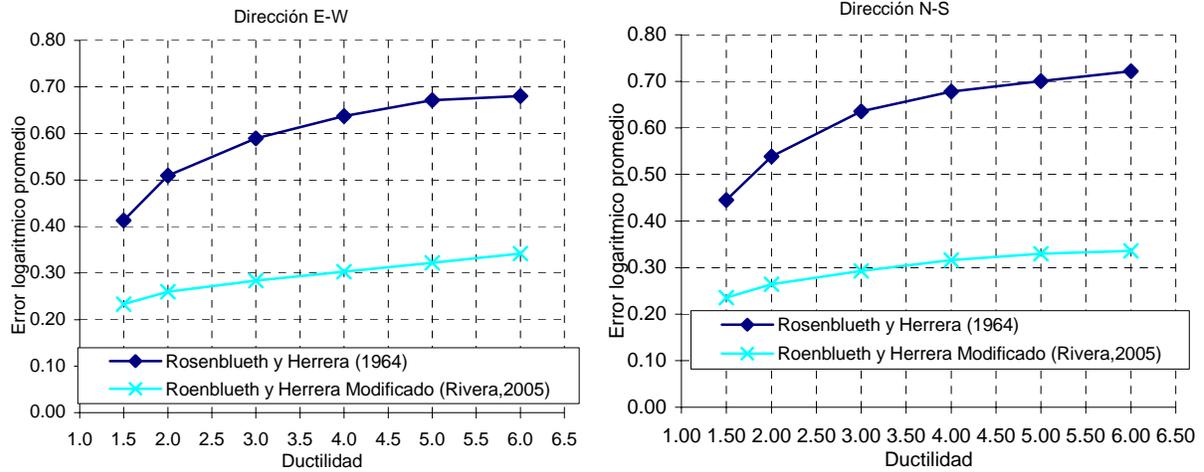


Fig 5.2 Error logarítmico Promedio, Método de Rosenblueth y Herrera (1964) y el Modificado (Rivera,2005) para diferentes ductilidades

En la figura 5.3 el método de Rosenblueth modificada propuesta por Rivera (2005) en donde se observa que hay una notable mejoría en la predicción de las demandas de desplazamiento inelástico, se observa también que para periodos de 3 s se reduce el error hasta 1.5 veces (este error puede ser calculado aplicando el logaritmo inverso de las respectivas gráficas)

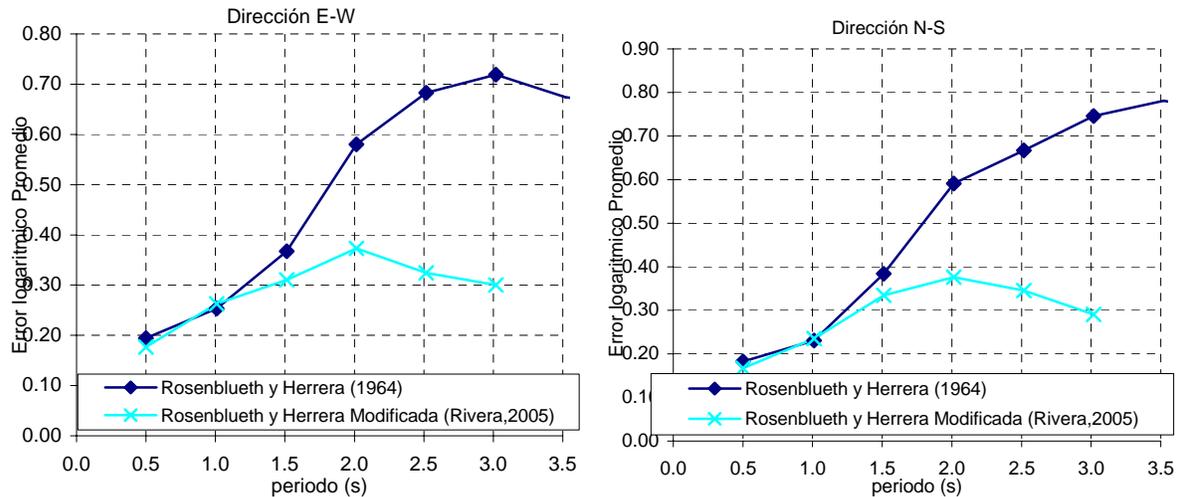


Fig 5.3 Error logarítmico promedio, Método de Rosenblueth y Herrera (1964) y el Modificado (Rivera,2005) para diferentes periodos de vibración de la estructura

Conclusiones

La presente investigación se enfoca al estudio de los métodos aproximados para calcular demandas de desplazamiento inelástico, basados en factores de reducción de resistencia (MFRR), basados en factores de modificación de desplazamiento (MFMD), y de linealización equivalente. Dichos métodos fueron comparados con los métodos obtenidos de la solución exacta (método paso a paso), con el fin de corroborar su grado de estimación ante diferentes eventos sísmicos, 12 registros sísmicos que fueron obtenidos en la zona blanda de la ciudad de México. Las conclusiones obtenidas fueron las siguientes:

Para los tres métodos aproximados, se muestran dos características propias de comportamiento, uno de ellos se refiere a que el error de las demandas de desplazamiento van en aumento conforme aumenta la demanda de ductilidad y la otra característica es que para periodos cercanos al predominante del suelo, se adquieren los máximos errores, para la obtención de las demandas de desplazamientos.

De acuerdo a lo observado en esta investigación, se sustenta que para distintos periodos de la vibración de la estructura, los métodos MFRR y MFMD adquieren un menor margen de error e igualmente para las distintas ductilidades en comparación con los basados en linealización equivalente.

Resulta conveniente aclarar que para periodos inferiores a 1.0 s los métodos MFRR y MFMD, no son la mejor opción para determinar las demandas de desplazamientos inelásticos, dado que, estos tienden a subestimar en la mayoría de las veces la demanda de desplazamiento, esto da lugar, a elaborar un diseño por sismo que carezca de seguridad; al menor cuando se considera un comportamiento elastoplástico del material.

Estos métodos llevan a ciertas imprecisiones que pueden estar del lado conservador o de la inseguridad. Los métodos MFRR, elaborados por Miranda (1993) y Miranda et al (1996), sin lugar a duda subestiman la demanda de desplazamiento más del doble; los elaborados por Santa Ana FR (1996) y Arrollo y Terán (2002) se puede decir que estos métodos sobreestiman muchas veces las demandas de desplazamiento más de 2.5 veces, y en la minoría de los casos se llega a subestimar el doble; uno de los métodos que tienen una mejor predicción para estimar las demandas de desplazamiento inelásticos y que es notorio en este análisis es el de Ordaz y Pérez (1998), el cual tiende a sobreestimar y subestimar las demandas de desplazamiento hasta un 50% de predicción con los exactos, de igual manera sucede con los propuestos por Ruiz y Miranda (2004) basados en MFMD.

Los métodos basados en linealización equivalente como los de Rosenblueth y Herrera (1964) y Kowalsky (1994) tienen una forma más definida en su comportamiento, para el primero de ellos se muestra que para periodos inferiores a 1.0 s siempre sobreestima la demanda de desplazamiento entre un 30 o 50% en relación con las obtenidas de la solución exacta, su uso puede ser recomendable para este intervalo de tiempo. El segundo método sobreestima hasta 2.5 veces la demanda de desplazamiento inelástico, en este se tiene un gran margen de seguridad.

Los métodos aproximados revisados en este trabajo que al hacer un ajuste adecuado de sus ecuaciones se puede mejorar la predicción de las demandas de desplazamiento inelástico, como en el caso de Rosenblueth y Herrera (1964), basados en linealización equivalente, dicho método fue modificado por Rivera (2005), en el cual se puede observar que existe una gran mejoría. El ajuste de este método fue realizado para periodos inferiores a 3.0s y se puede observar que para estructuras inferiores a 1.5s las demandas de desplazamiento tienden a ser iguales a los obtenidos con la solución exacta.

Con respecto a las NTC-Sismo, el cálculo de las demandas de desplazamiento inelástico, no son muy consistentes con relación a las que se obtienen de la solución exacta, ya que el Reglamento subestima la demanda de desplazamiento para periodos menores al fundamental del terreno mientras que para periodos iguales o mayores a T_g resulta ser muy conservador, en algunas veces da la impresión que la seguridad puede ser conservadora.

Con respecto a lo anterior se puede decir que los métodos estudiados en este trabajo, se pueden seguir mejorando de tal forma que se obtenga una mejor estimación de respuesta de la estructura.

Además, hay que tomar en cuenta que con una buena estimación de las demandas de desplazamiento inelástico se pueden lograr un mejor control del desempeño sísmico de la estructura, que es la nueva filosofía de diseño que se está desarrollando en varios países de alta actividad sísmica.

Referencias

- Bazan, Z.E y Meli, P.R.** “Manual de Diseño Sísmico de Edificios” : de Acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Editorial Limusa, México D.F. 1985.
- Chopra A. K** “ Dynamics of structures”, Prentice Hall, USA(1995)
- Dowrick, D. J.** “Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos para Ingenieros y Arquitectos”, Editorial Limusa, México, 1984.
- E. Juárez Badillo, A. Rico Rodríguez** “Mecánica de suelos” Fundamentos de Mecánica de Suelos Tomo 1, Tercera Edición, editorial Limusa, México, 2003.
- F. Sautor** “introducción a la sismología” Editorial Tecnológica de Costa Rica, (1990).
- Fundación ICA, A.C** “Experiencias Derivadas de los Sismos de Septiembre de 1985” ., Editorial Limusa Jaime A., 1988
- Green, Norman B. Edificación,** “Diseño y Construcción Sismorresistentes”, Editorial Gili, Barcelona España, 1980.
- Gulkan P. y Sozen M.** “Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquakes Motions”, ACI Journal, 71. (1974)
- Luis, M. Bozzo.** “Diseño Sismorresistentes de Edificios” Técnicas Convencionales y Avanzadas , Editorial Reverte, Barcelona España, 2000
- Meli P.R** “diseño estructural” Segunda Edición, Editorial limusa México DF 2002
- Miranda, E** “Hacia la Transparencia en Criterios de Diseño Sísmico” Revista Ingeniería civil No 333, 334 CENAPRED Enero México DF 1997
- Miranda E.** “Site-Dependent Strength Reduction Factors”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 119, No.12 (1993)
- Newmark y Rosenblueth,** “Fundamentos de Ingeniería Sísmica”, Editorial Diana, México D.F. 1976.
- NTC-Sismo.** “Normas Técnicas Complementarias para el diseño por sismo” Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, 2004
- Ordaz M y Montoya C** “Programa DEGTRA 2000” Instituto de Ingeniería, UNAM (1999)
- Ordaz M., Guerrero R. Y Reinoso E.** “Duración del movimiento durante sismos” Revista Ingeniería Civil No. 339 Julio México DF, 1997.
- Ordaz M., Miranda E. y Avilés J** “Propuesta de Espectro de Diseño por Sismo para DF” Memoria de XII Congreso Nacional de Ingeniería, México DF. 2000
- Paz, Mario.** Dinámica Estructural “Teoría y Cálculo” , Editorial Reverte, Barcelona España, 1992.

RCDF. “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal” Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, 2004

Rivera Darío “Revisión de los Métodos Aproximados para Calcular Demandas de Desplazamiento Inelástico en Suelos Blandos” Memoria del XV Congreso Nal. Ing. Sísmica., México DF.2005.

Rivera Darío y Meli Roberto “Procedimiento de Diseño Sísmico de Columnas de Puentes de Concreto Reforzado” Memoria del XIV Congreso Nal. Ing. Estructural. Acapulco Gro. 2004

Ruiz J. “Efecto de la Degradación de la Rigidez en los Factores de Reducción de Resistencia de Estructuras Cimentadas en Suelos Blandos”, Memorias de XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia, Mich. (1999)

Ruiz y Miranda E. “Inelastic Displacement Ratios for Design of Structures on Soft Soils Sites”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 130, No.12. (2004)

Santoyo, E. Riquing, L. y Ovando, E. “El Cono en la Explotación Geotécnica” TGC Geotecnia (1989)

Santa Ana Perla “Demandas de Desplazamiento Inelástico en Estructuras en la Zona Blanda de la Ciudad de México” Tesis Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1996

Villa Velásquez M. Carlos Ignacio “Análisis de Movimientos Sísmicos Registrados en el Valle de México” Tesis Licenciatura, FESA, UNAM, (2001)

Registros Sísmicos Medidos en la Zona Blanda de la Ciudad de México

ANEXO I

Tabla I.1 Sismo del 19 de Septiembre de 1985 (Magnitud: 8.1)

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s ² (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
I de I-UNAM	Central de Abasto Frigorifico	CDAF8509.191	0.01	117.49	86	Zona IIIb	143.19	19.366	99.086
I de I-UNAM	Central de Abasto Oficinas	CDA08509.191	0.01	84.61	65.32	Zona IIIc	314.72	19.372	99.096
I de I-UNAM	SCT B-1	SCT18509.191	0.01	161.63	93.78	Zona IIIa	183.51	19.393	99.147
I de I-UNAM	Tlahuac Bombas	TLHB8509.191	0.03	106.67	135.88	Zona IIIId	150	19.279	99.008
I de I-UNAM	Tlahuac Deportivo	TLHD8509.191	0.03	111.55	117.67	Zona IIIb	150.03	19.293	99.035

Tabla I.2 Sismo 21 de Septiembre de 1985 (Magnitud: 7.6)

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s ² (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
I de I-UNAM	Central de Abasto Frigorifico	CDAF8509.211	0.01	28.71	41.15	Zona IIIb	102.03	19.366	99.086
I de I-UNAM	Central de Abasto Oficinas	CDA08509.211	0.01	31.58	46.89	Zona IIIc	182.03	19.372	99.096
I de I-UNAM	Tlahuac Deportivo	TLHD8509.211	0.02	51.584	49.411	Zona IIIb	121.3	19.293	99.035

Tabla I.3 Sismo 30 de Abril de 1986 (Magnitud: 7.0)

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s ² (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
I de I-UNAM	Central de Abasto Oficinas	CDA08604.301	0.03	32.272	15.773	Zona IIIc	137.16	19.372	99.096
I de I-UNAM	Tlahuac Bombas	TLHB8604.301	0.02	16.673	16.754	Zona IIIId	198	19.279	99.008

Tabla I.4 Sismo 25 de Abril de 1989 (Magnitud: 6.9)

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s ² (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
FICA	Alameda	AL018904.251	0.005	37.52	45.95	Zona IIIb	234.24	19.436	99.145
CIRES	Apatlaco	AP688904.251	0.01	33.3	32.96	Zona IIIc	191.02	19.381	99.107
FICA	Autódromo	AU118904.251	0.005	20.29	19.51	Zona IIIId	316.16	19.392	99.087
FICA	Buenos Aires	BA498904.251	0.005	54.97	54.52	Zona IIIc	300.8	19.41	99.145
FICA	Balderas	BL458904.251	0.005	52.51	42.73	Zona IIIc	272.64	19.425	99.148
FICA	Bondojoito	BO398904.251	0.005	37.46	33.52	Zona IIIc	204.8	19.465	99.165

Registros Sísmicos Medidos en la Zona Blanda de la Ciudad de México

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s ² (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
FICA	Candelaria	CA598904.251	0.005	46.93	29.14	Zona IIIc	279.04	19.426	99.118
I de I-UNAM	Central de Abastos Oficinas	CDA08904.251	0.01	34.38	28.15	Zona IIIc	211.14	19.372	99.096
CIRES	CETIS 57	CE328904.251	0.01	19.7	20.52	Zona IIIId	269.96	19.386	99.054
FICA	Cibeles	CI058904.251	0.005	45.82	54.34	Zona IIIb	273.92	19.419	99.165
FICA	C.U. Juárez	CJ038904.251	0.005	37.68	40.72	Zona IIIb	249.6	19.41	99.157
CIRES	Córdoba	CO568904.251	0.01	39.1	73	Zona IIIb	242.1	19.422	99.159
CIRES	Cuemanco	CU808904.251	0.01	53.65	50.37	Zona IIIc	122.95	19.294	99.104
I de I-UNAM	Preparatoria # 7 (la Viga)	DFVB8904.251	0.01	32.62	33.71	Zona IIIc	114.13	19.419	99.126
CIRES	Deportivo Moctezuma	DM128904.251	0.01	23	25.33	Zona IIIc	263.68	19.431	99.096
CIRES	Garibaldi	GA628904.251	0.01	45.43	52.6	Zona IIIb	230.36	19.439	99.14
CIRES	Hospital Juarez	HJ728904.251	0.01	48.44	44.54	Zona IIIc	203.01	19.425	99.13
FICA	Jamaica	JA438904.251	0.005	31.21	35.1	Zona IIIc	295.68	19.405	99.125
FICA	Miramontes	MI158904.251	0.005	27.54	40.44	Zona IIIa	250.88	19.283	99.125
FICA	Meyehualco	MY198904.251	0.005	29.78	54.55	Zona IIIc	288	19.346	99.043
CIRES	Nezahualcoyotl	NZ208904.251	0.01	35.49	46.45	Zona IIIId	221.79	19.403	99
CIRES	Palacio de los Deportes	PD428904.251	0.01	25.8	21.69	Zona IIIId	244.06	19.406	99.1
CIRES	Plutarco Elias Calles	PE108904.251	0.01	43.57	53.04	Zona IIIb	157.58	19.39	99.132
CIRES	Rodolfo Mendez	RM488904.251	0.01	47.96	27.95	Zona IIIb	239.12	19.436	99.128
I de I-UNAM	SCT B-2	SCT28904.251	0.01	39.98	37.51	Zona IIIa	160.63	19.393	99.147
FICA	Sector Popular	SP518904.251	0.005	39.06	47.31	Zona IIIb	291.84	19.366	99.119
CIRES	Tlatelolco	TLO88904.251	0.01	47.55	32.35	Zona IIIb	224.09	19.45	99.134
FICA	Tlatelolco	TL558904.251	0.005	31.11	45.18	Zona IIIb	218.88	19.436	99.143
FICA	Villa del Mar	VM298904.251	0.005	52.02	49.14	Zona IIIb	221.605	19.381	99.125
CIRES	Xochipilli	XP068904.251	0.01	57.24	43.55	Zona IIIc	181.96	19.42	99.135

Registros Sísmicos Medidos en la Zona Blanda de la Ciudad de México

Tabla I.5 Sismo 24 de Octubre de 1993 (Magnitud: 6.7)

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s ² (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CIRES	Alameda	AL019310.241	0.005	9.48	8.98	Zona IIIb	215.04	19.436	99.145
CIRES	Autódromo	AU119310.241	0.005	7.52	8.29	Zona III d	328.865	19.392	99.087
CIRES	Buenos Aires	BA499310.241	0.005	17.73	14.41	Zona IIIc	295.68	19.41	99.145
CIRES	Balderas	BL459310.241	0.005	12.06	12.99	Zona IIIc	249.59	19.425	99.148
CIRES	Bondojito	BO399310.241	0.005	13.56	9.94	Zona IIIc	282.88	19.465	99.105
CIRES	Candelaria	CA599310.241	0.005	10.08	8.56	Zona IIIc	261.12	19.426	99.118
I de I-UNAM	Central de Abastos Oficinas	CDA09310.241	0.01	9.57	13.4	Zona IIIc	200.27	19.372	99.096
CIRES	CETIS	CE239310.241	0.005	6.25	6.28	Zona III d	280.32	19.462	99.064
CIRES	Deportivo Moctezuma	DM129310.241	0.01	9.07	8.44	Zona IIIc	233.64	19.431	99.096
CIRES	Garibaldi	GA629310.241	0.01	9.77	9.57	Zona IIIb	175.03	19.439	99.14
CIRES	Hangares	HA419310.241	0.005	10.05	11.73	Zona III d	267.52	19.418	99.079
CIRES	Hospital Juárez	HJ729310.241	0.01	13.72	12.13	Zona IIIc	158	19.425	99.13
CIRES	Ibero	IB229310.241	0.01	11.28	12.26	Zona IIIa	82.03	19.345	99.13
CIRES	Jamaica	JA439310.241	0.005	8.31	12.15	Zona IIIc	193.275	19.405	99.125
CIRES	Lindavista	LV179310.241	0.005	14.04	11.22	Zona IIIa	225.28	19.493	99.128
CIRES	Miramontes	MI159310.241	0.005	14.318	12.074	Zona IIIa	234.24	19.283	99.125
CIRES	Meyehualco	MY199310.241	0.005	7.34	9.37	Zona IIIc	254.72	19.346	99.043
CIRES	Nezahualcoyotl	NZ319310.241	0.005	10.56	10.46	Zona III d	343.04	19.417	99.025
RIIS	UAM Iztapalapa	RIDI9310.241	0.005	7.35	7.89	Zona IIIb	143.36	19.36	99.06
I de I-UNAM	SCT B-2	SCT29310.241	0.01	10.19	11.45	Zona IIIa	117.24	19.393	99.147
CIRES	Tlatelolco	TLO89310.241	0.01	8.1	8.38	Zona IIIb	187.7	19.45	99.134
CIRES	Tlatelolco	TL559310.241	0.005	9.63	8.28	Zona IIIb	253.44	19.436	99.143
CENAPRED	Tlacotal Superficie	TLAS9310.241	0.01	5.52	5.34	Zona III d	267.66	19.397	99.1047

Registros Sísmicos Medidos en la Zona Blanda de la Ciudad de México

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s ² (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CIRES	Villa del Mar	VM299310.241	0.005	11.477	13.516	Zona IIIb	262.4	19.381	99.125
CIRES	Xochimilco	XO369310.241	0.01	20.83	15.82	Zona IIIc	267.04	19.271	99.102
CIRES	Xochipilli	XP069310.241	0.01	9.96	8.28	Zona IIIc	205.31	19.42	99.135
CENAPRED	Zocalo C.D. México	ZDDF9310.241	0.01	8.62	7.66	Zona IIIc	167.56	19.431	99.133

Tabla I.6 Sismo 14 de Septiembre de 1995 (Magnitud: 7.3)

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s ² (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CIRES	Aeropuerto	AEO29509.141	0.01	34.29	31.17	Zona IIId	253.98	19.429	99.058
CIRES	Alameda	AL019509.141	0.005	35.198	40.988	Zona IIIb	253.44	19.436	99.145
CIRES	Apatlaco	AP689509.141	0.01	23.61	51.73	Zona IIIc	185.02	19.381	99.107
CIRES	Aragón	AR149509.141	0.01	26.97	25.79	Zona IIIc	268.69	19.481	99.076
CIRES	Autódromo	AU119509.141	0.005	14.457	33.826	Zona IIId	337.915	19.392	99.087
CIRES	Balderas	BL459509.141	0.005	32.423	34.617	Zona IIIc	282.88	19.425	99.148
CIRES	Bondojoito	BO399509.141	0.005	43.987	30.705	Zona IIIc	334.08	19.465	99.105
CIRES	Candelaria	CA599509.141	0.005	28.591	34.085	Zona IIIc	400.64	19.426	99.118
I de I-UNAM	Central de Abastos Oficinas	CDAO9509.141	0.01	32.13	37.08	Zona IIIc	344.78	19.372	99.096
CIRES	CETIS	CE239509.141	0.005	23.418	22.44	Zona IIId	463.36	19.462	99.064
CIRES	CETIS 57	CE329509.141	0.01	21.92	29.94	Zona IIId	259.68	19.386	99.054
CIRES	C.U. Juarez	CJ039509.141	0.005	26.094	24.901	Zona IIIb	328.96	19.41	99.157
CIRES	CPJ	CJ049509.141	0.01	27.08	24.52	Zona IIIb	267.01	19.41	99.157
CIRES	Córdoba	CO569509.141	0.01	45.42	44.31	Zona IIIb	262.4	19.422	99.159
I de I-UNAM	Roma	DFRO9509.141	0.01	37.32	29.19	Zona IIIb	194.05	19.405	99.166
CIRES	Deportivo Moctezuma	DM129509.141	0.01	23.25	19.2	Zona IIIc	263.95	19.431	99.096
CIRES	Garibaldi	GA629509.141	0.01	26.08	29.99	Zona IIIb	273.12	19.439	99.14
CIRES	García Campillo	GC279509.141	0.01	19.63	31.13	Zona IIIa	133.99	19.316	99.106

Registros Sísmicos Medidos en la Zona Blanda de la Ciudad de México

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s ² (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CIRES	Meyehualco	MY199509.141	0.005	24.988	51.288	Zona IIIc	416	19.346	99.043
CIRES	Nezahualcoyotl	NZ319509.141	0.005	34.239	34.135	Zona III d	524.8	19.417	99.025
RIIS	UAM Xochimilco	RIDX9509.141	0.005	45.19	45.92	Zona III b	227.84	19.31	99.1
CIRES	Rodolfo Méndez	RM489509.141	0.01	27.62	22.04	Zona III b	221.42	19.436	99.128
CENAPRED	Roma C Superficie	RMCS9509.141	0.01	29.3	30.98	Zona III b	917.05	19.42	99.1547
I de I-UNAM	SCT B-2	SCT29509.141	0.004	32.21	26.44	Zona III a	207.96	19.393	99.147
CIRES	Sector Popular	SP519509.141	0.005	32.51	40.325	Zona III b	422.4	19.366	99.119
CIRES	Tlahuac	TH3509.141	0.005	61.705	72.717	Zona III d	276.48	19.279	99
CIRES	Tlatelolco	TL089509.141	0.01	28.91	26.73	Zona III b	261.99	19.45	99.134
CIRES	Tlatelolco	TL559509.141	0.005	19.518	29.943	Zona III b	355.84	19.436	99.143
CENAPRED	Unidad Kennedy Superficie	UNKS9509.141	0.01	20.14	20.78	Zona III c	932.13	19.418	99.111
CENAPRED	Zaragoza Superficie	ZARS9509.141	0.01	29.69	32.2	Zona III d	861.02	19.419	99.0876
CENAPRED	Zócalo C.D. México	ZDDF9509.141	0.01	22.99	21.56	Zona III c	252.52	19.431	99.133

Tabla I.7 Sismo 9 de Octubre de 1995 (Magnitud: 6.6)

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s ² (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CIRES	Autódromo	AU119510.091	0.005	16.65	12.38	Zona III d	410.88	19.392	99.087
CIRES	Buenos Aires	BA499510.091	0.005	15.99	22.91	Zona III c	360.96	19.41	99.145
CIRES	Balderas	BL459510.091	0.005	13.54	11.48	Zona III c	327.675	19.425	99.148
CIRES	Bondojoito	BO399510.091	0.005	17.81	22.88	Zona III c	343.04	19.465	99.105
CIRES	Candelaria	CA599510.091	0.005	20	13.23	Zona III c	396.8	19.426	99.118
I de I-UNAM	Central de Abastos Oficinas	CDAO9510.091	0.01	19.37	13.83	Zona III c	348.75	19.372	99.096
CIRES	CETIS	CE239510.091	0.005	11.61	18.64	Zona III d	478.72	19.462	99.064
CIRES	Cibeles	CI059510.091	0.005	10.38	14.41	Zona III b	378.88	19.419	99.165

Registros Sísmicos Medidos en la Zona Blanda de la Ciudad de México

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s ² (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CIRES	C.U. Juárez	CJ039510.091	0.005	15.04	12.47	Zona IIIb	384	19.41	99.157
CIRES	Deportivo Moctezuma	DM129510.091	0.01	18.46	15.49	Zona IIIc	331.35	19.431	99.096
CIRES	Garibaldi	GA629510.091	0.01	11.7	12.93	Zona IIIb	236.83	19.439	99.14
CIRES	Hangares	HA419510.091	0.005	11.44	15.8	Zona IIId	414.72	19.418	99.079
CIRES	Jamaica	JA4439510.091	0.005	11.42	10.38	Zona IIIc	304.64	19.405	99.125
CIRES	Liverpool	LI589510.091	0.01	13.11	16.6	Zona IIIb	233.03	19.426	99.157
CIRES	Lindavista	LV179510.091	0.005	8.19	9.33	Zona IIIa	337.92	19.493	99.128
CIRES	Meyehualco	MY199510.091	0.005	11.06	14.84	Zona IIIc	373.76	19.346	99.043
CIRES	Nezahualcoyotl	NZ319510.091	0.005	13.22	11.11	Zona IIId	674.56	19.417	99.025
CENAPRED	Roma C Superficie	RMCS9510.091	0.01	9.22	12.24	Zona IIIb	677.55	19.42	99.1547
CIRES	Sector Popular	SP519510.091	0.005	11.11	14.08	Zona IIIb	375.04	19.366	99.119
CIRES	Tlatelolco	TL089510.091	0.01	10.68	10.98	Zona IIIb	234.04	19.45	99.134
CENAPRED	Tlacotal Superficie	TLAS9510.091	0.01	10.04	12.21	Zona IIId	322.28	19.397	99.1047
CENAPRED	Unidad Kennedy Superficie	UNKS9510.091	0.01	12.88	12.21	Zona IIIc	677.83	19.418	99.111
CIRES	Valle Gómez	VG099510.091	0.005	13.75	17.15	Zona IIIb	313.6	19.454	99.123
CIRES	Villa del Mar	VM299510.091	0.005	17.28	20.02	Zona IIIb	442.88	19.381	99.125
CIRES	Xochipilli	XP069510.091	0.01	24.24	15.59	Zona IIIc	254.03	19.42	99.135
CENAPRED	Zaragoza Superficie	ZARS9510.091	0.01	12.54	15.14	Zona IIId	686.37	19.419	99.0876
CENAPRED	Zócalo C.D. México	ZDDF9510.091	0.01	12.93	8.38	Zona IIIc	237.96	19.431	99.133

Tabla I.8 Sismo del 25 de Febrero de 1996 (Magnitud: 6.9)

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s ² (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CIRES	Bondojito	BO399602.251	0.005	5.03	4.79	Zona IIIc	174.08	19.465	99.105
CIRES	Candelaria	CA599602.251	0.005	5.907	4.469	Zona IIIc	249.6	19.426	99.118
CIRES	CETIS	CE239602.251	0.005	4.033	6.148	Zona IIId	314.88	19.462	99.064

Registros Sísmicos Medidos en la Zona Blanda de la Ciudad de México

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s ² (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CIRES	Jamaica	JA439602.251	0.005	4.977	4.583	Zona IIIc	151.04	19.405	99.125
CIRES	Meyehualco	MY199602.251	0.005	4.473	4.505	Zona IIIc	209.92	19.346	99.043
CIRES	Sector Popular	SP519602.251	0.005	7.343	5.72	Zona IIIb	200.96	19.366	99.119
CIRES	Villa del Mar	VM299602.251	0.005	10.928	7.525	Zona IIIb	239.36	19.381	99.125

Tabla I.9 Sismo del 11 de Enero de 1997 (Magnitud: 6.9)

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s ² (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CIRES	Autódromo	AU119701.111	0.005	18.125	22.654	Zona IIIc	294.4	19.392	99.087
CIRES	Balderas	BL459701.111	0.005	23.857	17.57	Zona IIIc	256	19.425	99.148
CIRES	Bondojito	BO399701.111	0.005	23.563	20.553	Zona IIIc	261.12	19.465	99.105
CIRES	Candelaria	CA599701.111	0.005	23.708	28.71	Zona IIIc	295.68	19.426	99.118
CIRES	Córdoba	CO569701.111	0.01	20.838	21.816	Zona IIIb	299.25	19.422	99.159
I de I-UNAM	Roma	DFRO9701.111	0.01	19.89	14.18	Zona IIIb	148.95	19.405	99.166
CIRES	Deportivo Moctezuma	DM129701.111	0.01	30.469	21.371	Zona IIIc	279.75	19.431	99.096
CIRES	Garibaldi	GA629701.111	0.01	19.989	20.219	Zona IIIb	208.25	19.439	99.14
CIRES	Jamaica	JA439701.111	0.005	21.518	21.688	Zona IIIc	259.84	19.405	99.125
CIRES	Liverpool	LI589701.111	0.01	22.117	16.379	Zona IIIb	195.25	19.426	99.157
CIRES	Lindavista	LV179701.111	0.005	23.679	18.865	Zona IIIa	253.44	19.493	99.128
CIRES	Nezahualcoyotl	NZ319701.111	0.005	21.149	20.439	Zona IIIc	444.16	19.417	99.025
CIRES	Plutarco Elías Calles	PE109701.111	0.01	16.257	21.053	Zona IIIb	299.25	19.39	99.132
CIRES	Sector Popular	SP519701.111	0.005	18.409	16.449	Zona IIIb	321.28	19.366	99.119
CIRES	Tlahuac	TH359701.111	0.005	44.551	31.415	Zona IIIc	229.12	19.279	99
CIRES	Tlatelolco	TLO89701.111	0.01	13.038	19.08	Zona IIIb	201.75	19.45	99.134
CIRES	Tlatelolco	TL559701.111	0.005	12.127	14.572	Zona IIIb	272.64	19.436	99.143
CENAPRED	Tlacotal Superficie	TLAS9701.111	0.01	25.05	27.31	Zona IIIc	156.73	19.397	99.1047

Registros Sísmicos Medidos en la Zona Blanda de la Ciudad de México

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s ² (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CIRES	Valle Gómez	VG099701.111	0.005	23.22	20.177	Zona IIIb	321.28	19.454	99.123
CIRES	Villa del Mar	VM299701.111	0.005	26.424	26.71	Zona IIIb	344.32	19.381	99.125
CIRES	Xochimilco	XO369701.111	0.01	30.403	31.168	Zona IIIc	247.25	19.271	99.102
CIRES	Xochipilli	XP069701.111	0.01	27.024	19.66	Zona IIIc	208.25	19.42	99.135
CENAPRED	Zócalo C.D. México	ZDDF9701.111	0.01	16.53	18.68	Zona IIIc	217.4	19.431	99.133

Tabla I.10 Sismo del 3 de Febrero de 1998 (Magnitud: 6.4)

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s ² (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CIRES	Buenos Aires	BA499802.031	0.005	3.762	3.892	Zona IIIc	165.12	19.41	99.145
CIRES	Balderas	BL459802.031	0.005	3.27	3.687	Zona IIIc	138.245	19.425	99.148
CIRES	Bondojito	BO399802.031	0.005	3.036	3.31	Zona IIIc	168.96	19.465	99.105
CIRES	Cibeles	CI059802.031	0.005	5.468	4.478	Zona IIIb	186.88	19.419	99.165
CIRES	C.U. Juarez	CJ039802.031	0.005	4.184	3.798	Zona IIIb	181.76	19.41	99.157
CIRES	Garcia Campillo	GC389802.031	0.01	5.394	3.267	Zona IIIa	123.75	19.316	99.106
CIRES	Liverpool	LI589802.031	0.01	3.224	4.372	Zona IIIb	143.25	19.426	99.157
CIRES	Lindavista	LV179802.031	0.005	4.819	4.862	Zona IIIa	160	19.493	99.128
CIRES	Miramontes	MI159802.031	0.005	4.748	5.151	Zona IIIa	106.24	19.283	99.125
CIRES	Meyehualco	MY199802.031	0.005	2.6	4.345	Zona IIIc	188.16	19.346	99.043
CIRES	SAN Simon	SI539802.031	0.005	3.744	3.582	Zona IIIa	147.2	19.375	99.148
CIRES	Tlatelolco	TLO89802.031	0.01	2.749	3.415	Zona IIIb	149.75	19.45	99.134
CIRES	Valle Gomez	VG099802.031	0.005	3.43	3.869	Zona IIIb	162.56	19.454	99.123
CIRES	Villa del Mar	VM299802.031	0.005	3.538	4	Zona IIIb	193.28	19.381	99.125
CIRES	Xochimilco	XO369802.031	0.01	6.951	7.112	Zona IIIc	208.25	19.271	99.102

Registros Sísmicos Medidos en la Zona Blanda de la Ciudad de México

Tabla I.11 Sismos del 15 de Junio de 1999 (Magnitud: 5.4)

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s ² (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CIRES	Autódromo	AU119906.151	0.005	17.693	21.723	Zona III d	277.76	19.392	99.087
CIRES	Buenos Aires	BA499906.151	0.005	33.524	39.443	Zona III d	344.32	19.41	99.145
CIRES	Balderas	BL459906.151	0.005	28.708	20.804	Zona III c	277.76	19.425	99.148
CIRES	Bondojito	BO399906.151	0.005	25.505	27.775	Zona III c	286.72	19.465	99.105
CIRES	CETIS	CE239906.151	0.005	22.393	13.839	Zona III c	330.24	19.462	99.064
CIRES	CETIS 57	CE329906.151	0.01	24.214	19.123	Zona III d	253.75	19.386	99.054
CIRES	Cibeles	CI059906.151	0.005	32.84	39.261	Zona III d	313.6	19.419	99.165
B	C.U. Juárez	CJ039906.151	0.005	27.099	22.744	Zona III b	298.24	19.41	99.157
CIRES	CUPJ	CJO49906.151	0.01	27.658	23.5	Zona III b	266.75	19.41	99.157
CIRES	Córdoba	CO569906.151	0.01	24.114	32.71	Zona III b	279.75	19.422	99.159
I de I-UNAM	Roma SUR	DFRO9906.151	0.01	27.33	28.69	Zona III a	171.64	19.405	99.166
CIRES	Deportivo Moctezuma	DM129906.151	0.01	27.566	29.967	Zona III c	279.75	19.431	99.096
CIRES	Garibaldi	GA629906.151	0.01	31.507	29.633	Zona III b	266.75	19.439	99.14
CIRES	García Campillo	GC389906.151	0.01	26.921	33.68	Zona III a	208.25	19.316	99.106
CIRES	Liverpool	LI589906.151	0.01	26.134	27.118	Zona III b	299	19.426	99.157
CIRES	Lindavista	LV179906.151	0.005	32.298	30	Zona III a	284.16	19.493	99.128
CIRES	Nezahualcoyotl	NZ209906.151	0.01	33.612	33.976	Zona III d	279.75	19.403	99
CIRES	Nezahualcoyotl	NZ319906.151	0.005	36.132	31.136	Zona III d	366.08	19.417	99.025
CIRES	Palacio de los Deportes	PD429906.151	0.01	19.142	28.815	Zona III d	299.25	19.406	99.1
CIRES	Rodolfo Mendez	RM489906.151	0.01	15.295	19.777	Zona III b	247.25	19.436	99.128
CENAPRED	Estación No.10 Roma SUP	RMAS9906.151	0.01	31.69	28.79	Zona III b	332.38	19.42	99.1547
CENAPRED	Roma C Superficie	RMCS9906.151	0.01	18.66	30.84	Zona III b	221.58	19.42	99.1547
I de I-UNAM	SCT B-1	SCT19906.151	0.01	30.47	31.34	Zona III a	130.53	19.393	99.147
CIRES	Sector Popular	SP519906.151	0.005	31.855	31.341	Zona III b	270.08	19.366	99.119
CIRES	Tlatelolco	TLO89906.151	0.01	20.896	25.292	Zona III b	279.75	19.45	99.134

Registros Sísmicos Medidos en la Zona Blanda de la Ciudad de México

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s ² (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CIRES	Valle Gómez	VG099906.151	0.005	29.436	45.963	Zona IIIb	308.48	19.454	99.123
CIRES	Villa del Mar	VM299906.151	0.005	29.134	31.235	Zona IIIb	391.68	19.381	99.125
CIRES	Xochimilco	XO369906.151	0.01	39.722	43.294	Zona IIIc	429.25	19.271	99.102
CIRES	Xochipilli	XP069906.151	0.01	29.462	24.515	Zona IIIc	286.25	19.42	99.135
CENAPRED	Zaragoza Superficie	ZARS9906.151	0.01	29.64	36.67	Zona IIId	331.52	19.419	99.0876
CENAPRED	Zócalo C.D. México	ZDDF9906.151	0.01	14.37	22.03	Zona IIIc	237.34	19.431	99.133

Tabla I.12 Sismo del 30 de Septiembre de 1999 (Magnitud: 7.1)

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s ² (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CIRES	Apatlaco	AP689909.301	0.01	29.405	29.908	Zona IIIc	266.75	19.381	99.107
CIRES	Aragón	AR149909.301	0.01	25.204	25.474	Zona IIId	351.25	19.481	99.076
CIRES	Buenos Aires	BA499909.301	0.005	43.039	38.891	Zona IIIc	396.8	19.41	99.145
CIRES	Balderas	BL459909.301	0.005	25.749	36.936	Zona IIIc	304.64	19.425	99.148
CIRES	Bondojito	BO399909.301	0.005	43.317	29.083	Zona IIIc	313.6	19.465	99.105
CIRES	Candelaria	CA599909.301	0.005	22.806	28.412	Zona IIIc	364.8	19.426	99.118
I de I-UNAM	Central de Abastos Oficinas	CDAO9909.301	0.01	29.7	32.3	Zona IIIc	303.63	19.372	99.096
CIRES	CETIS	CE239909.301	0.005	19.64	19.776	Zona IIId	376.32	19.462	99.064
CIRES	CETIS 57	CE329909.301	0.01	18.459	17.956	Zona IIId	305.75	19.386	99.054
B	C.U. Juárez	CJ039909.301	0.005	27.132	32.098	Zona IIIb	360.96	19.41	99.157
CIRES	Cordoba	CO569909.301	0.01	42.706	30.469	Zona IIIb	286.25	19.422	99.159
CIRES	Cuemanco	CU809909.301	0.01	42.345	34.434	Zona IIIc	221.25	19.294	99.104
CIRES	Deportivo Moctezuma	DM129909.301	0.01	21.665	25.762	Zona IIIc	357.75	19.431	99.096
CIRES	Garibaldi	GA629909.301	0.01	18.452	27.207	Zona IIIb	305.75	19.439	99.14

Registros Sísmicos Medidos en la Zona Blanda de la Ciudad de México

Institución	Nombre de Estación	Clave del Acelerograma	Paso del Tiempo	Aceleración cm/s ² (gal)		Tipo de Terreno	Duración (s)	Latitud	Longitud
				(E-W)	(N-S)				
CIRES	García Campillo	GC389909.301	0.01	22.234	20.976	Zona IIIa	234.25	19.316	99.106
CIRES	Hospital Juárez	HJ729909.301	0.01	23.167	28.842	Zona IIIc	266.75	19.425	99.13
CIRES	IBERO	IB229909.301	0.01	36.704	30.502	Zona IIIa	214.75	19.345	99.13
CIRES	Jamaica	JA439909.301	0.005	20.613	24.269	Zona IIIc	272.64	19.405	99.125
CIRES	Liverpool	LI589909.301	0.01	26.247	31.077	Zona IIIb	305.75	19.426	99.157
CIRES	Nezahualcoyotl	NZ209909.301	0.01	27.308	33.947	Zona IIId	370.75	19.403	99
CIRES	Nezahualcoyotl	NZ319909.301	0.005	25.918	33.168	Zona IIId	442.88	19.417	99.025
CIRES	Palacio de los Deportes	PD429909.301	0.01	22.348	25.456	Zona IIId	299.25	19.406	99.1
CIRES	Plutarco Elías Calles	PE109909.301	0.01	28.635	28.397	Zona IIIb	214.75	19.39	99.132
RIIS	UAM Xochimilco	RIDX9909.301	0.005	33.12	57.34	Zona IIIb	229.19	19.31	99.1
I de I-UNAM	SCT B-2	SCT29909.301	0.005	20.37	35.45	Zona IIIa	199	19.393	99.147
CIRES	SAN Simon	SI539909.301	0.005	19.06	23.711	Zona IIIb	298.24	19.375	99.148
CIRES	Sector Popular	SP519909.301	0.005	30.341	31.547	Zona IIIb	291.84	19.366	99.119
CIRES	Tlatelolco	TLO89909.301	0.01	18.785	18.291	Zona IIIb	292.75	19.45	99.134
CIRES	Valle Gómez	VG099909.301	0.005	28.109	29.46	Zona IIIb	314.88	19.454	99.123
CIRES	Villa del Mar	VM299909.301	0.005	32.542	38.267	Zona IIIc	396.8	19.381	99.125
CIRES	Xochimilco	XO369909.301	0.01	39.846	38.864	Zona IIIc	422.75	19.271	99.102
CIRES	Xochipilli	XP069909.301	0.01	28.215	24.62	Zona IIId	364.25	19.42	99.135
CENAPRED	Zaragoza Superficie	ZARS9909.301	0.01	28.04	28.34	Zona IIIc	335.79	19.419	99.0876
CENAPRED	Zócalo C.D. México	ZDDF9909.301	0.01	37.36	42.15	Zona IIIc	238.97	19.431	99.133

Registros Sísmicos Medidos en la Zona Blanda de la Ciudad de México

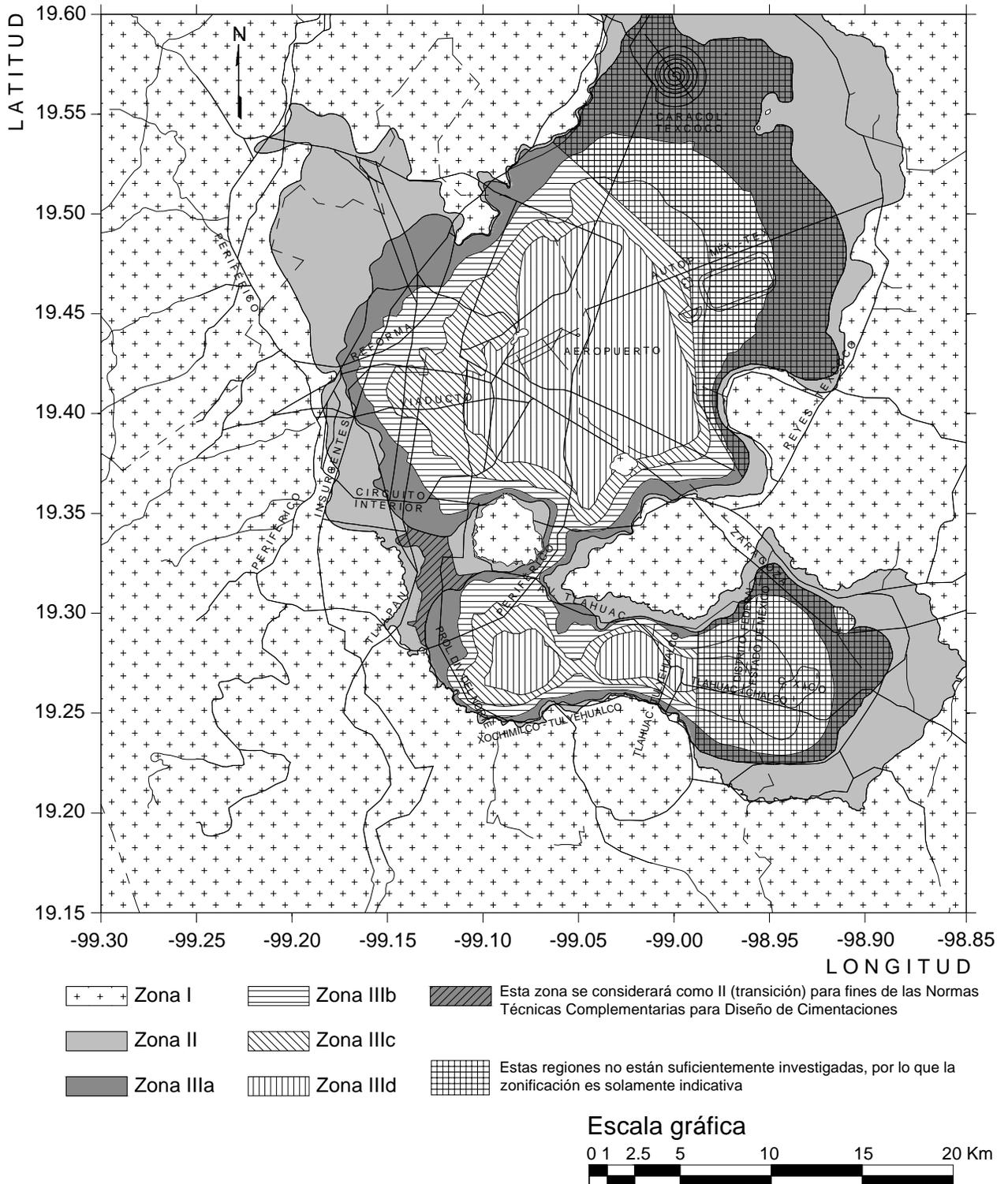


Figura 1.1 Zonificación del DF para fines de diseño por sismo

Periodos de Vibración Natural del Terreno

ANEXO II

Tabla II.1 Sismo del 19 de Septiembre de 1985

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	(NTC-sismo)	Espectro de Velocidades	
			Tg	NS	EW
I de I-UNAM	CDAF	Zona IIIb	2.7	3	3
I de I-UNAM	CDAO	Zona IIIc	3.1	3.5	4
I de I-UNAM	SCT1	Zona IIIa	1.8	2	2.5
I de I-UNAM	TLHB	Zona IIId	4.1	5	5.5
I de I-UNAM	TLHD	Zona IIIb	2	2.5	3.7

Tabla II.2 Sismo del 21 de Septiembre de 1985

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	(NTC-sismo)	Espectro de Velocidades	
			Tg	NS	EW
I de I-UNAM	CDAF	Zona IIIb	2.7	2.33	3.01
I de I-UNAM	CDAO	Zona IIIc	3.1	3.42	3.56
I de I-UNAM	TLHD	Zona IIIb	2	2.3	1.98

Tabla II.3 Sismo del 30 de Abril de 1986

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	(NTC-sismo)	Espectro de Velocidades	
			Tg	NS	EW
I de I-UNAM	CDAO	Zona IIIc	3.1	3.42	3.29
I de I-UNAM	TLHB	Zona IIId	4.1	3.32	4.63

Tabla II.4 Sismo del 25 de Abril de 1989

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	(NTC-sismo)	Espectro de Velocidades	
			Tg	NS	EW
FICA	AL01	Zona IIIb	2	2.18	2.11
CIRES	AP68	Zona IIIc	3	3.92	3.31
FICA	AU11	Zona IIId	4	4.56	4.44
FICA	BA49	Zona IIIc	2.5	3.1	3.12
FICA	BL45	Zona IIIc	2.5	2.74	2.63
FICA	BO39	Zona IIIc	2.3	3.1	3.07
FICA	CA59	Zona IIIc	2.8	3.21	3.21
I de I-UNAM	CDAO	Zona IIIc	3.1	3.32	3.46
CIRES	CE32	Zona IIId	4	4.31	4
FICA	CI05	Zona IIIb	1.5	2.21	2.21

Periodos de Vibración Natural del Terreno

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	(NTC-sismo)	Espectro de Velocidades	
			Tg	NS	EW
FICA	CJ03	Zona IIIb	2	2.71	2.13
CIRES	CO56	Zona IIIb	2	2.49	2.96
CIRES	CU80	Zona IIIc	2.5	3.12	2.85
I de I-UNAM	DFVB	Zona IIIc	2.6	3	2.99
CIRES	DM12	Zona IIIc	3.5	3.95	3.98
CIRES	GA62	Zona IIIb	2.1	2.35	2.85
CIRES	HJ72	Zona IIIc	2.5	2.71	2.85
FICA	JA43	Zona IIIc	3	3.12	3.1
FICA	MI15	Zona IIIa	1.2	3.21	1.55
FICA	MY19	Zona IIIc	3	2.71	3.37
CIRES	NZ20	Zona IIIId	4	4.65	4.53
CIRES	PD42	Zona IIIId	4	4.42	4.18
CIRES	PE10	Zona IIIb	2.3	2.49	2.9
CIRES	RM48	Zona IIIb	2.4	2.49	2.99
I de I-UNAM	SCT2	Zona IIIa	1.6	2.21	2.1
FICA	SP51	Zona IIIb	2	2.35	2.35
CIRES	TL08	Zona IIIb	1.9	2.21	2.21
FICA	TL55	Zona IIIb	2	2.1	2.24
FICA	VM29	Zona IIIb	2.5	3.1	3
CIRES	XP06	Zona IIIc	2.5	2.85	2.96

Tabla II.5 Sismo del 24 de Octubre de 1993

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	(NTC-sismo)	Espectro de Velocidades	
			Tg	NS	EW
CIRES	AL01	Zona IIIb	2	1.99	2.63
CIRES	AU11	Zona IIIId	4	4.31	4.06
CIRES	BA49	Zona IIIc	2.5	2.71	2.85
CIRES	BL45	Zona IIIc	2.5	2.24	2.71
CIRES	BO39	Zona IIIc	2.3	3.05	2.85
CIRES	CA59	Zona IIIc	2.8	3.07	3
I de I-UNAM	CDAO	Zona IIIc	3.1	3.24	2.76
CIRES	CE23	Zona IIIId	2.7	4.81	4.7
CIRES	DM12	Zona IIIc	3.6	3.68	3.76
CIRES	GA62	Zona IIIb	2.1	1.88	2.54
CIRES	HA41	Zona IIIId	4	4.65	4.81
CIRES	HJ72	Zona IIIc	2.5	2.49	2.88
CIRES	IB22	Zona IIIa	1.3	1.5	1.52
CIRES	JA43	Zona IIIc	3	3.1	2.99
CIRES	LV17	Zona IIIa	1.5	1.49	1.52

Periodos de Vibración Natural del Terreno

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	(NTC-sismo)	Espectro de Velocidades	
			Tg	NS	EW
CIRES	MI15	Zona IIIa	1.2	1.6	1.52
CIRES	MY19	Zona IIIc	3	2.71	2.71
CIRES	NZ31	Zona IIId	4	5.1	5.39
RIIS	RIDI	Zona IIIb	3	1.74	1.55
I de I-UNAM	SCT2	Zona IIIa	1.5	1.77	1.85
CIRES	TL08	Zona IIIb	1.9	1.99	2.6
CIRES	TL55	Zona IIIb	2	1.38	1.74
CENAPRED	TLAS	Zona IIId	3.6	3.47	3.62
CIRES	VM29	Zona IIIb	2.5	2.6	2.76
CIRES	XO36	Zona IIIc	3	3.65	3.46
CIRES	XP06	Zona IIIc	2.5	2.88	2.79
CENAPRED	ZDDF	Zona IIIc	2.5	2.65	2.85

Tabla II.6 Sismo del 14 de Septiembre de 1995

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	(NTC-sismo)	Espectro de Velocidades	
			Tg	NS	EW
CIRES	AEO2	Zona IIId	4	4.92	5.23
CIRES	AL01	Zona IIIb	2	2.02	1.71
CIRES	AP68	Zona IIIc	3	3.21	3.82
CIRES	AR14	Zona IIIc	3.6	3.84	3.4
CIRES	AU11	Zona IIId	4	4.59	4.34
CIRES	BL45	Zona IIIc	2.5	2.21	2.82
CIRES	BO39	Zona IIIc	2.3	2.9	3
CIRES	CA59	Zona IIIc	2.8	3.21	3.1
I de I-UNAM	CDAO	Zona IIIc	3.1	3.24	3.46
CIRES	CE23	Zona IIId	2.7	3.21	3.93
CIRES	CE32	Zona IIId	4	4.51	4.37
CIRES	CJ03	Zona IIIb	2	2.18	1.99
CIRES	CJ04	Zona IIIb	2	2.18	1.99
CIRES	CO56	Zona IIIb	2	2.27	2.35
I de I-UNAM	DFRO	Zona IIIb	2.5	1.6	1.38
CIRES	DM12	Zona IIIc	3.6	3.37	3.68
CIRES	GA62	Zona IIIb	2.1	2	2.13
CIRES	GC38	Zona IIIa	1.5	1.94	3.24
CIRES	HJ72	Zona IIIc	2.5	2.85	3.1
CIRES	IB22	Zona IIIa	1.3	1.47	1.63
CIRES	MI15	Zona IIIa	1.2	3.12	1.52
CIRES	MY19	Zona IIIc	3	2.85	2.88

Periodos de Vibración Natural del Terreno

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	(NTC-sismo)	Espectro de Velocidades	
			Tg	NS	EW
CIRES	NZ31	Zona III d	4	5.31	3.04
RIIS	RIDX	Zona III b	2.1	3.04	2.88
CIRES	RM48	Zona III b	2.4	3.21	3.01
CENAPRED	RMCS	Zona III b	2.2	2.6	2.35
I de I-UNAM	SCT2	Zona III a	1.5	2.21	2.1
CIRES	SP51	Zona III b	2	2.1	2.18
CIRES	TH35	Zona III d	3.5	2.76	3.01
CIRES	TL08	Zona III b	1.9	2.1	2.1
CIRES	TL55	Zona III b	2	2.1	2
CENAPRED	UNKS	Zona III c	3.3	3.82	3.68
CENAPRED	ZARS	Zona III d	3.7	4.34	4.5
CENAPRED	ZDDF	Zona III c	2.5	3.73	2.96

Tabla II.7 Sismo del 9 de Octubre de 1995

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	(NTC-sismo)	Espectro de Velocidades	
			Tg	NS	EW
CIRES	AU11	Zona III d	4	4.7	4.31
CIRES	BA49	Zona III c	2.5	2.85	2.85
CIRES	BL45	Zona III c	2.5	2.85	2.35
CIRES	BO39	Zona III c	2.3	2.85	3.05
CIRES	CA59	Zona III c	2.8	3	2.9
I de I-UNAM	CDAO	Zona III c	3.1	3.46	3.35
CIRES	CE23	Zona III d	2.7	4.92	4.45
CIRES	CI05	Zona III b	1.5	2.1	5.28
CIRES	CJ03	Zona III b	2	2.21	2.07
CIRES	DM12	Zona III c	3.6	3.84	3.71
CIRES	GA62	Zona III b	2.1	2.24	2.46
CIRES	HA41	Zona III d	4	4.87	4.67
CIRES	JA43	Zona III c	3	3.26	2.93
CIRES	LI58	Zona III b	2	2.13	2.27
CIRES	LV17	Zona III a	1.5	2.16	2.29
CIRES	MY19	Zona III c	3	2.85	3.07
CIRES	NZ31	Zona III d	4	5.42	5.23
CENAPRED	RMCS	Zona III b	2.2	2.71	2.35
CIRES	SP51	Zona III b	2	2.1	2.13
CIRES	TL08	Zona III b	1.9	2.29	2.85
CENAPRED	UNKS	Zona III c	3.3	3.62	3.73
CIRES	VG09	Zona III b	2.1	2.35	2.35

Periodos de Vibración Natural del Terreno

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	(NTC-sismo)	Espectro de Velocidades	
			Tg	NS	EW
CIRES	VM29	Zona IIIb	2.5	2.74	2.71
CIRES	XP06	Zona IIIc	2.5	2.46	2.88
CENAPRED	ZARS	Zona IIIId	3.7	4.29	4.34
CENAPRED	ZDDF	Zona IIIc	2.5	3.32	2.96

Tabla II.8 Sismo del 25 de Febrero de 1996

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	(NTC-sismo)	Espectro de Velocidades	
			Tg	NS	EW
CIRES	BO39	Zona IIIc	2.3	2.72	3
CIRES	CA59	Zona IIIc	2.8	2.95	2.95
CIRES	CE23	Zona IIIId	2.7	5	5.85
CIRES	JA43	Zona IIIc	3	3.08	3.12
CIRES	MY19	Zona IIIc	3	2.59	2.79
CIRES	SP51	Zona IIIb	2	4.74	5.83
CIRES	VM29	Zona IIIb	2.5	2.67	2.75

Tabla II.9 Sismo del 11 de Enero de 1997

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	(NTC-sismo)	Espectro de Velocidades	
			Tg	NS	EW
CIRES	AU11	Zona IIIId	4	4.09	4.55
CIRES	BL45	Zona IIIc	2.5	2.79	2.63
CIRES	BO39	Zona IIIc	2.3	2.72	2.95
CIRES	CA59	Zona IIIc	2.5	2.95	3.63
CIRES	CO56	Zona IIIb	2	2.17	2.6
I de I-UNAM	DFRO	Zona IIIb	1.5	5.41	6.93
CIRES	DM12	Zona IIIc	3.6	3.65	3.7
CIRES	GA62	Zona IIIb	2.1	2.22	3.6
CIRES	JA43	Zona IIIc	3	2.72	3.58
CIRES	LI58	Zona IIIb	2	2.59	2.23
CIRES	LV17	Zona IIIa	1.5	1.86	1.85
CIRES	NZ31	Zona IIIId	4	5.43	5.18
CIRES	PE10	Zona IIIb	2.3	2.56	2.65
CIRES	SP51	Zona IIIb	2	2.15	2.25
CIRES	TH35	Zona IIIId	3.5	4.55	5.58
CIRES	TL55	Zona IIIb	2	2.33	3.6
CIRES	VG09	Zona IIIb	2.1	2.35	2.48
CIRES	VM29	Zona IIIb	2.5	2.72	2.73
CIRES	XO36	Zona IIIc	3	3.44	3.93
CIRES	XP06	Zona IIIc	2.5	2.64	2.65
CENAPRED	ZDDF	Zona IIIc	2	2.64	3.45

Periodos de Vibración Natural del Terreno

Tabla II.10 Sismo del 3 de Febrero de 1998

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	(NTC-sismo)	Espectro de Velocidades	
			Tg	NS	EW
CIRES	BA49	Zona IIIc	2.5	2.38	2.88
CIRES	BL45	Zona IIIc	2.5	2.15	2.73
CIRES	BO39	Zona IIIc	2.3	2.87	2.75
CIRES	CI05	Zona IIIb	1.5	1.99	1.78
CIRES	CJ03	Zona IIIb	2	2.09	1.78
CIRES	GC38	Zona IIIa	1.5	1.76	1.73
CIRES	LI58	Zona IIIb	2	2.17	2.23
CIRES	LV17	Zona IIIa	1.5	1.76	1.98
CIRES	MI15	Zona IIIa	1.2	1.5	1.53
CIRES	MY19	Zona IIIc	3	3.72	2.72
CIRES	SI53	Zona IIIa	1.3	1.55	1.25
CIRES	TL08	Zona IIIb	1.9	1.86	2.43
CIRES	VG09	Zona IIIb	2.1	2.51	2.55
CIRES	VM29	Zona IIIb	2.5	2.64	2.75
CIRES	XO36	Zona IIIc	3	3.39	3.7

Tabla II.11 Sismo del 15 de Junio de 1999

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	(NTC-sismo)	Espectro de Velocidades	
			Tg	NS	EW
CIRES	AE02	Zona IIIId	4	4.91	4.6
CIRES	AU11	Zona IIIId	4	4.47	4
CIRES	BA49	Zona IIIc	2.5	2.74	2.95
CIRES	BL45	Zona IIIc	2.5	2.46	2.6
CIRES	BO39	Zona IIIc	2.3	3.08	3.08
CIRES	CE23	Zona IIIId	2.7	4.55	4.63
CIRES	CE32	Zona IIIId	4	4.44	4
CIRES	CI05	Zona IIIb	1.5	1.86	2
B	CJ03	Zona IIIb	2	1.86	2.6
CIRES	CJ04	Zona IIIb	2	1.86	2.6
CIRES	CO56	Zona IIIb	2	2.35	2.13
I de I-UNAM	DFRO	Zona IIIa	1.5	1.5	1.35
CIRES	DM12	Zona IIIc	3.6	3.7	3.8
CIRES	GA62	Zona IIIb	2.1	1.89	2.25
CIRES	GC38	Zona IIIa	1.5	1.58	2.1

Periodos de Vibración Natural del Terreno

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	(NTC-sismo)	Espectro de Velocidades	
			Tg	NS	EW
CIRES	LI58	Zona IIIb	2	2.35	2.1
CIRES	LV17	Zona IIIa	1.5	2.41	2
CIRES	NZ20	Zona IIId	4	4.71	4.48
CIRES	NZ31	Zona IIId	4	5.33	5.28
CIRES	PD42	Zona IIId	4	4.32	4.18
CIRES	RM48	Zona IIIb	2.4	2.97	3
CENAPRED	RMAS	Zona IIIb	2.2	2.38	2.13
CENAPRED	RMCS	Zona IIIb	2.2	2.38	2
I de I-UNAM	SCT1	Zona IIIa	1.5	1.91	2.1
CIRES	SP51	Zona IIIb	2	2.02	2.13
CIRES	TL08	Zona IIIb	1.9	2.04	2.1
CIRES	VG09	Zona IIIb	2.1	2.74	2.38
CIRES	VM29	Zona IIIb	2.5	2.84	2.73
CIRES	XO36	Zona IIIc	3	3.47	3.6
CIRES	XP06	Zona IIIc	2.5	2.35	2.85
CENAPRED	ZDDF	Zona IIIc	2.5	2.35	3.08

Tabla II.12 Sismo del 30 de Septiembre de 1999

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	(NTC-sismo)	Espectro de Velocidades	
			Tg	NS	EW
CIRES	AP68	Zona IIIc	3	2.96	3.53
CIRES	AR14	Zona IIId	3.6	3.7	3.35
CIRES	BA49	Zona IIIc	2.5	2.61	2.6
CIRES	BL45	Zona IIIc	2.5	2.23	2.5
CIRES	BO39	Zona IIIc	2.3	2.84	2.7
CIRES	CA59	Zona IIIc	2.8	2.95	3
I de I-UNAM	CDAO	Zona IIIc	3.1	3.1	3
CIRES	CE23	Zona IIId	4	4.73	3.2
CIRES	CE32	Zona IIId	4	4.42	3.8
B	CJ03	Zona IIIb	2	2.09	1.85
CIRES	CO56	Zona IIIb	2	2.22	2.35
CIRES	CU80	Zona IIIc	2.5	2.89	2.84
CIRES	DM12	Zona IIIc	3.5	3.33	3.6
CIRES	GA62	Zona IIIb	2.1	2.15	2.05
CIRES	GC38	Zona IIIa	1.5	1.73	1.97
CIRES	HJ72	Zona IIIc	2.5	2.1	2.8
CIRES	IB22	Zona IIIa	1.5	1.6	1.53
CIRES	JA43	Zona IIIc	3	3.09	2.86
CIRES	LI58	Zona IIIb	2	2.19	2.2

Periodos de Vibración Natural del Terreno

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	(NTC-sismo)	Espectro de Velocidades	
			Tg	NS	EW
CIRES	NZ20	Zona IIIId	4	4.74	4.33
CIRES	NZ31	Zona IIIId	4	5.31	5.09
CIRES	PD42	Zona IIIId	4	4.74	4.33
CIRES	PE10	Zona IIIb	2.3	2.25	2.22
RIIS	RIDX	Zona IIIb	2.1	2.86	2.74
I de I-UNAM	SCT2	Zona IIIa	1.5	2.06	2.25
CIRES	SP51	Zona IIIb	2	2.14	2.1
CIRES	TL08	Zona IIIb	1.9	2.06	2.1
CIRES	VG09	Zona IIIb	2.1	2.22	2.22
CIRES	VM29	Zona IIIb	2.5	2.72	2.92
CIRES	XO36	Zona IIIc	3	3.56	3.33
CIRES	XP06	Zona IIIc	2.5	2.6	2.61
CENAPRED	ZARS	Zona IIIId	3.7	4.2	4.05
CENAPRED	ZDDF	Zona IIIc	2.5	3	2.8

Periodos de Vibración Natural del Terreno

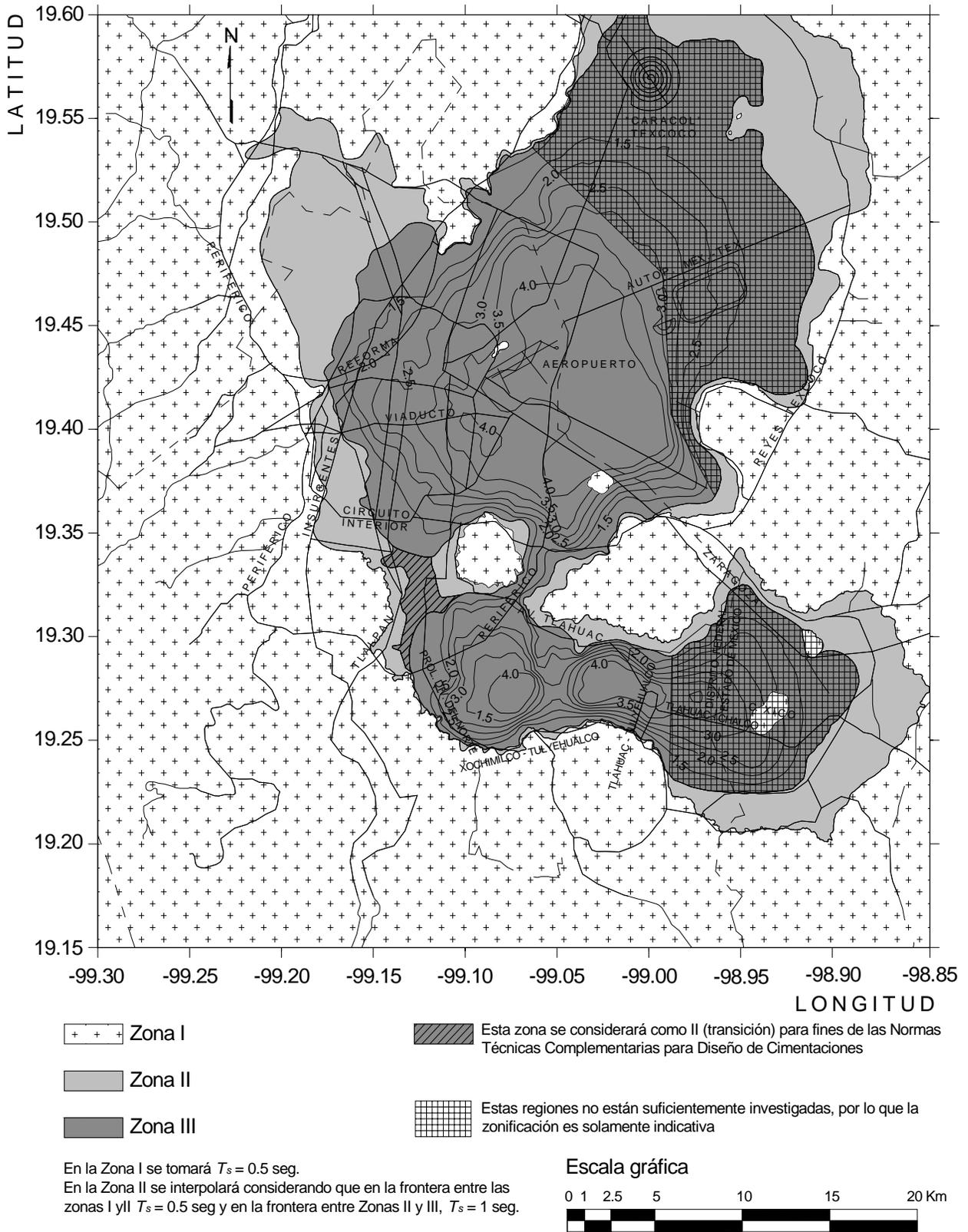


Figura A.1 Periodos predominantes del suelo, T_s

ANAEXO III

Tabla III.1 Dmax para el Sismo 19 Sep-1985

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	Dmax del Terreno	
			NS	EW
I de I-UNAM	CDAF	Zona IIIb	17.2	24.7
I de I-UNAM	CDAO	Zona IIIc	24.4	35
I de I-UNAM	SCT1	Zona IIIa	19.6	23.9
I de I-UNAM	TLHB	Zona IIId	38.3	42.9
I de I-UNAM	TLHD	Zona IIIb	20.6	22.7

Tabla III.2 Dmax para el Sismo 21 Sep-1985

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	Dmax del Terreno	
			NS	EW
I de I-UNAM	CDAF	Zona IIIb	6.06	6028
I de I-UNAM	CDAO	Zona IIIc	8.92	7.19
I de I-UNAM	TLHD	Zona IIIb	8.93	7.56

Tabla III.3 Dmax para el Sismo 30 Abr-1986

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	Dmax del Terreno	
			NS	EW
I de I-UNAM	CDAO	Zona IIIc	4.32	8.3
I de I-UNAM	TLHB	Zona IIId	5.25	5

Tabla III.4 Dmax para el Sismo 25 Abr-1989

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	Dmax del Terreno	
			NS	EW
FICA	AL01	Zona IIIb	5.55	3.76
CIRES	AP68	Zona IIIc	5.91	7.2
FICA	AU11	Zona IIId	6.64	5.32
FICA	BA49	Zona IIIc	11.6	10
FICA	BL45	Zona IIIc	6.12	5.47
FICA	BO39	Zona IIIc	6.63	7.68
FICA	CA59	Zona IIIc	7.04	10.6
I de I-UNAM	CDAO	Zona IIIc	7.54	7.35
CIRES	CE32	Zona IIId	7.85	5.08
FICA	CI05	Zona IIIb	7.44	4.42
FICA	CJ03	Zona IIIb	5.88	3.78
CIRES	CO56	Zona IIIb	9.44	5.41
CIRES	CU80	Zona IIIc	10.5	7.11
I de I-UNAM	DFVB	Zona IIIc	5.16	5.72
CIRES	DM12	Zona IIIc	6.94	4.69
CIRES	GA62	Zona IIIb	7.51	4.93
CIRES	HJ72	Zona IIIc	5.22	7.81
FICA	JA43	Zona IIIc	8.2	6.1
FICA	MI15	Zona IIIa	2.65	3.07
FICA	MY19	Zona IIIc	4.57	2.05
CIRES	NZ20	Zona IIId	10.9	6.26
CIRES	PD42	Zona IIId	9.36	6.21
CIRES	PE10	Zona IIIb	9.58	5.03
CIRES	RM48	Zona IIIb	5.49	8.1
I de I-UNAM	SCT2	Zona IIIa	5.01	3.69
FICA	SP51	Zona IIIb	7.16	4.9
CIRES	TL08	Zona IIIb	4.8	7.66
FICA	TL55	Zona IIIb	3.96	3.58
FICA	VM29	Zona IIIb	10.6	7.81
CIRES	XP06	Zona IIIc	7.93	10.1

Desplazamiento Máximo del Terreno

Tabla III.5 Dmax para el sismo 24-Oct-1993

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	Dmax del terreno	
			NS	EW
CIRES	AL01	Zona IIIb	0.805	0.8
CIRES	AU11	Zona IIIId	1.34	1.44
CIRES	BA49	Zona IIIc	2.24	2.73
CIRES	BL45	Zona IIIc	0.885	1.23
CIRES	BO39	Zona IIIc	1.08	1.93
CIRES	CA59	Zona IIIc	1.33	1.29
I de I-UNAM	CDAO	Zona IIIc	2.11	1.28
CIRES	CE23	Zona IIIId	1.7	1.45
CIRES	DM12	Zona IIIc	1.62	1.02
CIRES	GA62	Zona IIIb	0.813	1
CIRES	HA41	Zona IIIId	2.14	1.25
CIRES	HJ72	Zona IIIc	0.912	1.12
CIRES	IB22	Zona IIIa	0.854	0.98
CIRES	JA43	Zona IIIc	1.72	1.19
CIRES	LV17	Zona IIIa	0.745	0.64
CIRES	MI15	Zona IIIa	0.838	1.12
CIRES	MY19	Zona IIIc	1.53	1.17
CIRES	NZ31	Zona IIIId	2.96	3.24
RIIS	RIDI	Zona IIIb	0.816	0.932
I de I-UNAM	SCT2	Zona IIIa	1.00	0.939
CIRES	TL08	Zona IIIb	0.665	0.72
CIRES	TL55	Zona IIIb	0.748	0.743
CENAPRED	TLAS	Zona IIIId	1.34	1.25
CIRES	VM29	Zona IIIb	2	1.7
CIRES	XO36	Zona IIIc	3.96	4.93
CIRES	XP06	Zona IIIc	1.24	1.54
CENAPRED	ZDDF	Zona IIIc	1.05	1.08

Tabla III.6 Dmax para el Sismo 14-Sep-1995

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	Dmax del Terreno	
			NS	EW
CIRES	AEO2	Zona IIIId	9.38	5.3
CIRES	AL01	Zona IIIb	3.96	2.17
CIRES	AP68	Zona IIIc	13.1	4.75
CIRES	AR14	Zona IIIc	5.24	4.76
CIRES	AU11	Zona IIIId	7.13	4.4
CIRES	BL45	Zona IIIc	3.81	3.1
CIRES	BO39	Zona IIIc	4.89	5.33
CIRES	CA59	Zona IIIc	6.23	4.41
I de I-UNAM	CDAO	Zona IIIc	7.06	6.73
CIRES	CE23	Zona IIIId	6.57	4.05
CIRES	CE32	Zona IIIId	7.14	6.67
CIRES	CJ03	Zona IIIb	2.78	2.51
CIRES	CJ04	Zona IIIb	2.64	2.51
CIRES	CO56	Zona IIIb	4.46	4.35
I de I-UNAM	DFRO	Zona IIIb	2.54	2.15
CIRES	DM12	Zona IIIc	6.31	4.21
CIRES	GA62	Zona IIIb	7.18	2.91
CIRES	GC38	Zona IIIa	3.39	2.88
CIRES	HJ72	Zona IIIc	7.98	3.65
CIRES	IB22	Zona IIIa	2.55	2.89
CIRES	MI15	Zona IIIa	2.73	1.93
CIRES	MY19	Zona IIIc	8.99	5.12
CIRES	NZ31	Zona IIIId	9.1	6.71
RIIS	RIDX	Zona IIIb	8.71	7.06
CIRES	RM48	Zona IIIb	0	0
CENAPRED	RMCS	Zona IIIb	2.92	3.52
I de I-UNAM	SCT2	Zona IIIa	2.85	3.1
CIRES	SP51	Zona IIIb	4.86	3.98
CIRES	TH35	Zona IIIId	12.9	14.4
CIRES	TL08	Zona IIIb	2.73	3.21
CIRES	TL55	Zona IIIb	3.17	2.06
CENAPRED	UNKS	Zona IIIc	5.21	5.23
CENAPRED	ZARS	Zona IIIId	6.27	5.24
CENAPRED	ZDDF	Zona IIIc	2.58	3.52

Desplazamiento Máximo del Terreno

CIRES	JA43	Zona IIIc	1.2	1.78
CIRES	MY19	Zona IIIc	1.08	1.44
CIRES	SP51	Zona IIIb	1.14	1.66
CIRES	VM29	Zona IIIb	1.4	2.13

Tabla III.7 Dmax para el Sismo 9-Oct -1995

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	Dmax del Terreno	
			NS	EW
CIRES	AU11	Zona IIId	5.41	6.16
CIRES	BA49	Zona IIIc	4.5	3.87
CIRES	BL45	Zona IIIc	2.11	2.36
CIRES	BO39	Zona IIIc	4.23	2.91
CIRES	CA59	Zona IIIc	2.83	4.41
I de I-UNAM	CDAO	Zona IIIc	4.36	5.21
CIRES	CE23	Zona IIId	10	4.14
CIRES	CI05	Zona IIIb	2.48	1.8
CIRES	CJ03	Zona IIIb	2	2.3
CIRES	DM12	Zona IIIc	4.61	5.07
CIRES	GA62	Zona IIIb	2.52	2.03
CIRES	HA41	Zona IIId	7.69	4.28
CIRES	JA43	Zona IIIc	2.82	2.72
CIRES	LI58	Zona IIIb	2.64	2.17
CIRES	LV17	Zona IIIa	1.31	1
CIRES	MY19	Zona IIIc	4.08	2.95
CIRES	NZ31	Zona IIId	5.72	9.06
CENAPRED	RMCS	Zona IIIb	2.91	1.81
CIRES	SP51	Zona IIIb	2.22	1.92
CIRES	TL08	Zona IIIb	1.38	1.58
CENAPRED	UNKS	Zona IIIc	3.93	3.76
CIRES	VG09	Zona IIIb	3.04	2.19
CIRES	VM29	Zona IIIb	4.1	3.19
CIRES	XP06	Zona IIIc	3.27	4.63
CENAPRED	ZARS	Zona IIId	6.27	4.35
CENAPRED	ZDDF	Zona IIIc	1.9	2.3

Tabla III.9 Dmax para el Sismo 11-Ene-1997

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	Dmax del Terreno	
			NS	EW
CIRES	AU11	Zona IIId	8.66	7.57
CIRES	BL45	Zona IIIc	2.91	4.34
CIRES	BO39	Zona IIIc	3	4.68
CIRES	CA59	Zona IIIc	5.75	5.31
CIRES	CO56	Zona IIIb	3.05	3.09
I de I-UNAM	DFRO	Zona IIIb	1.69	1.895
CIRES	DM12	Zona IIIc	5.26	9.74
CIRES	GA62	Zona IIIb	2.37	3.31
CIRES	JA43	Zona IIIc	4.56	5.46
CIRES	LI58	Zona IIIb	2.02	2.9
CIRES	LV17	Zona IIIa	1.51	1.51
CIRES	NZ31	Zona IIId	10.8	7.29
CIRES	PE10	Zona IIIb	2.77	3.3
CIRES	SP51	Zona IIIb	2.11	2.68
CIRES	TH35	Zona IIId	7	12.8
CIRES	TL08	Zona IIIb	1.79	2.67
CIRES	TL55	Zona IIIb	1.27	1.7
CIRES	VG09	Zona IIIb	2.58	3.76
CIRES	VM29	Zona IIIb	5	5.21
CIRES	XO36	Zona IIIc	8.82	7.59
CIRES	XP06	Zona IIIc	3.8	6.07
CENAPRED	ZDDF	Zona IIIc	2.95	3.78

Tabla III.8 Dmax para el Sismo 25-Feb-1996

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	Dmax del terreno	
			NS	EW
CIRES	BO39	Zona IIIc	0.923	1.26
CIRES	CA59	Zona IIIc	1.16	1.46
CIRES	CE23	Zona IIId	3.41	1.63

Desplazamiento Máximo del Terreno

Tabla III.10 Dmax para el Sismo 3-Feb-1998

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	Dmax del Terreno	
			NS	EW
CIRES	BA49	Zona IIIc	0.536	0.672
CIRES	BL45	Zona IIIc	0.331	0.309
CIRES	BO39	Zona IIIc	0.447	0.425
CIRES	CI05	Zona IIIb	0.334	0.337
CIRES	CJ03	Zona IIIb	0.328	0.381
CIRES	GC38	Zona IIIa	0.313	0.373
CIRES	LI58	Zona IIIb	0.377	0.298
CIRES	LV17	Zona IIIa	0.3	0.243
CIRES	MI15	Zona IIIa	0.268	0.369
CIRES	MY19	Zona IIIc	0.507	0.461
CIRES	SI53	Zona IIIa	0.278	0.287
CIRES	TL08	Zona IIIb	0.327	0.219
CIRES	VG09	Zona IIIb	0.365	0.435
CIRES	VM29	Zona IIIb	0.575	0.44
CIRES	XO36	Zona IIIc	1.21	0.77

Tabla III.11 Dmax para el Sismo 15-Junio-1999

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	Dmax del Terreno	
			NS	EW
CIRES	AE02	Zona IIIId	6.14	5.27
CIRES	AU11	Zona IIIId	4.58	4.89
CIRES	BA49	Zona IIIc	6.44	4.31
CIRES	BL45	Zona IIIc	1.98	2.33
CIRES	BO39	Zona IIIc	3.88	2.64
CIRES	CE23	Zona IIIId	4.06	7.14
CIRES	CE32	Zona IIIId	4.99	4.58
CIRES	CI05	Zona IIIb	2.64	1.98
B	CJ03	Zona IIIb	2.21	1.93
CIRES	CJ04	Zona IIIb	2.18	2.04
CIRES	CO56	Zona IIIb	3.1	2.12
I de I-UNAM	DFRO	Zona IIIa	1.46	1.27
CIRES	DM12	Zona IIIc	3.66	3.81
CIRES	GA62	Zona IIIb	2.95	2.16
CIRES	GC38	Zona IIIa	2.09	2.28
CIRES	LI58	Zona IIIb	2.48	1.98
CIRES	LV17	Zona IIIa	1.22	1.5
CIRES	NZ20	Zona IIIId	7.25	8.31

CIRES	NZ31	Zona IIIId	11.1	9.44
CIRES	PD42	Zona IIIId	7.51	3.24
CIRES	RM48	Zona IIIb	2.7	1.73
CENAPRED	RMAS	Zona IIIb	2.67	1.79
CENAPRED	RMCS	Zona IIIb	2.34	1.67
I de I-UNAM	SCT1	Zona IIIa	2.36	2.61
CIRES	SP51	Zona IIIb	2.72	3.46
CIRES	TL08	Zona IIIb	2.34	1.67
CIRES	VG09	Zona IIIb	2.72	2.25
CIRES	VM29	Zona IIIb	2.96	3.16
CIRES	XO36	Zona IIIc	7.15	5.58
CIRES	XP06	Zona IIIc	2.47	3.71
CENAPRED	ZDDF	Zona IIIc	2.39	1.82

Tabla III.12 Dmax para el Sismo 30-Sep-1999

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	Dmax del Terreno	
			NS	EW
CIRES	AP68	Zona IIIc	6.74	5.21
CIRES	AR14	Zona IIIId	6.69	5.92
CIRES	BA49	Zona IIIc	6.57	6.95
CIRES	BL45	Zona IIIc	4.65	3.1
CIRES	BO39	Zona IIIc	4.07	6.5
CIRES	CA59	Zona IIIc	5.52	3.86
I de I-UNAM	CDAO	Zona IIIc	6.41	7.91
CIRES	CE23	Zona IIIId	5.78	6.2
CIRES	CE32	Zona IIIId	5.32	5.07
B	CJ03	Zona IIIb	3.23	2.64
CIRES	CO56	Zona IIIb	3.51	4.4
CIRES	CU80	Zona IIIc	6.39	6.71
CIRES	DM12	Zona IIIc	4.33	5.39
CIRES	GA62	Zona IIIb	3.08	2.37
CIRES	GC38	Zona IIIa	2.87	2.7
CIRES	HJ72	Zona IIIc	3.4	3.38
CIRES	IB22	Zona IIIa	2.98	3.8
CIRES	JA43	Zona IIIc	4.04	3.92
CIRES	LI58	Zona IIIb	3.41	3.25
CIRES	NZ20	Zona IIIId	8.12	7.4
CIRES	NZ31	Zona IIIId	8.52	13.3
CIRES	PD42	Zona IIIId	5.16	5.59

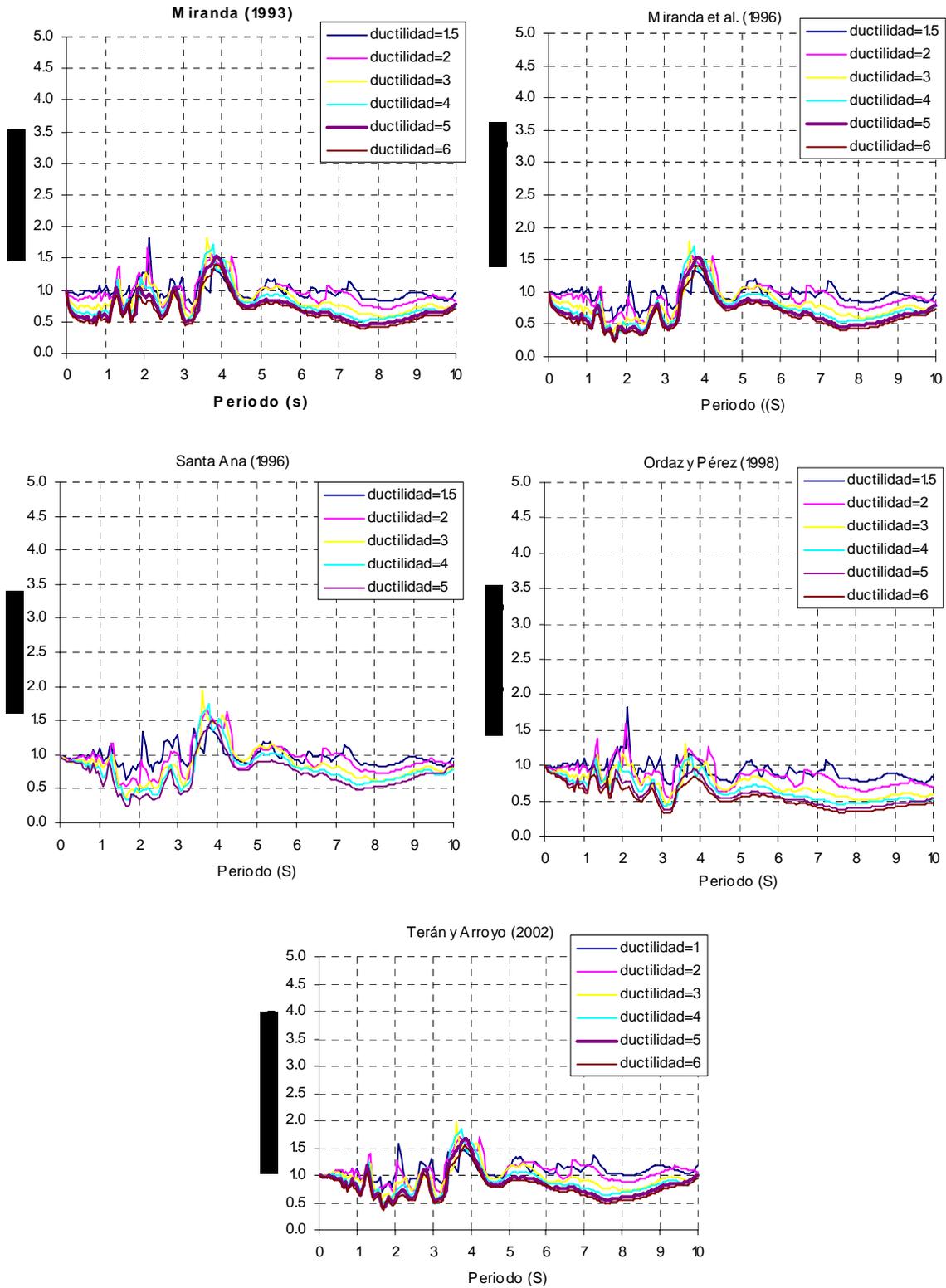
Desplazamiento Máximo del Terreno

Institución	Clave de Estación	Tipo de Terreno	Dmax del Terreno	
			NS	EW
CIRES	PE10	Zona IIIb	3.78	3.78
RIIS	RIDX	Zona IIIb	8.88	5.38
I de I-UNAM	SCT2	Zona IIIa	3.55	2.84
CIRES	SP51	Zona IIIb	3.57	4.49
CIRES	TL08	Zona IIIb	1.93	2.33
CIRES	VG09	Zona IIIb	2.9	3.05
CIRES	VM29	Zona IIIb	5.64	4.1
CIRES	XO36	Zona IIIc	9.3	9.19
CIRES	XP06	Zona IIIc	3.93	4.56
CENAPRED	ZARS	Zona IIIc	4.86	5.66
CENAPRED	ZDDF	Zona IIIc	6.93	6.04

ANEXO IV

Gráficas de los Métodos Aproximados

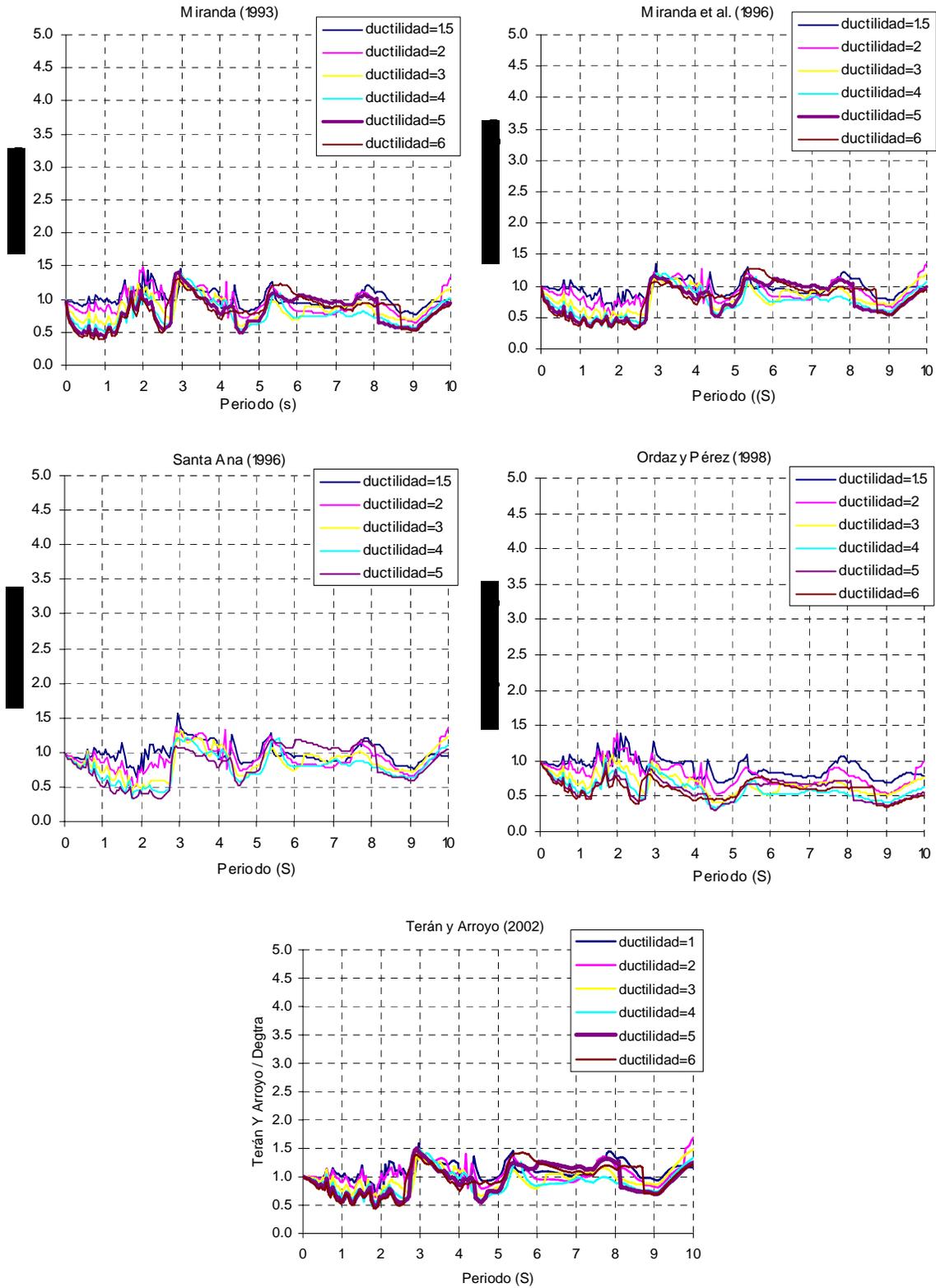
Gráfica de los Métodos Aproximados



Sismo: 9-October-1995

Fig.IV.1 Calibración de los métodos MFRR, estación TL08-EW

Gráfica de los Métodos Aproximados



Sismo: 9-October-1995

Fig.IV.2 Calibración de los métodos MFRR, estación TL08-NS

Gráfica de los Métodos Aproximados

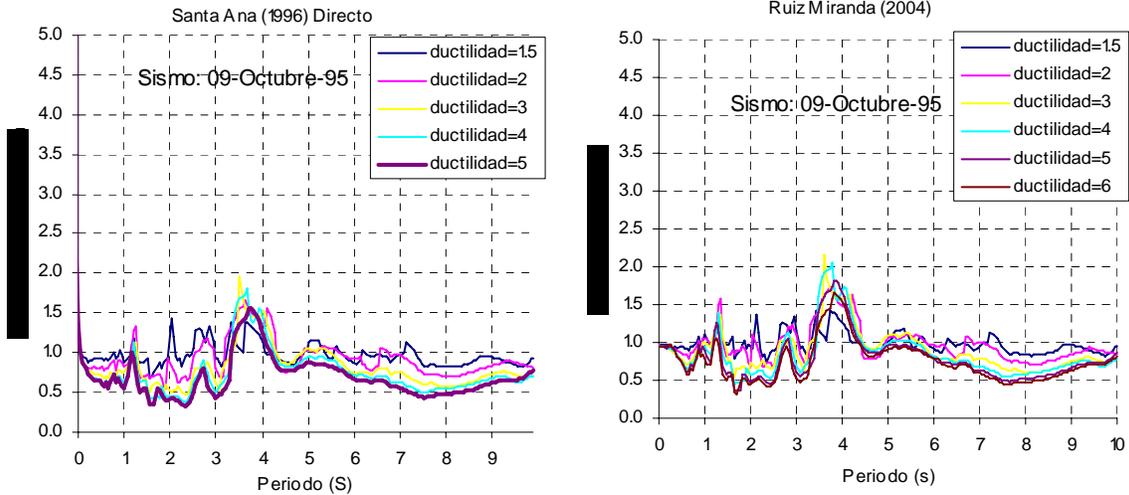


Fig. IV.3 Calibración de los métodos MFMD, estación TL08-EW

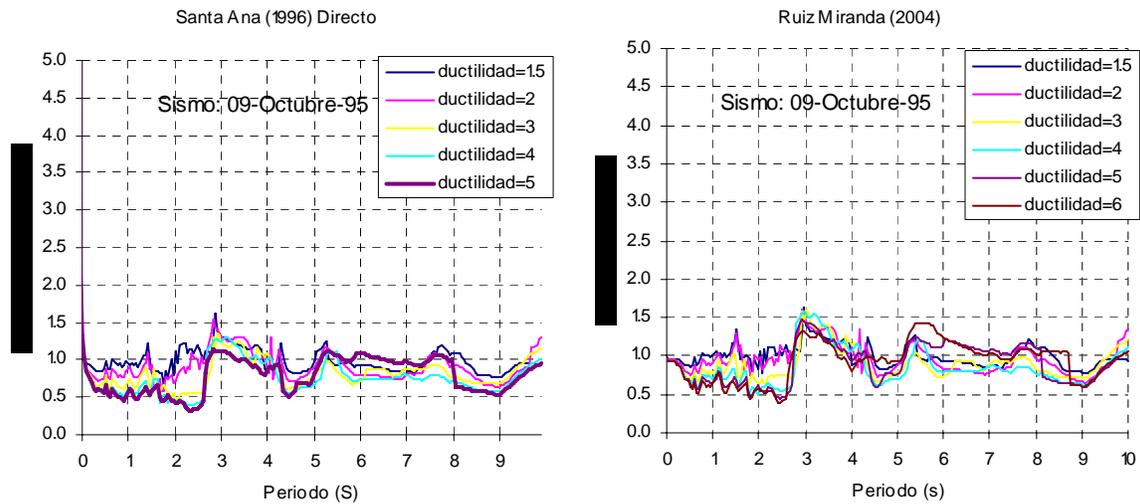
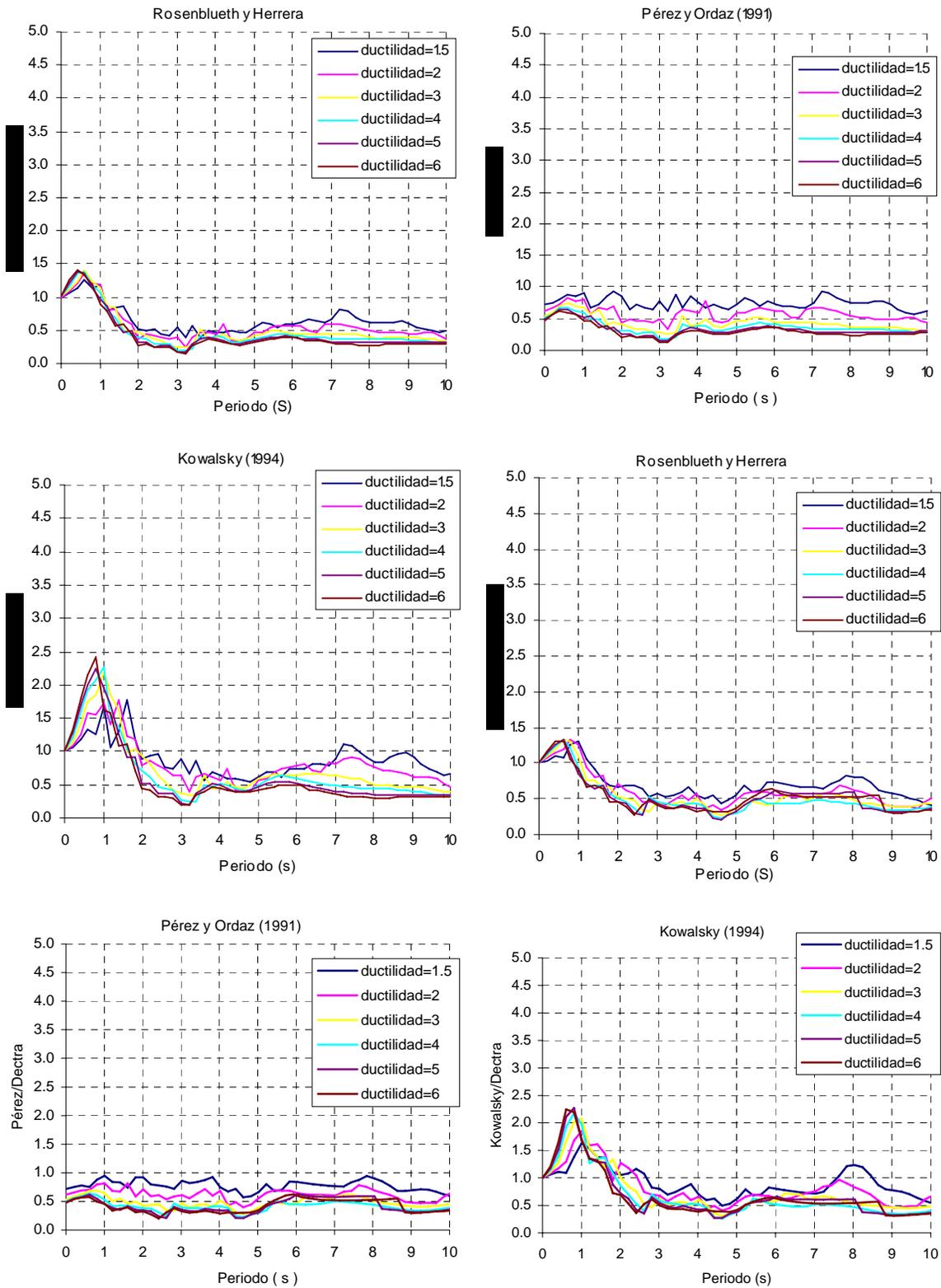


Fig. IV.4 Calibración de los métodos MFMD, estación TL08-NS

Gráfica de los Métodos Aproximados



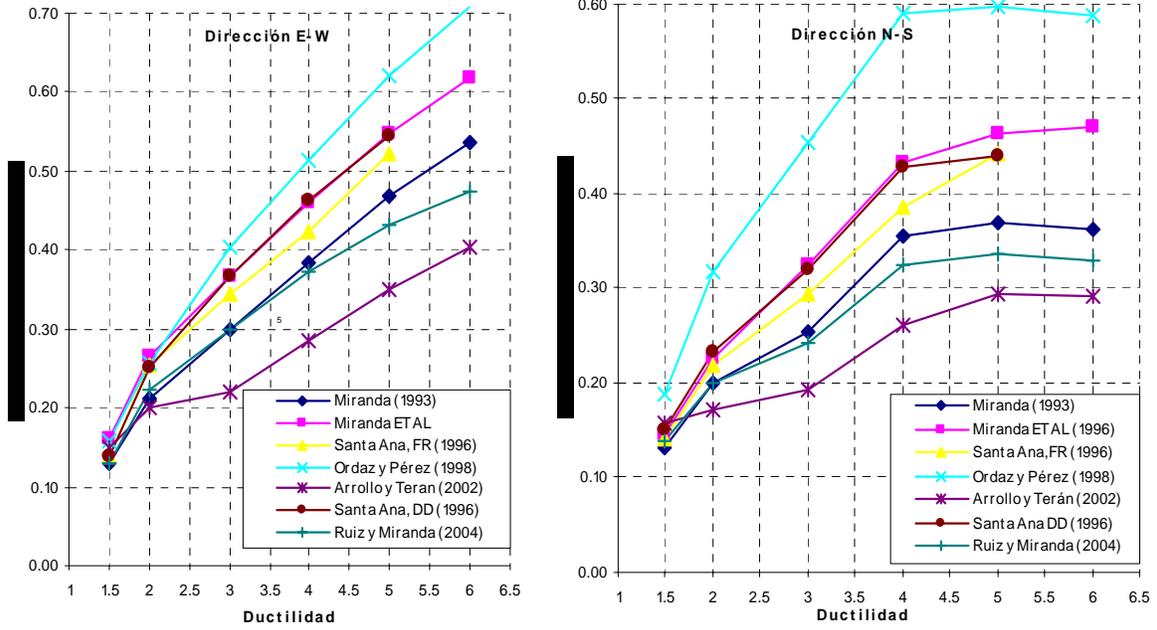
Sismo: 9-Octubre-1995

Fig.IV.4 Calibración de los métodos aproximados, linealización equivalente, estación TL08-EW-NS

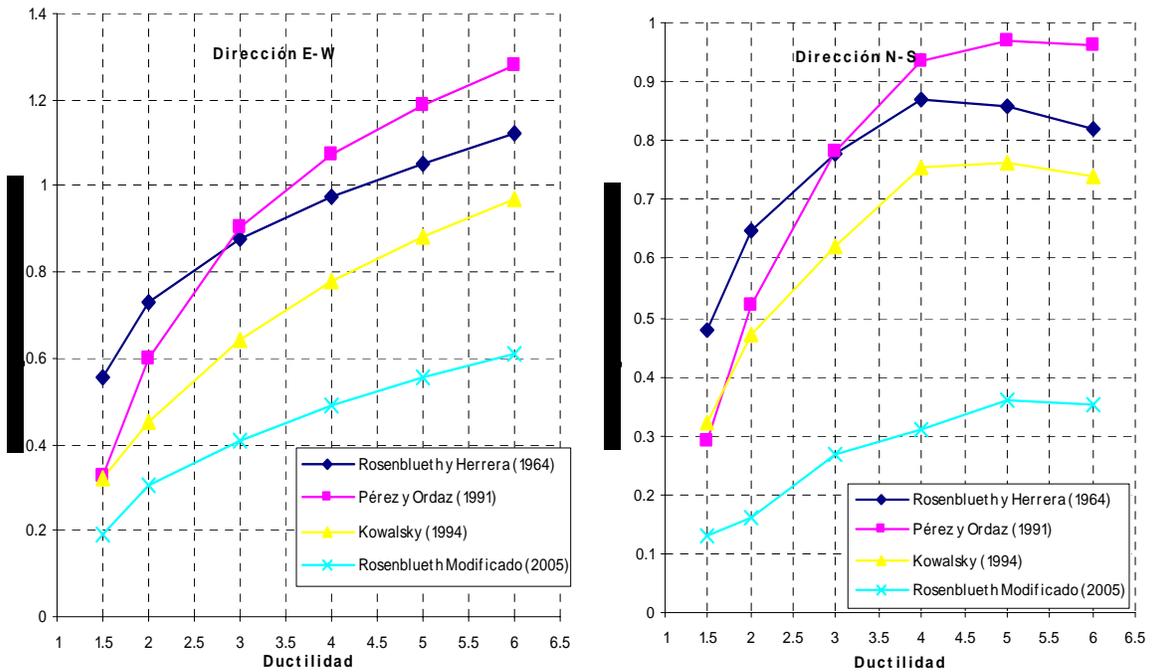
ANEXO V

Cálculo de los Errores Logarítmicos

Cálculo de los Errores Logarítmicos

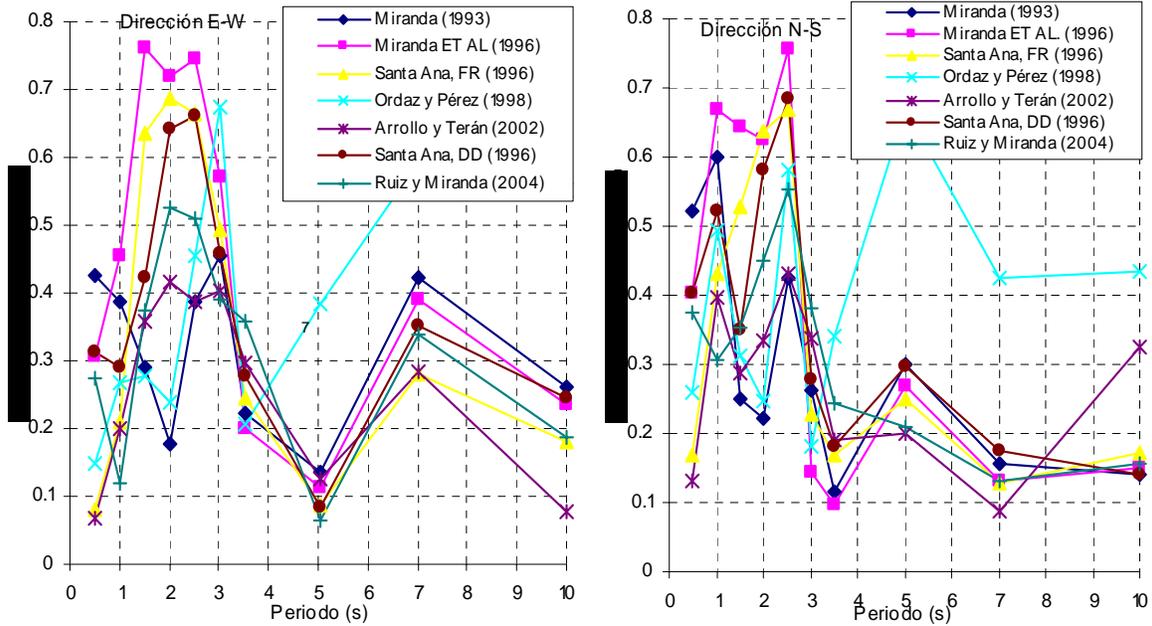


sismo: 9-Octubre-1995 (método MFRR)
Fig.V.1 Error logarítmico por ductilidad, estación TL08-EW-NS



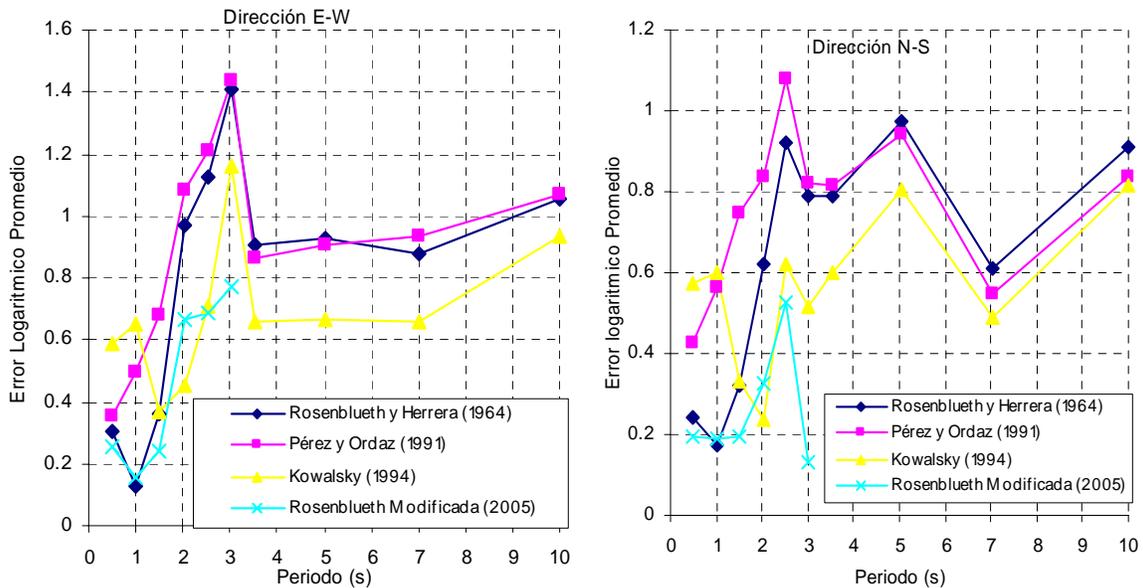
sismo: 9-Octubre-1995 (método Linealización Equi)
Fig.V.2 Error logarítmico por ductilidad, estación TL08-EW-NS

Cálculo de los Errores Logarítmicos



sismo: 9-Octubre-1995 (método MFRR)

Fig.V.3 Error logarítmico por periodo, estación TL08-EW-NS



sismo: 9-Octubre-1995 (método Linealización Equi)

Fig.V.4 Error logarítmico por periodo, estación TL08-EW-NS