

15  
2010



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON

ESPECTROS SISMICOS

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

SALVADOR GARFIAS CALDERON



**ENEP**  
ARAGON

SAN JUAN DE ARAGON, EDO. DE MEXICO, NOV. DE 1994

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



## **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 está 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGÓN  
DIRECCION

SALVADOR GARFIAS CALDERON  
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 23 de mayo del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. AMILCAR GALINDO SOLORZANO pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " ESPECTROS SISMICOS ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
San Juan de Aragón, Mex., 27 de mayo de 1994  
EL DIRECTOR

M en T. CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO



- c c p Lic. Alberto Ibarra Rosas, Jefe de la Unidad Académica.  
c c p Ing. José Paulo Mejorada Mota, Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil.  
c c p Ing. Amilcar Galindo Solórzano, Asesor de Tesis.

CCMC'AIR'11a.

*[Handwritten signature]*  
71

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco de todo corazón a mis padres : Isidoro Garfias y Magdalena Calderón el haber confiado en mi todas sus esperanzas por obtener una Carrera Profesional, que con esfuerzo y trabajo, alegrías y tristezas lograron darme el apoyo necesario para seguir adelante en mis estudios. Esperando no haberlos defraudado u ofendido en ningún momento de mi vida.

Agradezco a mis hermanos : Isaias I., Magdalena, Ma. de Lourdes, Armando y Alejandro la comprensión recibida de cada uno de ellos, esperando que siempre sigamos unidos como hasta ahora, por que ello refleja la buena educación familiar recibida por nuestros padres.

Agradezco al Ing. Amilcar Galindo Solorzano quien no escatimó de su valioso tiempo para el asesoramiento de este trabajo y a quien siempre estaré en deuda.

Agradezco al M. en Ing. Claudio C. Merrifield Castro los consejos y enseñanzas transmitidas que para mi es un honor tenerlo como Presidente dentro del H. Consejo Directivo.

## INTRODUCCION

El estudio de espectros sísmicos ha tenido en la actualidad una gran aceptación en la Ingeniería Sísmica, por servir como una herramienta más, para mitigar daños que pudieran afectar a las estructuras de las construcciones.

Los espectros de respuesta son gráficas que representan la respuesta máxima de las estructuras en función de su periodo o frecuencia angular ante un sismo. Tales gráficas se obtienen a partir de la convolución de un acelerograma registrado por un acelerógrafo.

Los parámetros obtenidos en los espectros de diseño ( estos espectros proporcionan la aceleración a la que debe diseñarse la estructura en estudio) que contemplan los Reglamentos Mexicanos, se apoyan en un estudio de Riesgo Sísmico que se obtiene a partir de toda la información sismológica posible, que ha acontecido en el pasado haciendo uso de un "proceso estocástico" para la determinación del tiempo de recurrencia de los sismos de diferentes características originados en una determinada fuente. Entendiéndose como proceso estocástico, una descripción matemática de la forma en que varía con el tiempo la ocurrencia de ciertos eventos de importancia.

Sin embargo, para una región determinada los reglamentos consideran tres espectros con parámetros diferentes para cada uno de ellos. Esto se debe a la gran complejidad que presenta el terreno y la forma de vibrar ante la excitación del mismo a consecuencia del sismo. Es por esta razón que en ellos se contemplan algunos efectos del terreno que pudieran repercutir en la respuesta estructural.

Por otra parte, se ha observado en la práctica que las construcciones son capaces de soportar determinada carga sísmica y tienen la capacidad de disipar cierta energía. Lo cual, resulta favorable para el diseño ocasionando una disminución en el espectro de diseño y del costo de la obra.

Las técnicas y procedimientos empleados en este trabajo fueron métodos sencillos y prácticos para facilitar la comprensión del lector. Ya que la idea es el de introducir y conocer la importancia que significa el estudio de los espectros.

Los resultados obtenidos en este trabajo se espera que sean de utilidad para las generaciones futuras de ingenieros.

# INDICE

Pág.

## CAPITULO I

<b>ESPECTROS DE RESPUESTA.</b> . . . . .	21
1.1 Antecedentes. . . . .	21
1.2 Vibración forzada amortiguada . . . . .	23
1.3 Definición. . . . .	27
1.4 Métodos para obtener espectros de respuesta . . . . .	30
1.4.1 Modelos Físicos . . . . .	30
1.4.2 Modelos Analógicos. . . . .	32
1.4.3 Integración directa . . . . .	35
1.5 Intensidad espectral de Housner . . . . .	51
1.6 Representación Triespectral de Newmark. . . . .	52
1.7 Suavización de espectros. . . . .	58

## CAPITULO II

<b>ESPECTROS DE DISEÑO.</b> . . . . .	67
---------------------------------------	----

## CAPITULO III

<b>EFFECTOS DEL TERRENO</b> . . . . .	81
3.1 Movimientos permanentes . . . . .	81
3.1.1 Movimientos en las fallas geológicas. . . . .	81
3.1.2 Avalanchas y deslizamientos . . . . .	84
3.1.3 Asentamiento, subsidencia y fractura del terreno. . . . .	86
3.1.4 Licuefacción. . . . .	88
3.1.5 Hundimiento de cavernas . . . . .	91
3.2 Movimientos transitorios. . . . .	92
3.2.1 Promediado de la base . . . . .	93
3.2.2 Profundidad de la cimentación . . . . .	93
3.2.3 Interacción suelo-estructura. . . . .	94

3.2.4 Amplificación dinámica del suelo . . . . .	98
3.3 Clasificación de suelos . . . . .	103

## **CAPITULO IV**

<b>RIESGO SISMICO Y ZONIFICACION . . . . .</b>	<b>113</b>
4.1 Metodología del riesgo sísmico . . . . .	114
4.2 Modelo de Poisson . . . . .	127
4.3 Mapas de isoaceleración y zonificación . . . . .	130

## **CAPITULO V**

<b>ESPECTROS NORMALIZADOS. . . . .</b>	<b>139</b>
5.1 Criterios de optimización para definir coeficientes de diseño sísmico . . . . .	139
5.2 Coeficientes óptimos de diseño en terreno tipo I. . .	142
5.3 Coeficientes de diseño para otros tipos de terreno. .	143
5.4 Coeficientes de diseño sísmico ajustados, en términos de cotas del riesgo aceptable . . . . .	145
5.5 Formas de espectros de diseño . . . . .	147
5.6 Clasificación de las construcciones según su destino . . . . .	155

## **CAPITULO VI**

<b>EFFECTO DE DUCTILIDAD EN LOS ESPECTROS SISMICOS. .</b>	<b>161</b>
---	------------

<b>CONCLUSIONES. . . . .</b>	<b>181</b>
------------------------------	------------

<b>BIBLIOGRAFIA . . . . .</b>	<b>185</b>
-------------------------------	------------

## **CAPITULO I**

# **ESPECTROS DE RESPUESTA**

# ESPECTROS DE RESPUESTA

## 1.1 ANTECEDENTES

Para los propósitos de este trabajo, es importante conocer, de modo general, los conceptos básicos del fenómeno de vibraciones mecánicas, por lo que en seguida nos ocuparemos de desarrollar, únicamente para lo relativo a vibraciones forzadas amortiguadas, primero; para cuando la "fuerza exterior es una fuerza cualquiera" y segundo; para cuando la "fuerza exterior es la acción sísmica". Ya que, es una de las bases para la obtención de espectros de respuesta.

Podemos decir que una vibración mecánica es el movimiento de una partícula o de un cuerpo que oscila alrededor de una posición de equilibrio.

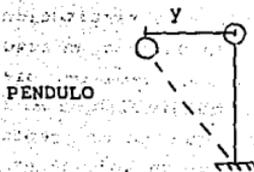
Una vibración mecánica se produce casi siempre cuando un sistema es desplazado desde una posición de equilibrio estable. El sistema tiende a regresar a esa posición bajo la acción de fuerzas de restitución (ya sean fuerzas elásticas, como en el caso de la masa unida a un resorte, o fuerzas gravitacionales en el caso del péndulo). Pero el sistema alcanza su posición inicial con cierta velocidad adquirida que lo lleva más allá de esa posición. Como el proceso que puede repetirse indefinidamente, el sistema permanece moviéndose de un lado al otro en torno a su posición de equilibrio.

El intervalo de tiempo necesario para que el sistema efectúe el ciclo completo de movimiento se llama periodo de la vibración y generalmente se mide en segundos. El número de ciclos por unidad de tiempo define la

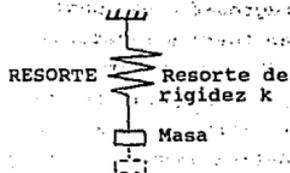
frecuencia natural, el desplazamiento máximo del sistema a partir de su posición de equilibrio se llama amplitud de la vibración.

El fenómeno de la vibración puede tener diferentes características. Así, cuando el movimiento es mantenido únicamente por las fuerzas de restitución se dice que se trata una vibración "libre". Cuando se aplica una fuerza externa al sistema el movimiento resultante se describe como una vibración "forzada". Cuando los efectos de rozamiento pueden despreciarse se dice que las vibraciones son "no amortiguadas". Pero en realidad todas las vibraciones son amortiguadas hasta cierto grado, es por ello que se trataran con detalle las vibraciones forzadas amortiguadas. Pero antes es necesario definir el término "grado de libertad", el cual puede entenderse como el número mínimo de datos que se requiere para conocer la deformada de una estructura.

Muchos sistemas pueden vibrar en más de una manera y dirección. Si un sistema está restringido de modo que solo puede vibrar de una forma, o si se necesita únicamente una coordenada independiente para determinar por completo la localización geométrica de las masas del sistema en el espacio, se trata de un sistema de un solo grado de libertad.



Masa concentrada  
Vástago de rigidez  $k$



Ejemplos de sistemas de un grado de libertad

Tanto en el péndulo como el resorte mostrados, sólo es necesario conocer una coordenada para determinar su posición en un instante cualquiera, por lo que se consideran sistemas con un grado de

libertad, que nos permitirán explicar los dos tipos de vibración mencionados.

### 1.1 VIBRACION FORZADA AMORTIGUADA

#### - La Fuerza Exterior es una Fuerza Cualquiera

Los estudios que se realizan para poder explicar el fenómeno de las vibraciones mecánicas de las estructuras están basados en la "ecuación fundamental del equilibrio dinámico" establecida por D'Alambert a fines del siglo XVII, la que dice; un cuerpo en movimiento está en cada instante sujeto a 4 fuerzas en equilibrio.

En este caso la ecuación de equilibrio dinámico queda:

$$m\ddot{y}(t) + R(t) + ky(t) = F(t)$$

donde:

$m\ddot{y}(t)$  = Fuerza de inercia

$R(t)$  = Fuerza de amortiguamiento

$ky(t)$  = Fuerza de restitución elástica debido a la elasticidad del sistema

$F(t)$  = Fuerza exterior causante del movimiento

Si el amortiguamiento es viscoso, es decir, si la fuerza interna del amortiguamiento es proporcional a la velocidad del móvil,  $R(t) = \beta\dot{y}(t)$ , por lo tanto se tiene:

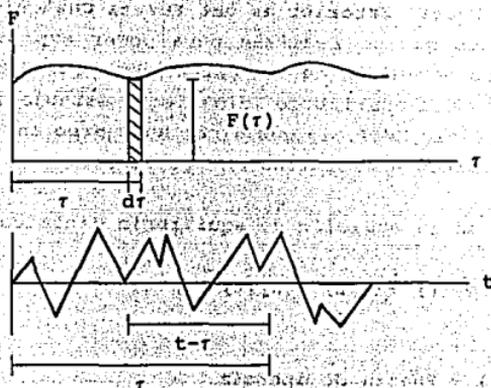
$$R(t) = \beta\dot{y}(t)$$

$$m\ddot{y}(t) + \beta\dot{y}(t) + ky(t) = F(t)$$

Dividiendo entre  $m$  y haciendo  $\beta/m = 2Dw$  además  $k/m = w^2$

$$y(t) + 2Dw\dot{y}(t) + w^2y(t) = F(t)/m$$

Para resolver esta ecuación, suponemos a la función  $F(t)$  descompuesta en impulsos diferenciales.



consideremos un valor de la fuerza  $F$  que ocurre en el instante  $\tau$ . El impulso ocurre en  $d\tau$ .

Aplicando el principio Fuerza x Desplazamiento = Masa x Velocidad

$$F(\tau)d\tau = m\dot{y} \quad (1.1)$$

Para una oscilación libre no amortiguada debido a un impulso, se tiene la siguiente expresión:

$$y = y_0 \cos(wt) + (y_0/w) \sin(wt)$$

si consideramos  $y_0 = \text{desplazamiento inicial} = 0$

$$y = (\dot{y}_0/w) \text{sen}(wt) \quad \dot{y}_0 = yw/\text{sen}(wt)$$

Pero  $y$ , cómo se debe a un impulso diferencial, se sustituye por  $dy$

$$\dot{y}_0 = (wdy) / \text{sen}(wt)$$

llevando esta expresión a (1.1)

$$F(\tau) d\tau = (mwdy) / \text{sen}(wt) \quad dy = (F(\tau)/(mw)) \times \text{sen}(wt) d\tau$$

Pero  $t$  debe sustituirse por  $(t - \tau)$  ya que es el tiempo de acción del impulso:

$$dy = 1/w \times F(\tau)/m \times \text{sen}(w(t-\tau)) d\tau$$

En esta expresión no hemos considerado el efecto de amortiguamiento si se toma en cuenta obtenemos:

$$dy = \frac{1}{w} \frac{F(\tau)}{m} e^{-Dw(t-\tau)} \text{sen}(w(t-\tau)) d\tau$$

y el desplazamiento total en el instante  $t$ , se obtiene integrando todos los impulsos:

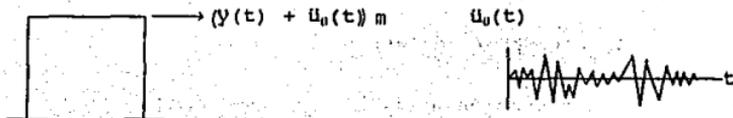
$$y(t) = \frac{1}{w} \int_0^t \frac{F(\tau)}{m} e^{-Dw(t-\tau)} \text{sen}(w(t-\tau)) d\tau \quad (1.2)$$

en donde  $F(\tau)$  es el impulso de la fuerza en el instante  $\tau$ ,  $w$  es la frecuencia angular del sistema,  $D$  es el amortiguamiento crítico de la estructura y  $t$  es el tiempo.

Esta es la solución general del equilibrio dinámico, y se conoce como la integral de Duhamel, la cual tiene gran importancia en Ingeniería Sísmica.

- La Acción Exterior es la Sísmica

Durante un sismo no actua ninguna fuerza exterior sobre la estructura. Lo que actua en realidad es una aceleración del terreno en la base.



La función  $U_0(t)$  queda representada por el acelerograma del sismo.

La ecuación del equilibrio dinámico queda así:

$$m(\ddot{Y}(t) + \ddot{U}_0(t)) + \beta\dot{Y}(t) + kY(t) = 0$$

La fuerza de inercia depende de la aceleración total. Las fuerzas de amortiguamiento y de restitución elástica dependen de la velocidad relativa y del desplazamiento relativo respectivamente, por que son fuerzas internas. Así entonces, la fuerza exterior es cero.

Por lo tanto, de la expresión anterior se puede escribir:

$$m\ddot{Y}(t) + \beta\dot{Y}(t) + kY(t) = -m\ddot{U}_0(t) \quad (1.3)$$

Lo que significa que el efecto del sismo puede considerarse equivalente al efecto de una fuerza exterior de valor  $-m\ddot{U}_0(t)$

Comparando la ecuación (1.3) con la ecuación (1.2) se tiene que la solución es:

$$y(t) = \frac{1}{w} \int_0^t \frac{m\ddot{U}_0(\tau)}{m} e^{-Dw(t-\tau)} \text{sen}w(t-\tau) d\tau$$

$$y(t) = \frac{1}{w} \int_0^t \ddot{U}_0(\tau) e^{-Dw(t-\tau)} \text{sen}w(t-\tau) d\tau$$

De donde se ha omitido el signo (-) porque el sismo es alternante. Por lo tanto el desplazamiento máximo queda dado por:

$$y_{\max} = \frac{1}{W} \left| \int_0^t \ddot{u}_0(\tau) e^{-Dw(t-\tau)} \text{sen}(w(t-\tau)) d\tau \right|_{\max}$$

Al valor máximo absoluto de la integral de Duhamel referida a la aceleración del terreno, se llama espectro de velocidades y se representa por Sv.

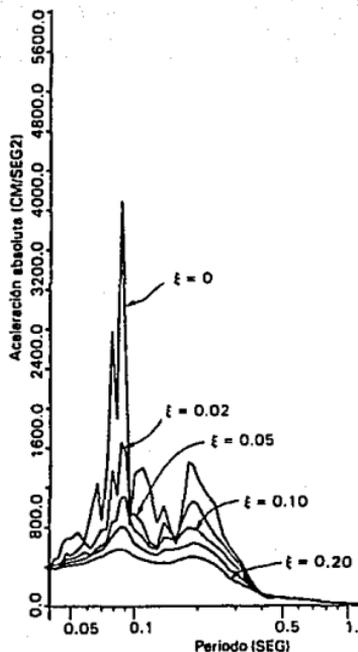
$$y_{\max} = Sv/W$$

$$Sv = \left| \int_0^t \ddot{u}_0(\tau) e^{-Dw(t-\tau)} \text{sen}(w(t-\tau)) d\tau \right|_{\max}$$

### 1.3 DEFINICION

Se denomina **espectro de respuesta** a una gráfica que en función del periodo (T), nos proporciona la respuesta máxima de una estructura ante un sismo. El ingeniero estructurista, se ve en la necesidad de analizar sistemas vibratorios excitados con la misma intensidad en un cierto intervalo. La excitación, o sea el sismo se mide con el desplazamiento la velocidad y la aceleración que sufre el suelo en diferentes direcciones. Por lo tanto, para cada dirección se obtienen espectros de respuesta los cuales pueden ser **espectro de desplazamiento (Sd)**, **espectro de velocidad (Sv)** y **espectro de aceleración (Sa)**, para todos los sistemas posibles de un grado de libertad. Generalmente la abscisa espectral se representa en términos del periodo o de la frecuencia natural del sistema y la ordenada corresponderá a la respuesta máxima, con una gráfica para cada valor de amortiguamiento (D) considerado, ver figura 1.1. Los espectros de respuesta se obtiene a partir del acelerograma del sismo. Sin embargo, son diferentes para cada

acelerograma debido a que se obtienen registros diferentes de un lugar a otro aunque se trate de una misma dirección ante un mismo evento. Por lo que es lógico pensar que tales registros dependerán de la energía liberada por el foco, la distancia que hay al epicentro, el relieve y el tipo de suelo.



a) Acapulco, 1979

FIGURA 1.1, Espectros para diferentes amortiguamientos

Un ejemplo típico de desplazamiento espectral para un sistema de un grado de libertad, sujeto a movimiento del apoyo, se muestra en la figura 1.2. El diagrama en esta figura es la respuesta a la excitación dada por la aceleración del movimiento sísmico registrado en el terremoto de El Centro, California, en 1940. La aceleración registrada durante este terremoto ha sido usada extensamente en Investigaciones de Ingeniería Sísmica. El diagrama de la aceleración registrada en la dirección Norte-Sur se muestra en la figura 1.3.

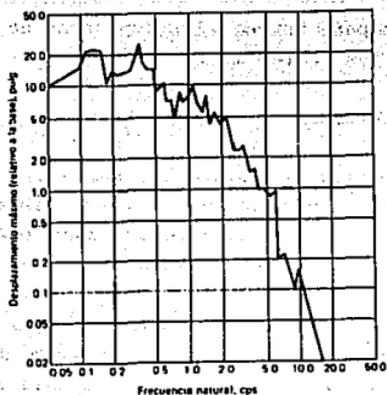


FIGURA 1.2, Espectro de desplazamiento. Centro, California de 1940

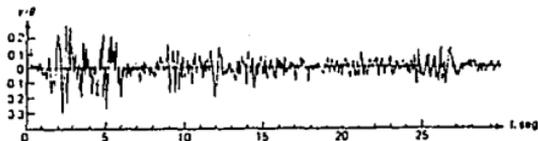


FIGURA 1.3, Acelerograma registrado de El Centro de California, 1940.

#### 1.4 METODOS PARA OBTENER ESPECTROS DE RESPUESTA

Existen tres métodos para obtener los espectros de respuesta a partir de un acelerograma, los cuales son:

##### 1.4.1 MODELOS FISICOS

Sobre una mesa vibratoria se coloca una serie de péndulos de periodo variable y amortiguamiento constante. La mesa vibratoria se mueve con los impulsos de una computadora, reproduciendo los movimientos de un sismo, representado por un acelerograma.

Sobre cada péndulo se coloca un sensor que permite registrar los movimientos del péndulo durante el movimiento de la mesa. De el registro se escoge el valor máximo (sin considerar el signo), ver figura 1.4.

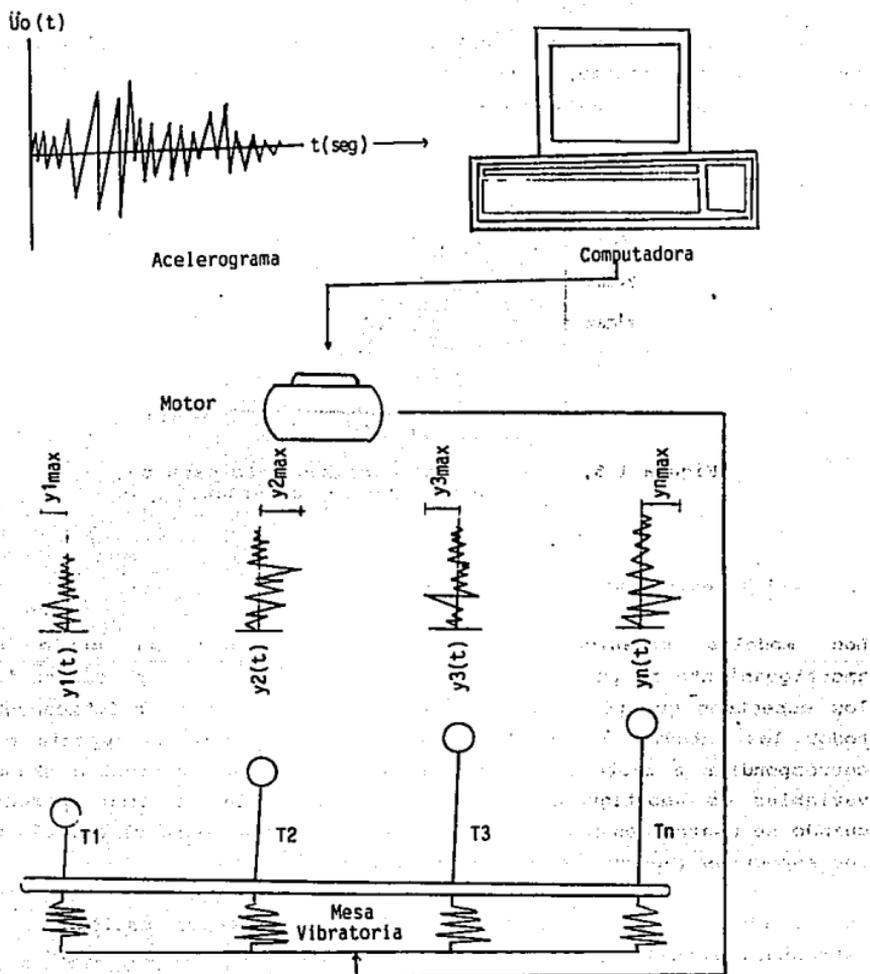


FIGURA 1.4, Reproducción de un sismo por computadora mediante el uso de mesas vibratorias

Posteriormente, se construye una gráfica que correlacione el período con el valor máximo, tal y como se muestra en la figura 1.5. De esta manera queda terminado nuestro espectro de desplazamiento.

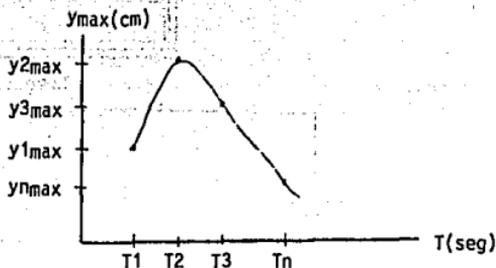


Figura 1.5, Espectro de desplazamiento para un amortiguamiento (D) constante

#### 1.4.2 METODO DE LOS MODELOS ANALOGICOS

Los modelos mecánicos son inconvenientes por su grado de amortiguamiento no puede controlarse adecuadamente. En consecuencia, los espectros que por algún tiempo fueron la base de prácticamente todos los estudios racionales de los sismos y que se suponía que correspondían a sistemas amortiguados, en realidad contenían grados variables de amortiguamiento. Esta circunstancia se hizo aparente cuando se usaron los modelos analógicos eléctricos para el cálculo de los espectros (Housner y McCann, 1949).

En la figura 1.6 se muestra el sistema eléctrico análogo a la estructura sencilla de un grado de libertad, correspondiente a un sistema simple.



y que es una función análoga a la que correlaciona el desplazamiento  $y(t)$  de un sistema mecánico con la fuerza exterior  $F(t)$  y en función de las características propias del sistema: masa ( $m$ ), amortiguamiento ( $D$ ) y rigidez ( $k$ ) :

$$m\ddot{y} + B\dot{y}(t) + ky(t) = F(t)$$

Por lo que, el comportamiento de un sistema mecánico se puede estudiar empleando como modelo un sistema eléctrico, por lo que se le denomina un sistema analógico.

Ya que la carga difícilmente se puede medir, tanto que la intensidad  $I(t)$  se mide fácilmente con un amperímetro, la ecuación del sistema eléctrico se define como:

$$I(t) = \dot{q}(t) = dq/dt, \text{ es decir:}$$

$$L\dot{I}(t) + RI(t) + 1/c \cdot I(t) = E(t)$$

A continuación se define la analogía entre la oscilación de un sistema mecánico y la carga en un circuito eléctrico:

	SISTEMA ELECTRICO	SISTEMA MECANICO
Características propias	Impedancia (L), (Henry)	Masa (m), (Ton/cm s <sup>2</sup> )
	Resistencia (R), (Ohm)	Amortiguamiento, (D), (ton/m s)
	Recíproco de capacitancia 1/c, (1/farad)	Rigidez (k), (Ton/cm)
Acción exterior	Potencia E(t), volt	Fuerza exterior, F(t), (Ton)
	Carga q(t), Coulomb	Desplazamiento y(t), (cm)
Respuesta	Intensidad q(t) = I(t), (Ampere)	Velocidad $\dot{y}(t)$ , (cm/seg)
	Derivada de la intensidad $\dot{q}(t) = I(t)$ , (ampere/seg)	Aceleración $\ddot{y}(t)$ , (cm/seg <sup>2</sup> )

### 1.4.3 INTEGRACION DIRECTA

Es uno de los métodos más importantes para la obtención de respuestas espectrales y admitido actualmente para razonar el comportamiento del fenómeno vibratorio hacia las estructuras, así lo han reconocido los investigadores que se han preocupado por obtener resultados favorables.

Hemos visto que el espectro de velocidades se obtiene a partir de la expresión de Duhamel, como:

$$Sv = \int_0^t \ddot{U}_o(\tau) e^{-Dw(t-\tau)} \text{sen}(w(t-\tau)) d\tau \Big|_{\max} \quad (1.4)$$

de donde  $\ddot{U}_o(\tau)$  es la aceleración del terreno en la base de la estructura durante el sismo y queda representada por el acelerograma registrado por un acelerografo para una determinada perturbación del terreno y para una sola componente.

La ecuación 1.4 es una forma aleatoria que no se puede integrar, pero que en forma aproximada se puede integrar por diferencias finitas. Para facilitar el cálculo, introducimos en la integral la identidad trigonométrica  $\text{sen } w(t-\tau) = \text{sen } wt \cos w\tau - \cos wt \text{sen } w\tau$ . Usando esta identidad obtenemos la integral de Duhamel de la forma:

$$y(t) = \text{sen } w_D t \frac{e^{-Dwt}}{w_D} \int_0^t \ddot{U}_o(\tau) e^{-Dw\tau} \cos w_D \tau d\tau - \cos w_D t \frac{e^{-Dwt}}{w_D} \int_0^t \ddot{U}_o(\tau) e^{-Dw\tau} \text{sen } w_D \tau d\tau$$

$$y(t) = (A_D(t) \text{sen } w_D t - B_D(t) \cos w_D t) \frac{e^{-Dwt}}{w_D} \quad (1.5)$$

el cálculo de la integral de Duhamel, por lo tanto, requiere el cálculo numérico de las integrales  $A_0(t)$  y  $B_0(t)$ .

Varios métodos de integración numéricos han sido usados para este cálculo. En estos métodos, las funciones bajo estas integrales son reemplazadas por una suma de términos, que por conveniencia se calculan a incrementos iguales de tiempo,  $\Delta t$ . Un método alternativo para el cálculo de la integral se basa en obtener la solución analítica exacta de esta integral para la función de la excitación suponiendo que esta representada por segmentos lineales sucesivos.

Para explicar este método, se supone que la función de la excitación  $U_0(\tau)$  puede ser aproximadamente por una función de segmentos lineales, como se muestra en la figura 1.5.

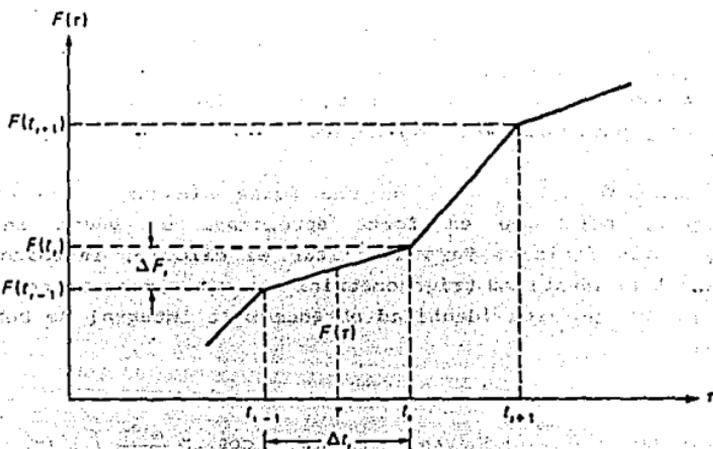


FIGURA 1.5, Función de la excitación representada por segmentos lineales.

Para determinar la historia completa de la respuesta es más conveniente expresar las integrales A(t) y B(t) en forma incremental, a saber:

$$A(t_j) = A(t_{j-1}) + \int_{t_{j-1}}^{t_j} \dot{O}(\tau) \cos w\tau \, d\tau \quad (1.6)$$

$$B(t_j) = B(t_{j-1}) + \int_{t_{j-1}}^{t_j} U(\tau) \operatorname{sen} w\tau \, d\tau \quad (1.7)$$

Sabiendo que la función de la fuerza  $\dot{U}_0(\tau)$ , pueda aproximarse mediante una función de segmentos lineales, como se muestra en la figura 1.5, podemos escribir;

$$\dot{O}_o(\tau) = \dot{O}(t_{j-1}) + (\Delta \dot{O}_{oi} / \Delta t_i) (\tau - t_{j-1}), \quad t_{j-1} \leq \tau \leq t_j \quad (1.8)$$

en el cual

$$\Delta \dot{O}_{oi} = \dot{O}_o(t_j) - \dot{O}_o(t_{j-1})$$

y

$$\Delta t_i = t_j - t_{j-1}$$

Para una función de segmentos lineales,  $\dot{U}_0(\tau)$  dada la ecuación 1.8, se sustituye en las ecuaciones 1.6 y 1.7. La evaluación de las ecuaciones restantes requiere el cálculo de las siguientes integrales:

$$I_2 = \int_{t_{i-1}}^{t_i} e^{Dw\tau} \cos w_D \tau d\tau = \frac{e^{Dw\tau}}{(Dw)^2 + w_D^2} (Dw \cos w_D \tau + w_D \sin w_D \tau) \Big|_{t_{i-1}}^{t_i} \quad (1.9)$$

$$I_2' = \int_{t_{i-1}}^{t_i} e^{Dw\tau} \sin w_D \tau d\tau = \frac{e^{Dw\tau}}{(Dw)^2 + w_D^2} (Dw \sin w_D \tau - w_D \cos w_D \tau) \Big|_{t_{i-1}}^{t_i} \quad (1.10)$$

$$I_3 = \int_{t_{i-1}}^{t_i} \tau e^{Dw\tau} \sin w_D \tau d\tau = \left( \tau - \frac{Dw}{(Dw)^2 + w_D^2} \right) I_2' + \left( \frac{w_D}{(Dw)^2 + w_D^2} \right) I_1' \Big|_{t_{i-1}}^{t_i} \quad (1.11)$$

$$I_4 = \int_{t_{i-1}}^{t_i} \tau e^{Dw\tau} \cos w_D \tau d\tau = \left( \tau - \frac{Dw}{(Dw)^2 + w_D^2} \right) I_2 - \left( \frac{w_D}{(Dw)^2 + w_D^2} \right) I_1' \Big|_{t_{i-1}}^{t_i} \quad (1.12)$$

en donde  $I_1'$  e  $I_2'$  son las integrales indicadas en las ecuaciones 1.9 y 1.10, antes de ser calculadas, en los límites indicados en estas ecuaciones. En función de estas integrales,  $A_D(t_i)$  y  $B_D(t_i)$  pueden calcularse a partir de

$$A_D(t_i) = A_D(t_{i-1}) + (D(t_{i-1}) - t_{i-1} \frac{\Delta D}{\Delta t_i}) I_1 + \frac{\Delta D}{\Delta t_i} I_4 \quad (1.13)$$

$$B_D(t_i) = B_D(t_{i-1}) + (D(t_{i-1}) - t_{i-1} \frac{\Delta D}{\Delta t_i}) I_2 + \frac{\Delta D}{\Delta t_i} I_3 \quad (1.14)$$

Finalmente, la aplicación de las ecuaciones 1.13 y 1.14 en la ecuación 1.5 da el desplazamiento en el instante  $t_i$  que es

$$y(t_i) = \frac{e^{-Dw t_i}}{w_D} (A_D(t_i) \sin w_D t_i - B_D(t_i) \cos w_D t_i) \quad (1.15)$$

Así entonces, el obtener Sv de la ecuación 1.4, corresponderá a un punto del espectro, para un periodo determinado.

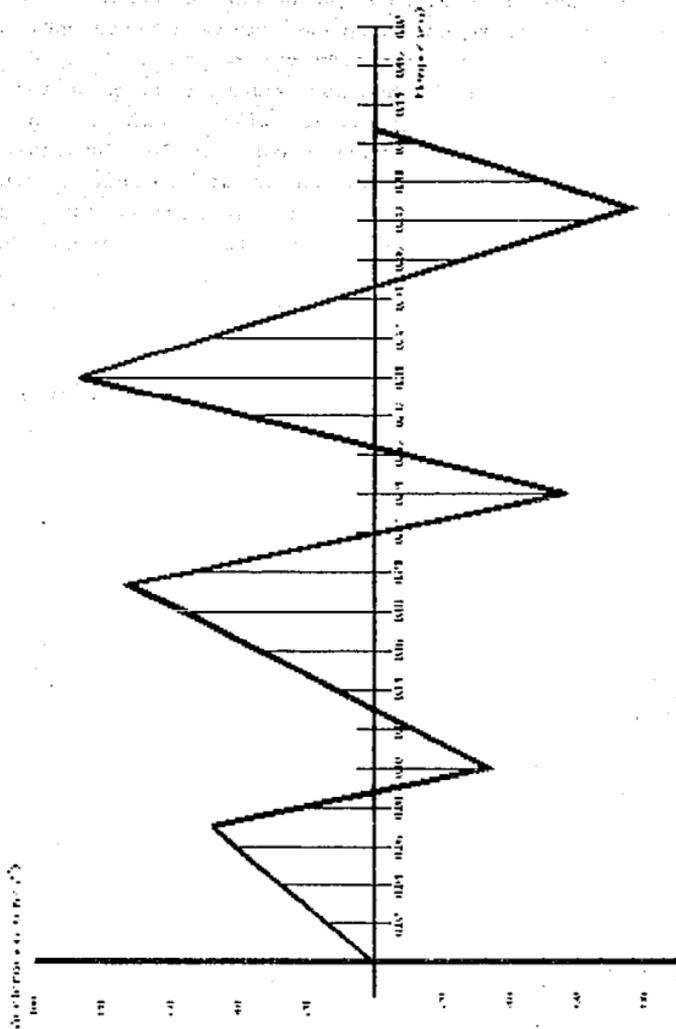
La precisión dependerá de seleccionar  $\Delta t$ . En general se ha encontrado que puede obtenerse una suficiente aproximación en los resultados si el intervalo de tiempo se selecciona no mayor a un décimo del periodo

natural del sistema. La segunda consideración es que el intervalo debe ser lo suficientemente pequeño como para representar adecuadamente las variaciones de la excitación con respecto al tiempo. El tercer punto que debe considerarse son los cambios bruscos en las variaciones de la excitación con respecto al tiempo. El tercer punto que debe considerarse son los ambos bruscos en las funciones de rigidez o de amortiguación. Por ejemplo, en la superposición habitual de materiales con propiedades elastoplásticas, la rigidez cambia repentinamente de una fase elástica lineal a otra fase de comportamiento plástica. En este caso, para obtener mayor precisión, se deben seleccionar incrementos de tiempo más pequeños en la vecindad de los cambios drásticos.

Por otro lado, este procedimiento se resuelve aplicando programas de computadora. Actualmente, partiendo del registro digital en una cinta de un acelerograma se puede obtener el espectro por integración directa.

#### Ejercicio 1.1

Del acelerograma mostrado a continuación correspondiente a un acelerograma simplón, obtenga la seudovelocidad por el método de integración directa.



Soluci3n :

Amortiguamiento  $D = 5 \%$

Periodo  $T = 0.1$

Incremento  $t = 0.02$

Tiempo (seg)	Acelerac. (cm/seg <sup>2</sup> )	Acelerac. (cm/seg <sup>2</sup> )	A	B	Veloc. (cm/seg)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.020	15.000	15.000	0.100	0.112	0.056
0.040	31.000	16.000	-0.082	0.552	0.350
0.060	46.000	15.000	-0.927	0.514	0.794
0.080	16.000	-30.000	-1.220	-0.147	0.939
0.100	-27.000	-43.000	-1.403	-0.156	0.122
0.120	-11.000	16.000	-1.835	-0.412	-1.103
0.140	13.000	24.000	-1.904	-0.404	-0.941
0.160	36.000	23.000	-2.643	-0.475	0.690
0.180	58.000	22.000	-3.045	-1.927	1.976
0.200	41.000	-17.000	-1.731	-2.975	1.601
0.220	0.000	-41.000	-1.041	-2.679	-0.057
0.240	-53.000	-53.000	-0.523	-3.600	-1.500
0.260	-9.000	44.000	0.737	-3.810	-1.568
0.280	45.000	54.000	0.719	-4.649	0.270
0.300	76.000	31.000	3.070	-6.221	2.395
0.320	41.000	-35.000	5.544	-4.717	2.448
0.340	8.000	-33.000	5.856	-3.435	0.184
0.360	-25.000	-33.000	6.348	-3.246	-2.021
0.380	-59.000	-34.000	6.976	-0.791	-1.162
0.400	-57.000	2.000	4.048	1.464	-0.453
0.420	-17.000	40.000	1.715	0.213	0.412

Amortiguamiento  $D = 5 \%$   
 Periodo  $T = 0.2$  seg  
 Incremento  $t = 0.02$

Tiempo (seg)	Aceleraç. (cm/seg <sup>2</sup> )	Aceleraç. (cm/seg <sup>2</sup> )	A	B	Veloc. (cm/seg)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.020	15.000	15.000	0.138	0.062	0.030
0.040	31.000	16.000	0.403	0.456	0.227
0.060	46.000	15.000	0.386	1.277	0.691
0.080	16.000	-30.000	0.015	1.846	1.322
0.100	-27.000	-43.000	0.152	1.856	1.157
0.120	-11.000	16.000	0.579	1.974	1.047
0.140	13.000	24.000	0.589	1.935	0.039
0.160	36.000	23.000	0.616	1.324	-0.768
0.180	58.000	22.000	1.347	0.359	-0.820
0.200	41.000	-17.000	2.583	-0.075	0.039
0.220	0.000	-41.000	3.134	0.036	1.267
0.240	-53.000	-53.000	2.749	-0.614	1.922
0.260	-9.000	44.000	2.672	-1.514	1.394
0.280	45.000	54.000	2.398	-1.055	0.421
0.300	76.000	31.000	0.598	-0.505	-0.311
0.320	41.000	-35.000	-1.206	-1.007	-0.076
0.340	8.000	-33.000	-1.732	-1.620	0.656
0.360	-25.000	-33.000	-1.789	-1.326	1.194
0.380	-59.000	-34.000	-2.693	-0.153	0.957
0.400	-57.000	2.000	-4.689	0.529	-0.244
0.420	-17.000	40.000	-6.029	0.195	-1.872

Amortiguamiento  $D = 5\%$

Periodo  $T = 0.3$  seg

Incremento  $t = 0.02$

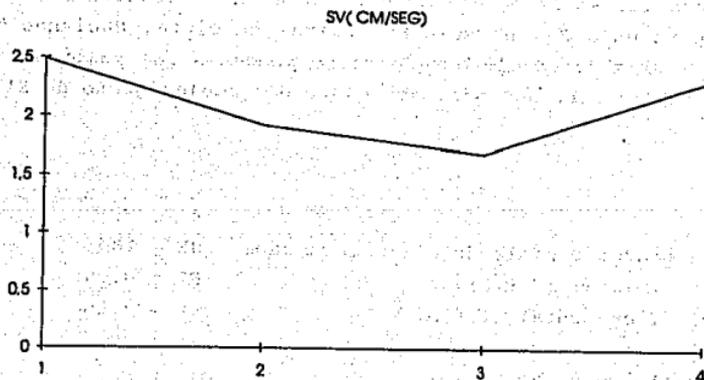
Tiempo (seg)	Acelerag. (cm/seg <sup>2</sup> )	Acelerag. (cm/seg <sup>2</sup> )	A	B	Veloc. (cm/seg)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.020	15.000	15.000	0.146	0.042	0.021
0.040	31.000	16.000	0.521	0.329	0.160
0.060	46.000	15.000	0.915	1.032	0.516
0.080	16.000	-30.000	1.007	1.687	1.080
0.100	-27.000	-43.000	1.076	1.581	1.549
0.120	-11.000	16.000	1.349	1.258	1.598
0.140	13.000	24.000	1.320	1.250	1.296
0.160	36.000	23.000	0.750	1.233	0.892
0.180	58.000	22.000	-0.264	0.766	0.643
0.200	41.000	-17.000	-0.803	0.183	0.642
0.220	0.000	-41.000	-0.995	-0.276	0.761
0.240	-53.000	-53.000	-1.108	0.940	0.600
0.260	-9.000	44.000	-1.468	1.653	0.000
0.280	45.000	54.000	-1.055	1.410	-0.633
0.300	76.000	31.000	0.542	1.089	-0.798
0.320	41.000	-35.000	2.121	1.378	-0.298
0.340	8.000	-33.000	2.698	1.750	0.564
0.360	-25.000	-33.000	2.602	1.522	1.360
0.380	-59.000	-34.000	2.497	0.296	1.689
0.400	-57.000	2.000	3.015	-1.357	1.289
0.420	-17.000	40.000	3.728	-2.230	0.280

Amortiguamiento  $D = 5 \%$   
 Periodo  $T = 0.4$  seg  
 Incremento  $t = 0.02$  seg

Tiempo (seg)	Acelerac. (cm/seg <sup>2</sup> )	Acelerac. (cm/seg <sup>2</sup> )	A	B	Veloc. (cm/seg)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.020	15.000	15.000	0.148	0.301	0.015
0.040	31.000	16.000	0.562	0.252	0.123
0.060	46.000	15.000	1.121	0.822	0.403
0.080	16.000	-30.000	1.432	1.395	0.872
0.100	-27.000	-43.000	1.437	1.274	1.326
0.120	-11.000	16.000	1.492	0.865	1.534
0.140	13.000	24.000	1.469	0.879	1.528
0.160	36.000	23.000	1.072	1.259	1.454
0.180	58.000	22.000	-0.332	1.965	1.530
0.200	41.000	-17.000	-1.460	2.158	1.839
0.220	0.000	-41.000	-1.938	2.110	2.188
0.240	-53.000	-53.000	-1.387	2.425	2.301
0.260	-9.000	44.000	-0.835	2.933	1.964
0.280	45.000	54.000	-1.008	2.522	1.404
0.300	76.000	31.000	-0.869	3.246	0.702
0.320	41.000	-35.000	-0.668	1.774	0.077
0.340	8.000	-33.000	-0.405	1.200	-0.283
0.360	-25.000	-33.000	-0.578	1.343	-0.556
0.380	-59.000	-34.000	-1.583	1.837	-0.922
0.400	-57.000	2.000	-3.131	2.095	-1.512
0.420	-17.000	40.000	-4.139	1.972	-2.249

Tomando los valores máximos de las tablas anteriores, y graficando se obtiene parte de nuestro espectro de

SV (CM/SEG)	T (SEG)
2,488	0,100
1,922	0,200
1,689	0,300
2,301	0,400



Como puede observarse calcular un espectro de respuesta a mano resulta muy laborioso, pero con la ayuda de programas de computadora el cálculo se facilita. El programa (ref.1) descrito en este capítulo sirve para calcular el desplazamiento espectral, la velocidad espectral y la aceleración espectral, para una aceleración especificada en función de la aceleración del terreno como se podrá apreciar en el siguiente ejemplo.

### Ejemplo 1.2

Aplicar el programa 6, "ESPECTRA", contenido en la ref. 1, para obtener la respuesta espectral del sistema elástico con 10 % de la amortiguación crítica sujetos a la excitación registrada para los diez primeros segundos de El Centro de California de 1940.

### Solución:

El registro del acelerograma se encuentra en el archivo D6, es decir; se está partiendo de un registro digital en cinta. Haciendo hincapié que los valores del acelerógrafo corresponden a los valores discretos de los primeros diez segundos obtenidos del acelerógrafo de El Centro, 1940.

### Datos:

Número de puntos definiendo el acelerograma	NE = 186
Frecuencia inicial (C.P.S)	FI = 0.05
Frecuencia incremental (C.P.S.)	DF = 0.05.
Frecuencia final (C.P.S.)	FF = 20
Amortiguación relativa	XSI = 0.1
Incremento de tiempo para integrar	H = 0.01
Aceleración de la gravedad (cm/seg <sup>2</sup> )	G = 980

Resultados:

Frecuencia	Despla. Espect.	Velocidad. Espect.	Acel. Espect.
0.050	38.600	12.060	3.77
0.100	27.750	17.350	10.84
0.150	32.250	30.240	28.36
0.200	32.060	40.090	50.13
0.250	33.840	52.890	82.67
0.300	34.570	64.870	121.66
0.350	31.300	58.480	149.84
0.400	30.520	76.310	190.84
0.450	21.450	60.350	169.78
0.500	14.790	46.240	144.55
1.000	8.280	51.740	323.44
1.500	6.170	57.820	542.23
2.000	5.130	64.200	802.64
2.500	3.110	48.570	759.11
3.000	1.890	35.430	664.50
3.500	1.330	29.170	638.23
4.000	1.040	26.110	652.98
4.500	0.820	23.050	640.43
5.000	0.770	23.930	747.90
10.000	0.130	8.130	508.02
15.000	0.050	4.480	420.28
20.000	0.020	2.520	315.04

Los resultados están representados en las gráficas 1.6, 1.7 y 1.8, en ellas quizás no se aprecien algunos puntos de los resultados obtenidos, por causas de escala. Además, de que, el tiempo de registro resulta muy corto y no se apreciarían claramente los diagramas espectrales.

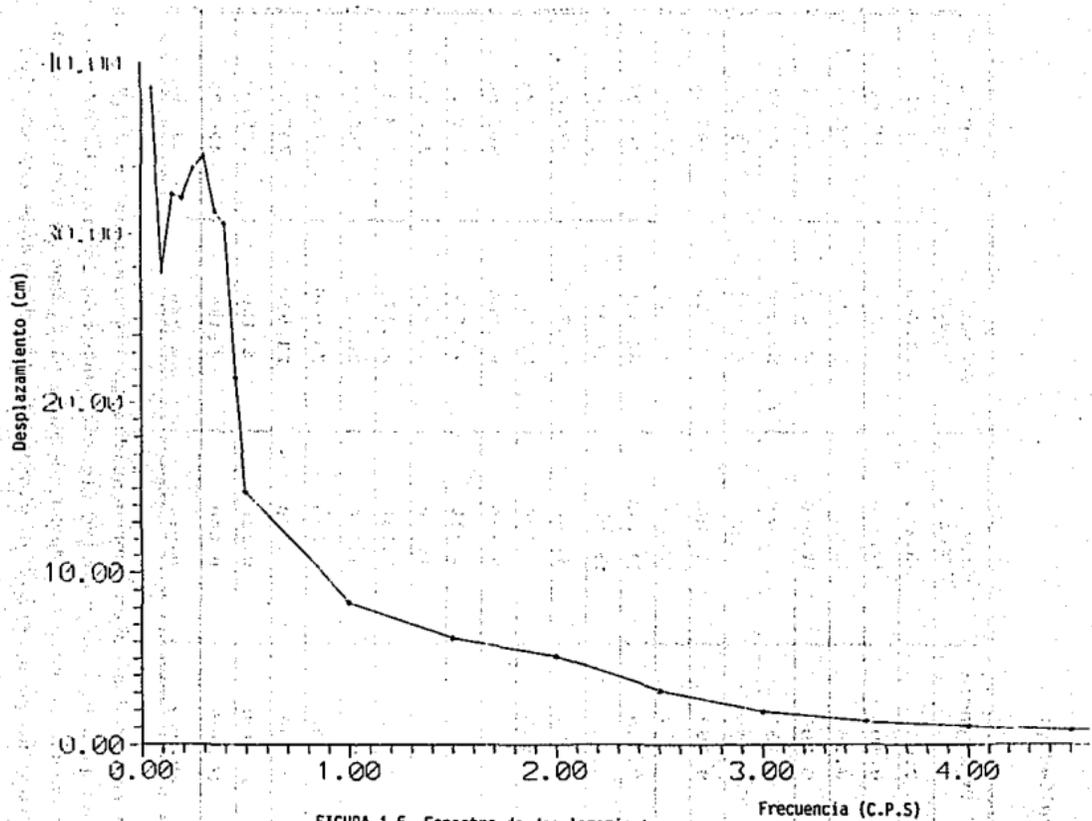


FIGURA 1.6, Espectro de desplazamiento.

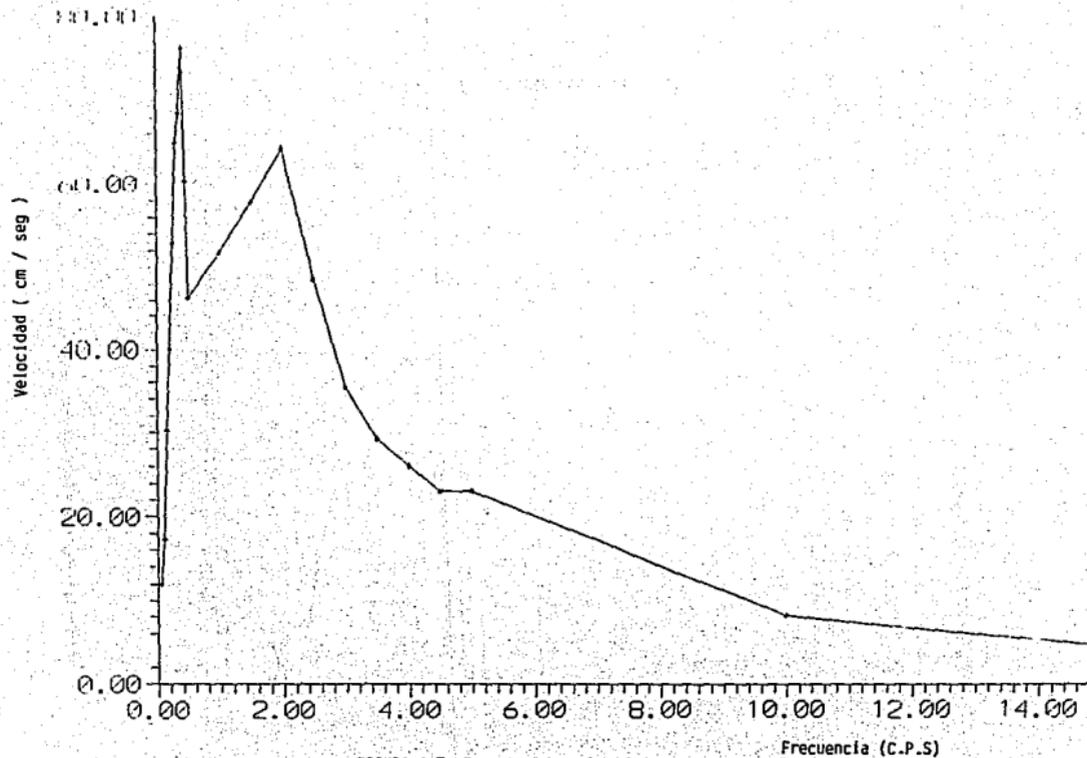


FIGURA 1.7, Espectro de velocidad

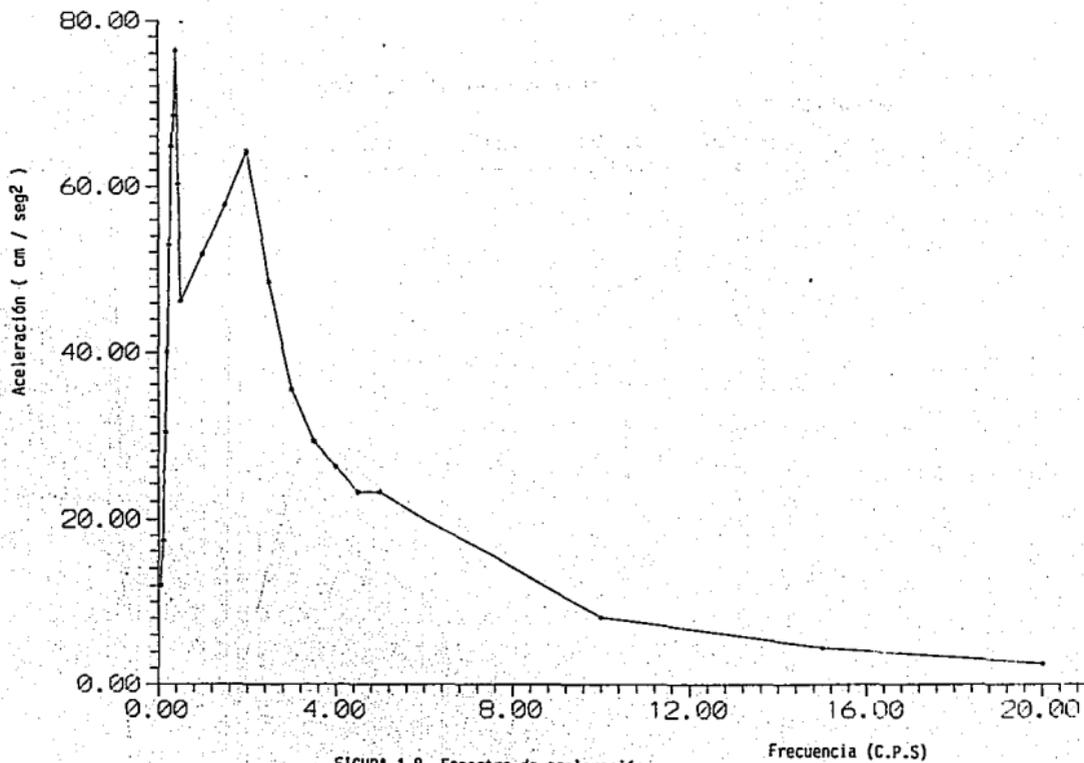


FIGURA 1.8, Espectro de aceleración

### 1.5 INTENSIDAD ESPECTRAL DE HOUSNER

Otro de los usos que se han dado a los espectros, es para obtener la intensidad sísmica. Recordando que la intensidad es la medida de los daños que causa un terremoto, la cual se puede medir en la escala de Mercalli Modificada, (MM), que se escribe en números romanos seguidos de las letras MM, escala que tiene XII grados.

Housner ha propuesto medir la intensidad de un sismo, apartir de su espectro de velocidad, con la finalidad de eliminar la subjetividad que involucra la escala de MM.

Para esto, partiendo del acelerograma de un sismo, se define el espectro de velocidad ( $S_v$ ) para un amortiguamiento  $D = 2\%$ , ver figura 1.10.

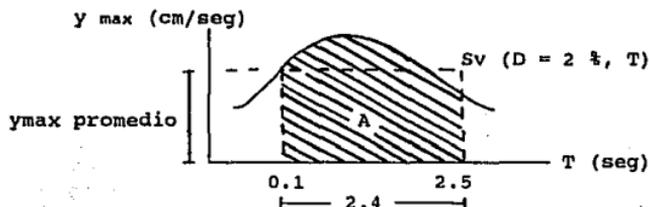


FIGURA 1.10, Espectro de respuesta empleado por Housner

Se calcula el área ( $A$ ) bajo el espectro en el intervalo comprendido en  $0.1 \leq T \leq 2.5$ .

$$A = \int_0^{2.5} S_v(D=2\%, T) dT$$

Si dividimos el área entre el intervalo 2.4, se obtiene la velocidad máxima promedio

$$\bar{y}_{\max} = \frac{A}{2.4}$$

A partir de esta velocidad, se calcula la intensidad, con la expresión de Esteva

$$I = \frac{\log 14 \bar{y}_{\max}}{\log 2}$$

donde: I = Intensidad en escala de MM  $\bar{y}_{\max}$  = velocidad máxima promedio, cm/seg.

Teniendo presente, que los resultados obtenidos son válidos sólo para terreno firme, y que los valores arrojados de la ecuación anterior se tratarán de redondear a un número entero, en caso que se obtengan resultados con fracción decimal.

#### 1.6 REPRESENTACION TRIESPECTRAL DE NEWMARK

Tomando cuenta que en la oscilación libre no amortiguada para un sistema de un grado de libertad (ref. 1) se tiene:

$$y_{\max} = \frac{\dot{y}_{\max}}{w} \quad y \quad y_{\max} = \frac{\ddot{y}_{\max}}{w^2}$$

Se puede correlacionar los espectros de desplazamiento (Sd), velocidad (Sv) y aceleración (Sa) mediante las siguientes expresiones:

$$Sd = \frac{Sv}{w} \quad y \quad Sd = \frac{Sa}{w^2}$$

De las expresiones anteriores, Newmark propuso la representación triespectral, es decir; de los tres espectros, en una sola gráfica como el que se muestra en la figura 1.11.

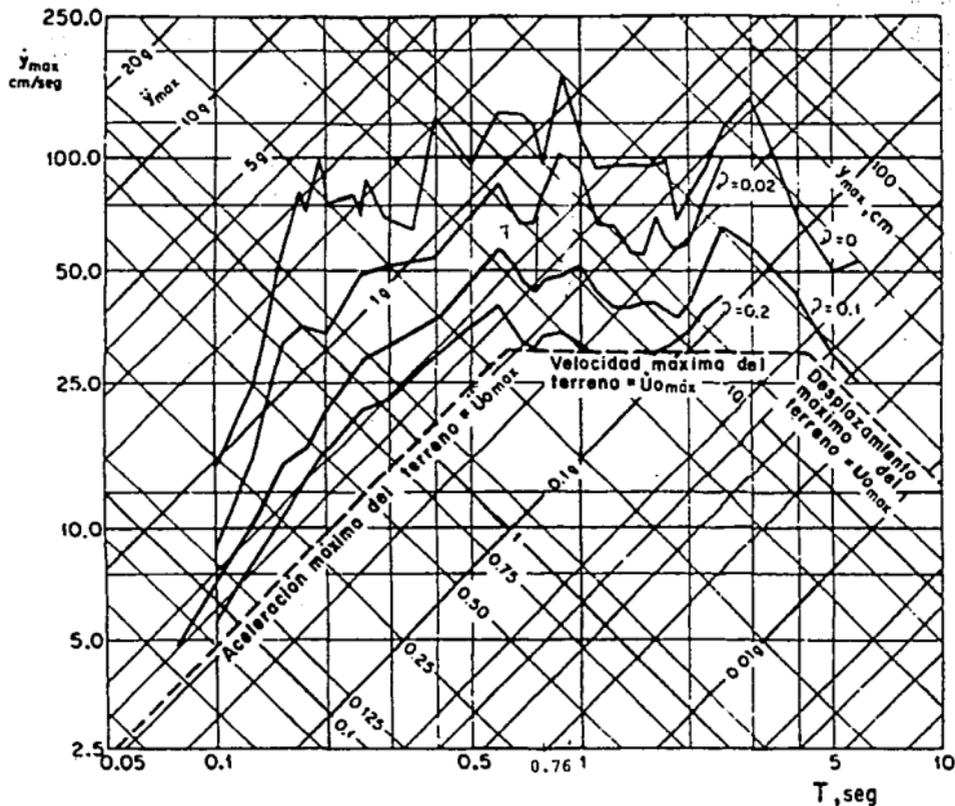


FIGURA 1.11

Espectros de respuesta de sistemas elásticos a la componente N-S del sismo de El Centro, Calif. de mayo de 1940, según Blume, Newmark y Corning (1960).

Cabe aclarar que para que dicha gráfica se apegue a la realidad, los 4 ejes deberán ser representados en escala logarítmica. De la figura 1.11 se puede observar que en el eje de las ordenadas corresponde al espectro de velocidad ( $S_a$ ) y se gráfica en función del período o de frecuencias. Las líneas ascendentes y descendentes a  $45^\circ$  corresponden entonces a las ordenadas espectrales de la aceleración ( $S_a$ ) y la de desplazamiento ( $S_d$ ).

El empleo de este tipo de diagramas resulta muy práctico ya que proporcionan directamente los valores numéricos máximos de las respuestas de sistemas lineales de un grado de libertad. Sin embargo, para su empleo es bueno recordar como se construye una escala logarítmica.

Una escala logarítmica se construye colocando cada número a una distancia del origen proporcional a su logaritmo, así pues, si se conoce que:

$\log 1 = 0$	$\log 6 = 0.7782$
$\log 2 = 0.3010$	$\log 7 = 0.8451$
$\log 3 = 0.4771$	$\log 8 = 0.8451$
$\log 4 = 0.6021$	$\log 9 = 0.9031$
$\log 5 = 0.6990$	$\log 10 = 1$

Se elige un módulo para representar a 10. Supóngase un módulo de 1-10 = 40 cm. Llamaremos módulo a la unidad de medida que hay entre dos puntos. Por consiguiente se tiene:

1 está en cero	6 está a $40(0.7782) = 31.13$ cm
2 está a $40(0.3010) = 12.04$ cm	7 está a $40(0.8451) = 33.80$ cm
3 está a $40(0.4771) = 19.08$ cm	8 está a $40(0.9031) = 36.12$ cm
4 está a $40(0.6021) = 24.08$ cm	9 está a $40(0.9542) = 38.17$ cm
5 está a $40(0.6990) = 27.96$ cm	10 está a $40(1) = 40$ cm

Si se conoce además que:

$$\begin{aligned} \log 10 &= 1 \\ \log 20 &= \log 2 \times 10 = \log 10 + \log 2 = 1.3010 \\ \log 30 &= \log 3 \times 10 = \log 10 + \log 3 = 1.4771 \\ \log 40 &= \log 4 \times 10 = \log 10 + \log 4 = 1.6021 \\ \log 50 &= \log 5 \times 10 = \log 10 + \log 5 = 1.6990 \\ \log 60 &= \log 6 \times 10 = \log 10 + \log 6 = 1.7782 \\ \log 70 &= \log 7 \times 10 = \log 10 + \log 7 = 1.8451 \\ \log 80 &= \log 8 \times 10 = \log 10 + \log 8 = 1.9031 \\ \log 90 &= \log 9 \times 10 = \log 10 + \log 9 = 1.9542 \\ \log 100 &= \log 10 \times 10 = \log 10 + \log 10 = 2 \end{aligned}$$

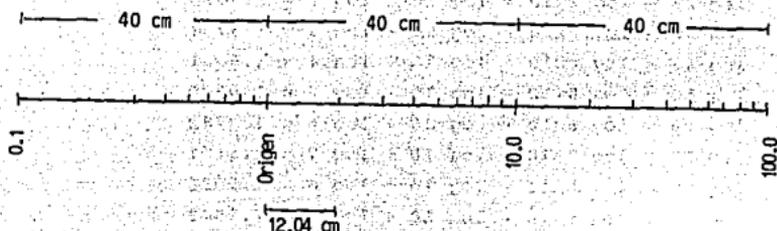
Por lo tanto, se puede observar que el módulo 10-100 es igual al módulo 1-10, por lo que, 20 dista de 10, lo mismo que 2 de 1. Así también, 90 dista de 10, lo mismo que de 9 de 1.

Por consiguiente:

$$\begin{aligned} \log 0.1 &= \log 1/10 = -\log 10 + \log 1 = -1 \\ \log 0.2 &= \log 2/10 = -\log 10 + \log 2 = -0.6990 \\ \log 0.3 &= \log 3/10 = -\log 10 + \log 3 = -0.5229 \\ \log 0.4 &= \log 4/10 = -\log 10 + \log 4 = -0.3979 \\ \log 0.5 &= \log 5/10 = -\log 10 + \log 5 = -0.3010 \\ \log 0.6 &= \log 6/10 = -\log 10 + \log 6 = -0.2218 \\ \log 0.7 &= \log 7/10 = -\log 10 + \log 7 = -0.1549 \\ \log 0.8 &= \log 8/10 = -\log 10 + \log 8 = -0.0969 \\ \log 0.9 &= \log 9/10 = -\log 10 + \log 9 = -0.0458 \\ \log 1.0 &= 0 \end{aligned}$$

Por lo tanto, el módulo 0.1-1 es igual al módulo 1-10, por que 0.2 dista de 0.1, lo mismo que 2 de 1, así también, 0.9 dista de 0.1, lo mismo que de 9 de 1.

Finalmente, nuestra escala logarítmica queda representada gráficamente como:



**Ejemplo 1.3:**

Para el marco que se muestra a continuación, obtenga el desplazamiento, la velocidad y la aceleración máximos, empleando el diagrama trispectral de Newmark (figura 1.11), que tendría si se le aplicase la componente N-S del sismo del Centro, California, de mayo de 1940, si el amortiguamiento fuese del 5 % del crítico.

Datos:

$$W = 50 \text{ Ton}$$



$$\begin{aligned} \omega &= 8.22 \text{ rad/seg} \\ T &= 0.76 \text{ seg} \\ D &= 5 \% \\ k &= 3.44 \text{ Ton/cm} \end{aligned}$$

**Solución:**

Del gráfico de respuesta espectral para diseño, figura 1.11 se tiene:

$$\text{Módulo de } 0.1 \text{ a } 1 = 8.7 \text{ cm}$$

$$\log = 0.76 = -0.119 + 1 = 0.88$$

$$0.88 \times 8.7 = 7.66 \text{ cm}$$

$$0.76 \text{ dista } 7.66 \text{ cm de } 0.1$$

Levantando una referencia vertical desde  $T = 0.76$  seg, se determina entre las curvas  $D = 2\%$  y  $D = 10\%$  una distancia  $d = 1.65$  cm.

$$X/3\% = 1.65/8\% \quad \therefore \quad X = (3 \times 1.65)/8 = 0.62 \text{ cm} = 6.2 \text{ mm}$$

donde;  $3\% = 5\% - 2\%$

$$8\% = 10\% - 2\%$$

Se ubica el punto "p" a 6.2 mm bajo la curva  $D = 2\%$  sobre la referencia vertical de  $T = 0.76$  seg.

Del punto "p" se trazan referencias normales a los ejes coordenados. La referencia a la escala de desplazamientos cae entre 1 y 10

$$\text{Módulo de 1 a 10} = 6.0 \text{ cm}$$

$$\text{distancia 1 - ref.} = 5.1 \text{ cm}$$

$$5.1/6.0 = 0.85$$

$$\text{Antilog } 0.87 = 7.08 \text{ cm}$$

Como la referencia está entre 1 y 10

$$\underline{\dot{y}_{\max} = 7.08 \text{ cm}}$$

La referencia a la escala de velocidades cae entre 10 - 100 cm/seg

$$\text{Módulo 10 a 100} = 8.5 \text{ cm}$$

$$\text{distancia 10 ref.} = 6.5 \text{ cm}$$

$$6.5/8.5 = 0.76$$

$$\text{Antilog } 0.076 = 5.75 \text{ cm}$$

Como la referencia está entre 10-100

$$\underline{\dot{y}_{\max} = 57.5 \text{ cm/seg}}$$

La referencia a la escala de aceleraciones cae entre 0.1 g y 1 g

Módulo 0.1 g - 1 g = 6.1 cm  
distancia 0.1-ref. = 4.3 cm  
4.3/6.1 = 0.70  
Antilog 0.70 = 5.07

Como la referencia está entre 0.1 g y 1 g . Y conocemos que  $g = 981$  cm/seg<sup>2</sup>

$$Y_{\max} = 0.50 g = 0.507 \times 981 \therefore \underline{Y_{\max} = 497.38 \text{ cm/seg}^2}$$

### 1.7 SUAVIZACION DE ESPECTROS

Los espectros de respuesta calculados tienen demasiadas irregularidades ("picos") por lo que se suavizan mediante procedimientos matemáticos, ver fig. 1.12. La suavización puede ser mediante líneas rectas o mediante una línea que se apegue al contorno medio de las irregularidades, conocida también como **espectro de respuesta medio**. Por consiguiente, en los perfiles de los espectros de respuesta medio consideran como valores medios a desviaciones estándar del orden de  $\pm 10\%$ , ver figura 1.12.

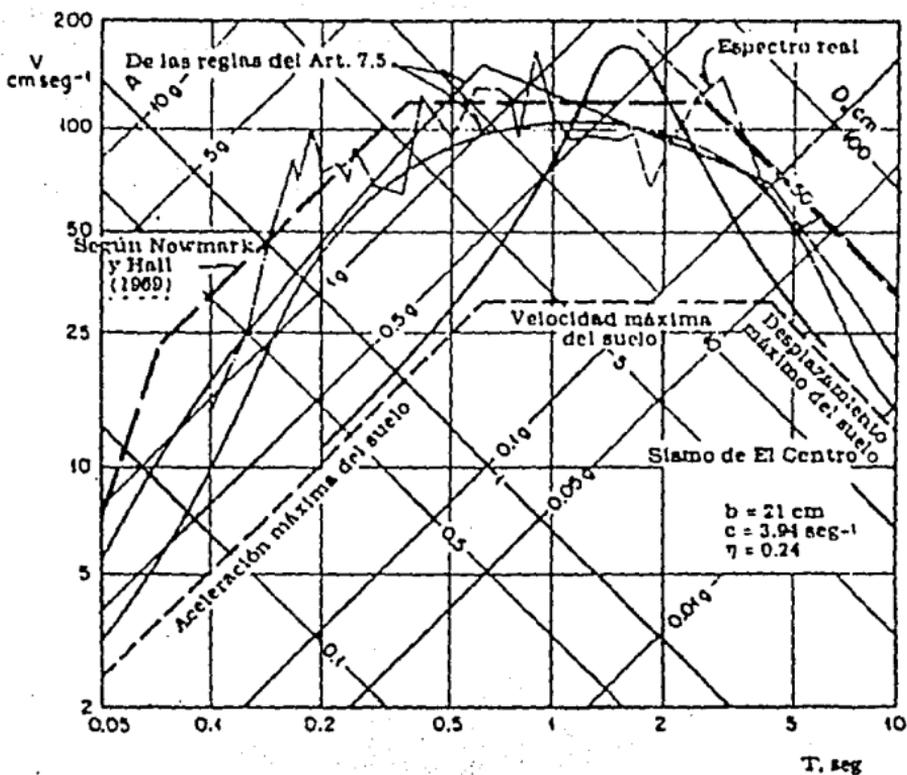


FIGURA 1.12, Espectro suavizado

En la representación triespectral de Newmark, la suavización de espectros para diferentes amortiguamientos presenta las siguientes características, ver figura 1.13.

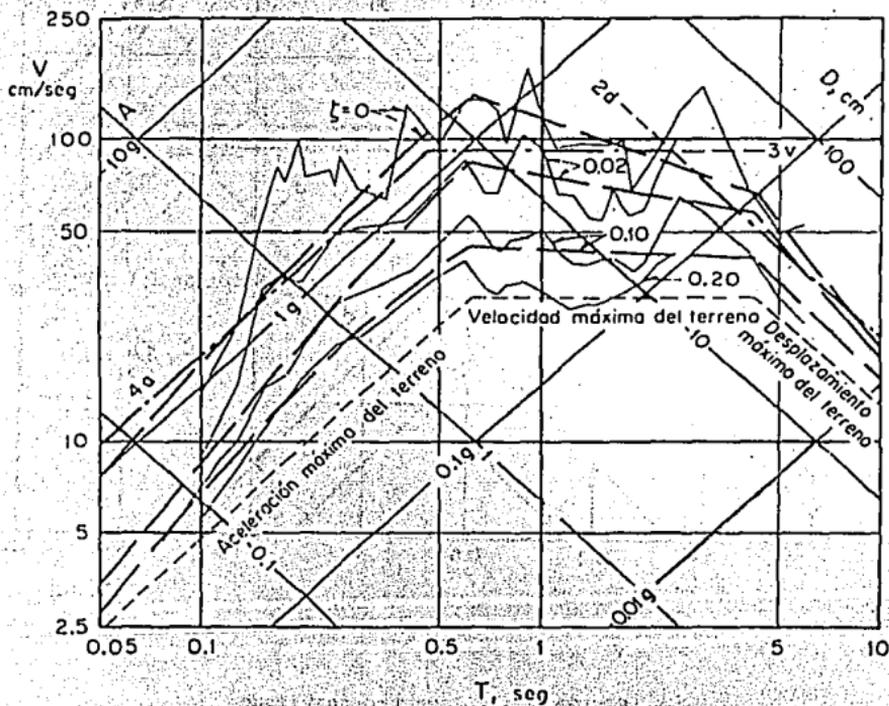


FIGURA 1.13, Relación entre el movimiento del terreno y ordenadas espectrales

En la figura anterior se trazaron tres líneas, paralelas a las referencias correspondientes, que representaban los máximos valores absolutos de la aceleración, velocidad y desplazamiento del terreno. Sin embargo, mediante tres líneas paralelas a las que se acaban de describir. Tales que la máxima aceleración espectral resulta igual a 4 veces la aceleración máxima del terreno, la máxima aceleración espectral igual a 3 veces la máxima velocidad; y el máximo desplazamiento espectral igual a 2 veces al máximo desplazamiento del terreno. Para amortiguamientos del orden de 0.05 a 0.10 del crítico, los factores anteriores se vuelven 2, 1.5 y 1, y para amortiguamientos de 0.20 a 0.25 del crítico, resultan prácticamente iguales a la unidad. Siendo una forma aproximada para la determinación de las respuestas máximas del comportamiento de las estructuras.

## **CAPITULO II**

# **ESPECTROS DE DISEÑO**

## ESPECTROS DE DISEÑO

El espectro de diseño es una gráfica que proporciona la respuesta sísmica máxima que debe utilizarse para el diseño de una estructura en función de su periodo. Normalmente los espectros de diseño proporcionan la aceleración a la que debe diseñarse la estructura.

Es evidente que durante su vida útil una estructura, más de una vez estará sujeta a la acción de un sismo. Si nos interesan los espectros para obtener las aceleraciones máximas, conviene considerar no sólo el espectro de un solo sismo, sino los de todos aquellos que vayan a actuar en la estructura; ya que un sismo determinado puede provocar para unas estructuras una aceleración máxima que puede ser superado cuando esos mismos sistemas estén sujetos a la acción de otros.

Se recurre entonces, a la superposición de los espectros correspondientes a los sismos ocurridos en el lugar en cuestión. A la envolvente de todos ellos se le llama Espectro de diseño. Un espectro de diseño es como el que se muestra en la figura 2.1.

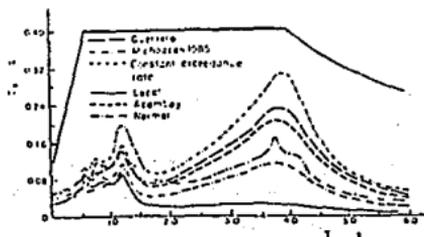


FIGURA 2.1, Espectro de diseño para la ordenada espectral de aceleración.

Así por ejemplo para la determinación del espectro de diseño para el Distrito Federal se emplearon estudios probabilísticos y determinísticos. Se postularon cuatro temblores representativos y se supuso que son los más peligrosos que es razonable esperar durante los próximos 150 años. Para cada evento se estimó su espectro de amplitudes de Fourier en Ciudad Universitaria, estación que fue elegida por que en ella se dispone del mayor número de acelerogramas. Para estos fines, los temblores que ocurren en nuestro país fueron divididos en cuatro grupos (ver figura 2.2):

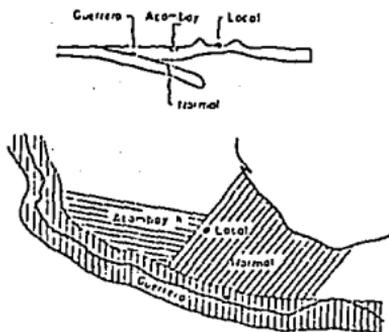


FIGURA 2.2, Regionalización de la zona de influencia de los cuatro grupos de temblores clasificados

a) Temblores Locales. Generados en la Placa de Norteamérica bajo el Valle de México y sus inmediaciones, es decir se tomo el sismo de foco cercano originado en la Sierra del Ajusco y Chichinautzin. La máxima magnitud registrada en este siglo para este tipo de temblores es  $M = 5.1$ . Aunque es probable que puedan generarse eventos con magnitudes de hasta 5.5 se eligió una magnitud de 4.7 y distancia focal de 11 km para el análisis determinista. Esto se decidió por el

hecho de que cada evento afectaría una zona reducida, por lo que el periodo de recurrencia para cualquier punto del DF es mucho mayor que para toda la región.

b) **Temblores en la Placa Continental.** Generados en el resto de la placa de Norteamérica. Los miembros de este grupo que más seriamente amenazan a la ciudad de México se producen en las intersecciones de fallas principales o en los extremos de aquellas que han venido creciendo sistemáticamente. A la zona que nos referimos es donde se encuentra la falla de Zacamboxo. El sitio que se consideró más peligroso en el extremo oriental de las fallas que definen el graben de Acambay. En 1912 ocurrió en este sitio un temblor con magnitud 7.0 y se han producido eventos importantes desde entonces. Se asignó al temblor de este grupo una magnitud de 7.0 y una distancia focal de 80 km.

c) **Temblores de Profundidad Intermedia.** Conocidos también con el nombre de "temblores de fallamiento normal". Generados debido al asentamiento de la placa de Norteamérica debido a la penetración de la Placa de Cocos. El sismo originado en Huajuapán, Oax., en 1980 es el candidato más peligroso de un grupo de temblores originados dentro de la placa de Norteamérica, el cual se registró con una magnitud de 6.5 y profundidad de 80 km.

d) **Temblores de Subducción.** Debidos a la subducción de la Placa de Cocos bajo la Placa de Norteamérica. Estos eventos son los que históricamente han causado los daños más graves en la Ciudad de México. La máxima magnitud registrada desde 1800 es  $M = 8.2$  para el temblor de Jalisco de 1932. Sin embargo, los que se producen frente a las costas de Michoacán y Guerrero son los que producen los movimientos más violentos en el DF. El sismo empleado para la determinación del espectro fue el del sismo del 19 de Septiembre de 1985. Tuvo un epicentro frente a Lázaro Cárdenas Michoacán con una magnitud de 8.1.

La figura 2.3 muestra los principales sistemas de falla que se presentan en el Valle de México. Estos sistemas se determinaron en

base a los componentes de medición más críticas que se obtuvieron de acelerogramas de estos cuatro grupos de temblores.

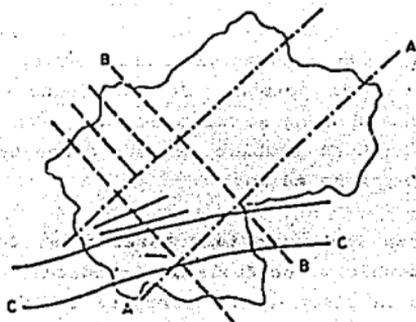


FIGURA 2.3 Sistemas de Falla en el Valle de México

Para fines del reglamento de construcciones del DF se requirieron espectros de respuesta de acelerogramas para el 5 % de amortiguamiento crítico. Estos fueron calculados usando teoría de vibraciones aleatorias. Como se indico anteriormente, esto requiere el espectro de amplitudes de Fourier y la duración del movimiento del terreno. Esta última cantidad fue estimada con base en valores observados para temblores registrados para los tres primeros grupos de temblores antes mencionados.

Estos resultados, aunados a los espectros de respuesta calculados para el gran temblor de 1985 en los sitios en que se disponía de

registros, permitieron la construcción de los espectros de diseño que se propusieron para el reglamento de construcciones. Estos espectros de diseño son envolventes simples de los espectros de respuesta suavizados modificados para tomar en cuenta la duración esperada del movimiento del terreno y el comportamiento inelástico de las estructuras. En las figuras 2.4, 2.5 y 2.6 se muestran, los espectros de diseño para los tres tipos de suelo, a los que se concluyeron para el seguimiento de la determinación de los coeficientes sísmicos.

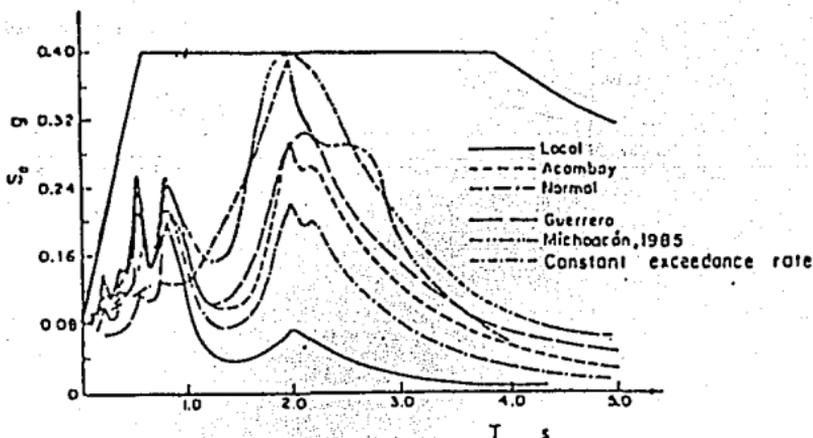


FIGURA 2.4, Espectro de Diseño para la Zona Lago.  
 $T = 2.08$  seg.

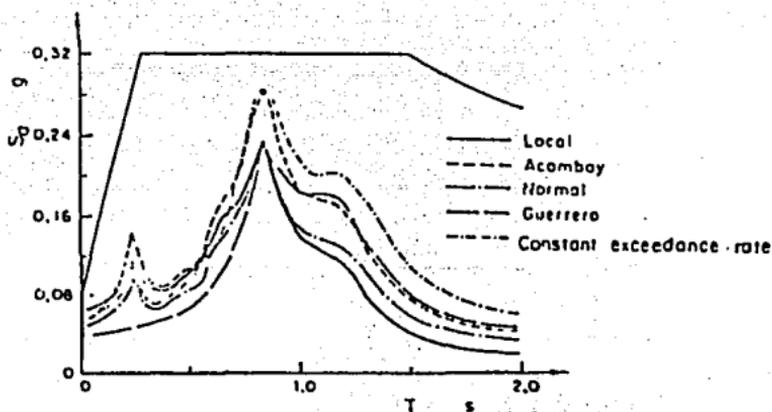


FIGURA 2.5, Espectro de Diseño para la Zona de Transición.  
 $T_b = 0.87$  seg.

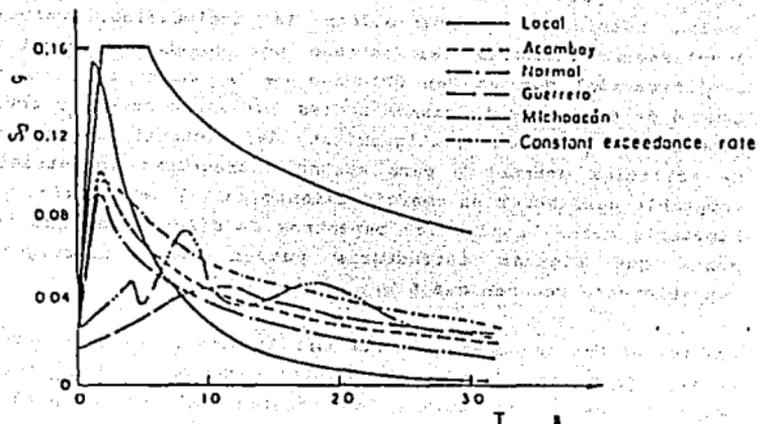


FIGURA 2.6, Espectro de diseño para la Zona de Lomas

Por otra parte, al construir el espectro de diseño con los sismos que ya han ocurrido, existe una probabilidad determinada por los estudios de Riesgo Sísmico, de que después de un corto lapso de tiempo se presente un sismo que provoque mayores aceleraciones que las consignadas en el espectro (ver capítulo III). Dicha probabilidad para los espectros de diseño comentados y utilizados es pequeña. En la actualidad no existe método alguno para predecir el movimiento específico de una región o país determinado.

Pero cuando no se cuente con un catálogo sísmico suficiente de información instrumental de sismos ocurridos en el pasado en el sitio

en que se va a construir la estructura, se recurre a registros de sismos ocurridos en zonas de características geotécnicas semejantes.

Sin embargo, existen reglas empíricas para construir envolventes de espectros a partir de datos básicos del movimiento del terreno. Estas reglas consisten en multiplicar la aceleración, velocidad y desplazamiento máximo del terreno por constantes (factores de amplificación) que se han obtenido de la observación de un gran número de espectros de sismos reales. El valor de estas constantes depende del grado de amortiguamiento del sistema. Para estructuras de edificios urbanos y para muchas estructuras industriales, es aceptable considerar un amortiguamiento de 5 % del crítico y en esa hipótesis están basados los espectros de diseño. Hay que tener en mente que algunas estructuras pueden tener amortiguamientos sensiblemente menores que 5 %.

Las reglas más comúnmente usadas para la construcción de envolventes de espectros para diseño son debidas a Newmark y Hall los cuales proponen que si se trazan los máximos valores de aceleración, velocidad y desplazamiento del terreno en un sistema de ejes tetralogarithmico como el de la figura 2.7 las ordenadas de las envolventes de los espectros medios de respuesta pueden obtenerse de acuerdo con la misma figura, usada para desplazamientos, velocidades y aceleraciones los factores que aparecen en la tabla insertada en la figura. Por ejemplo, la aceleración envolvente del espectro de respuesta para amortiguamiento de 0.02 del crítico se obtiene multiplicando 0.36 g, que es la máxima aceleración del terreno, por el factor 4.3 consignado en la tabla; así resulta el 1.55 g de la figura. De manera semejante se obtienen los valores de 151 cm/seg<sup>2</sup> y 75 cm para las velocidades y desplazamientos máximos envolventes del espectro de respuesta en el trazo tetra-logarithmico. Estos factores están basados en temblores típicos de la costa occidental de Estados Unidos, registrados sobre terreno firme a unas cuantas decenas de kilómetros del foco.

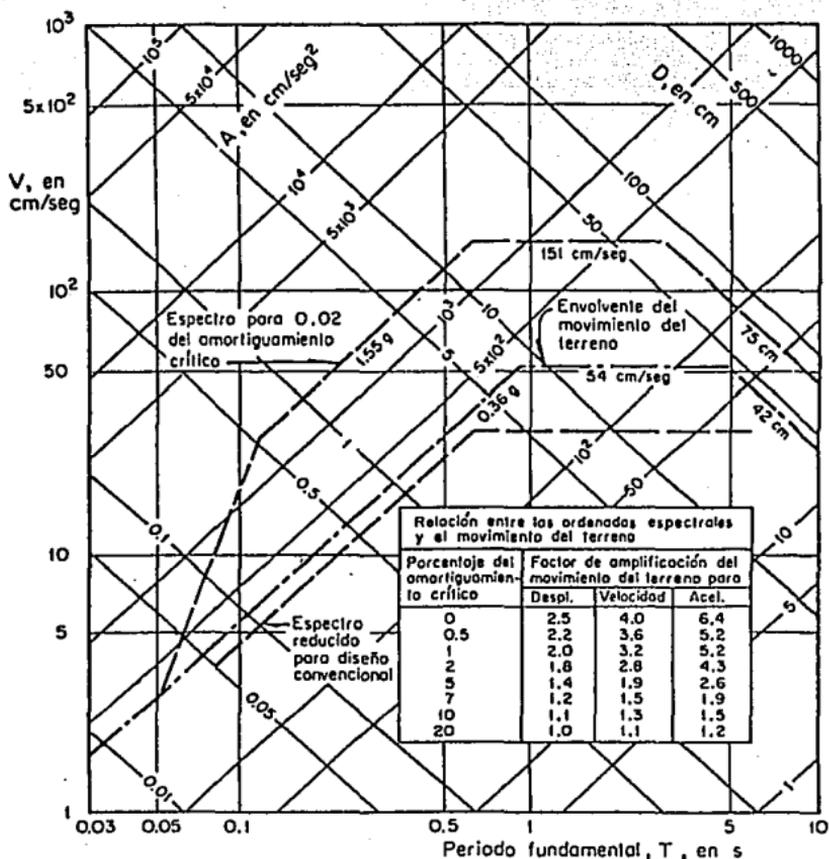


FIGURA 2.7. Construcción de espectros de diseño

**CAPITULO III**  
**EFFECTOS DEL TERRENO**

**ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

## **EFFECTOS DEL TERRENO**

Los terremotos son catástrofes naturales que han azotado a la humanidad durante su largo recorrido histórico y han traído en forma recurrente destrucción, desolación y muerte. Ciudades enteras han sido arrasadas y reducidas a escombros por el violento movimiento del terreno.

Existe razón de sobra por temer a estos fenómenos que sacuden violentamente al terreno haciendo vibrar las construcciones y que hoy día podemos explicar científicamente como producto de la dislocación o ruptura de las rocas, o causados por el movimiento relativo entre las placas litosféricas que conforman la superficie terrestre.

Los daños causados por los terremotos durante un sismo se clasifican en **Permanentes** y **Transitorios**. En los primeros la topografía del terreno después del sismo es diferente a la anterior del sismo. En los segundos el terreno recupera sensiblemente su forma original después del sismo.

### **3.1 MOVIMIENTOS PERMANENTES**

Entre las causas de los movimientos permanentes pueden señalarse las siguientes:

#### **3.1.1 MOVIMIENTOS EN LAS FALLAS GEOLOGICAS**

La corteza terrestre esta dividida en 17 placas principales que conforman la totalidad del la superficie del planeta Tierra. Sin embargo, no todos los sismos ocurren directamente en la zona de contacto entre placas adyacentes: muchos eventos son generados en fallas geológicas locales y se les denomina sismos intraplaca. Las

rocas de la corteza se deforman, se pliegan y se fracturan debido a las fuerzas generadas por el desplazamiento de las placas, fuerzas que someten los estratos rocosos a grandes fuerzas de tensión y compresión.

El plano en las estructuras geológicas en la cual se producen desplazamientos lentos, se llama **falla**. Se denominan **fallas activas** aquellas en que han ocurrido desplazamientos durante los últimos miles de años. En contaposición, **fallas inactivas** son aquellas en que no se observa actividad sísmica ni rasgos morfotectónicos y en las que se puede determinar que no han ocurrido desplazamientos durante los últimos 10 000 a 40 000 años. Durante un sismo, un bloque de la corteza terrestre se desplaza respecto al bloque adyacente a lo largo del plano de falla (figura 3.1.a). El plano de fractura está definido por su orientación o **azimut**, por el **ángulo de buzamiento** y la **dirección del desplazamiento**. El desplazamiento en la roca puede ser horizontal, vertical, lateral o combinado y se conoce como el **rechazo de la falla**.

Se distinguen tres tipos característicos de fallas, a saber:

1.- **TRANSCURRENTE** es una falla en la que se producen desplazamientos horizontales y los dos bloques adyacentes se desplazan lateralmente en sentidos opuestos (figura 3.1.b). Se denomina **falla transcurrente lateral derecha** o **falla transcurrente lateral izquierda** según el movimiento relativo; la primera se refiere a fallas en que el bloque opuesto se desplaza hacia la derecha y la segunda cuando se desplaza hacia la izquierda. La **falla de transformación** es un tipo particular de falla transcurrente en que une los extremos de segmentos de los **ejes de las dorsales** en las cordilleras centro oceánicas que han sido desplazados; el movimiento de la falla de transformación es también horizontal y en ella placas litosféricas adyacentes se mueven lateralmente, una respecto a la otra paralelo al borde común. En general, las fallas de transformación definen el límite entre placas adyacentes.

2.- **NORMAL** es el tipo de falla y en la inversa el plano de falla es oblicuo respecto al horizonte; en ellas se producen desplazamientos a lo largo de una superficie de falla inclinada, y los bloques se ajustan según las fuerzas a que está sometida la región tectónica. En una falla normal los bloques están sometidos a fuerzas de tensión; el bloque superior o techo descende respecto al interior o piso y se desliza hacia abajo siguiendo el ángulo de buzamiento de falla. (figura 3.1.c).

3.- **INVERSA** es una falla en que los bloques están sometidos a fuerzas de compresión perpendiculares a la falla, y el bloque superior es forzado a deslizarse hacia arriba y asciende respecto al bloque inferior (figura 3.1.ch).

4.- **VERTICAL** es un caso particular entre las fallas normal e inversa, y en ella el plano de falla y la dislocación son predominantemente verticales.

El desplazamiento en las fallas puede ser compuesto y el rechazo puede tener simultáneamente componentes vertical, horizontal y lateral.

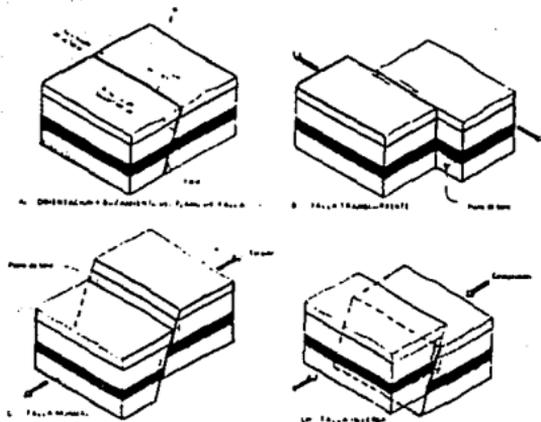


FIGURA 3.1, Tipos de fallas geológicas.

### 3.1.2 AVALANCHAS Y DESLIZAMIENTOS

Solo una parte de los daños y victimas de un terremoto son causados directamente por la violencia sacudida del terreno. Los sismos producen también movimientos geológicos en gran escala, tales como deslizamientos de tierra y avalanchas o aludes, que con violencia inusitada pueden arrasar el campo, destruir edificaciones y sepultar personas.

Masas de tierra saturada si consolidar se pueden desprender de las laderas de montañas debido a la vibración inducida por el sismo, dando origen a avalanchas que pueden alcanzar grandes proporciones. Una de las más lamentables tragedias conocidas es la originada a raíz del terreno de Chimbote, Perú, en 1970, cuyo foco se localizó en el océano a 25 km de la costa. La sacudida del terreno desprendió una enorme masa de hielo, rocas y lodo del Monte de Huascarán, que a medida que descendía por la ladera de la montaña, fue adquiriendo velocidad y proporciones gigantescas. A razón de 200 km/h la avalancha de unos 30 metros de altura se precipitó a lo largo de un valle, destruyendo parcialmente la ciudad de Ranrahirca y sepultando el poblado de Yungai (figura 3.2); en éste último solo unos pocos habitantes sobrevivieron al alud: un total de 18 000 perecieron bajo las enormes masas de lodo.

Avalanchas inducidas por sismos de la magnitud de la del Monte Huascarán solo suceden ocasionalmente; encambio los deslizamientos de tierra a causa de los terremotos ocurren frecuentemente, bloqueando carreteras (figura 3.3), sepultando viviendas, destruyendo bosques y campiñas.



FIGURA 3.2, La ciudad de Yungai, Perú, sepultada por una avalancha originada en el Monte Huascarán



FIGURA 3.3, Muchas carreteras fueron bloqueadas y el tránsito interrumpido por los derrumbes a consecuencia del terremoto de 1976 en Guatemala.

### 3.1.3 ASENTAMIENTO, SUBSIDENCIA Y FRACTURA DEL TERRENO

Es conocido que la vibración mecánica es un método eficaz para compactar suelos granulares sin cohesión. No es de sorprender, pues, que las vibraciones inducidas por un sismo pueden producir frecuentemente la compactación de los depósitos de material granular y como consecuencia el asentamiento del terreno. Los terrenos debido a la compactación de estratos subyacentes pueden alcanzar valores considerables, de unos o varios metros (figura 3.4), y conducen a asentamientos diferenciales del terreno y de las construcciones; el resultado es el colapso o graves daños a edificaciones y obras de ingeniería. Extensas regiones han sufrido subsidencia debido a la compactación de depósitos de suelo sin cohesión; áreas bajas cercanas a la costa o lagos han quedado permanentemente inundadas después de un terremoto debido al deceso del nivel del terreno, fenómeno llamado **subsidencia**.

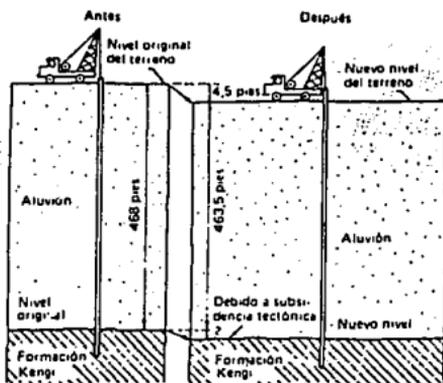


FIGURA 3.4, Asentamiento del terreno en suelos no saturados debido a las vibraciones producidas por el terremoto de Alaska en 1964

Los problemas de inestabilidad del suelo debidos a sismos son frecuentes y variados y han sido estudiados por varios investigadores. Durante el gran terremoto de Alaska en 1964, en la región del Estrecho de Príncipe William, el movimiento cortical fue tan extenso que se pudieron observar levantamientos y descensos del terreno en un área de más de 200 000 km<sup>2</sup>. Los efectos de un sismo pueden ser además de asentamiento del terreno, el desplazamiento del mismo a lo largo de una falla superficial, la fractura del terreno (figura 3.5) y el colapso de rellenos de tierra saturada y mal compactados (figura 3.6).



FIGURA 3.5, Colapso y asentamiento del relleno de una carretera durante el terremoto de Chile de 1985



FIGURA 3.6, Deslizamiento, fractura y asentamiento del terreno de licuefacción en Turgain Heights, Anchorage, a consecuencia del terremoto de Alaska en 1964

#### 3.1.4 LICUEFACCION

Una de las cosas más dramáticas de daños a edificaciones y obras civiles durante un terremoto es el fenómeno de licuefacción en depósitos de arena saturados, que se manifiesta en la superficie en forma de surtidores o volcanes de eyección de lodo y bajo la forma de condiciones similares a las de las arenas movedizas.

Suelos granulares saturados sin cohesión tienden a compactarse si son sometidos a vibración. Si existe posibilidad de drenaje libre o el agua puede fluir instantáneamente, la presencia de agua en los poros no afectará significativamente el comportamiento del suelo bajo

cargas cíclicas, en cambio el uso no-cohesivo saturado está confinado y se impide el flujo libre del agua, la compactación del suelo granular y la consecuente reducción del volumen de los vacíos causan un aumento en la presión de poro. A consecuencia de la alta presión de poro, el material sufre una reducción gradual de la resistencia al cizallamiento; cuando la sobrepresión de poro iguala a la sobrepresión, la presión efectiva se reduce a cero, la arena pierde toda resistencia y se desarrolla un estado de licuefacción debido a un reordenamiento granular. Las vibraciones del suelo causados por un sismo intenso, producen la condición anterior. La presión hidrostática aumenta, el agua contenida en los vacíos del material granular es forzada a fluir hacia arriba, donde emerge en forma de volcanes o conos que eyectan lodo y arena; una vez las altas presiones de poro y el flujo de agua ascendente producen una condición de arenas movedizas. Cuando se presenta este fenómeno, los edificios se pueden hundir en el terreno o inclinarse excesivamente (figura 3.6), como ha quedado demostrado en los terremotos de Niigata, Japón en 1964 y en Alaska el mismo año.

Ensayos de laboratorio y experimentos de campo han demostrado que el estado de licuefacción, como el descrito anteriormente se presenta únicamente en suelos saturados y poco densos. Las arenas y las arenas limosas sin consolidar tienen la mayor probabilidad de producir el fenómeno de licuefacción. Los principales factores que influyen en el potencial de licuefacción de un suelo entre otros las características y composición granulométrica figura 3.7, la densidad relativa y la resistencia a la penetración, la profundidad del agua freática y presión de confinamiento, así como las características del movimiento del terreno. La susceptibilidad a la licuefacción aumenta con la presión de confinamiento. En Niigata, Japón se determinó la influencia de la resistencia a la penetración estándar sobre la condición de licuefacción y asentamiento de edificios. Los resultados indican que suelos con resistencia menor a 15 golpes son susceptibles a la licuefacción; en cambio, suelos con resistencia superior a 20 golpes no están propensos a sufrir licuefacción.

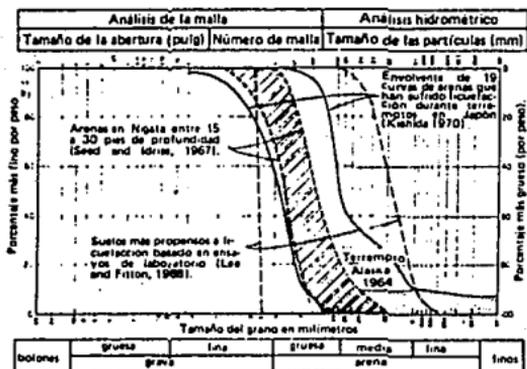


FIGURA 3.7, Efecto del tamaño de las partículas de un suelo granular saturado sobre la susceptibilidad al efecto de licuefacción bajo cargas cíclicas y vibraciones inducidas por sismo.

Estudios sobre licuefacción realizados en China Continental, han determinado una relación empírica entre las características e intensidad del movimiento del terreno y la resistencia a la penetración para determinar el potencial de licuefacción. En relación:

$$N_{crit} = N(1 + 0.125(d_s - 3) - 0.05(d_w - 2))$$

donde;  $N_{crit}$  es el valor crítico de la resistencia a la penetración (golpes/30 cm) y que separa suelos con potencial de licuefacción,  $d_s$  es la profundidad del estrato de arena en m,  $d_w$  es la profundidad del

agua freática en m, y N' es una función de la intensidad del movimiento y tiene los siguientes valores:

Intensidad de Mercalli Modificada	N' Número de golpes/30 cm
VII	6
VIII	10
IX	16

Para una intensidad MM VII, una profundidad del agua freática de 2.0 m y una capa de arena de 15 m, se obtiene el valor crítico de  $N_{crit} = 15$  golpes/30 cm, como el límite de resistencia a la penetración que separa la condición de licuefacción.

Las arcillas por ser plásticas, son menos propensas a la licuefacción, sin embargo, existen arcillas sensibles en los cuales un estado de alta presión de poro debido a cargas repetidas o cíclicas causa una pérdida de resistencia y grandes deformaciones, por lo que también en este caso se habla de licuefacción.

### 3.1.5 HUNDIMIENTO DE CAVERNAS

Desde hace algunos millones de años, la erupción de volcanes provocó sobre la corteza terrestre algunas formaciones geológicas de diversa índole. Durante las erupciones, la salida del magma hacia la superficie fue formando capas de lava que al enfriarse creaban enormes masas de roca. Sin embargo, durante el enfriamiento, la lava al estar a altas temperaturas creaba burbujas de vapor que trataban de salir hacia la superficie pero conforme se iba cristalizando, la lava de la superficie iba teniendo un comportamiento diferente, esto es; la parte de la superficie de la lava se iba enfriando más rápido que la de la parte inferior. Provocando así que las burbujas de vapor ya no llegasen al exterior, quedando atrapadas en el interior del manto rocoso. Estas oquedades que se encuentran a diferentes profundidades se conocen como cavernas.

De acuerdo algunos estudios hechos por geólogos y profesionistas afines se concluyo que la mayoría de las cavernas se encuentran en aquellas zonas cercana a los volcanes.

Hasta el momento únicamente hemos tocado el tema de cavernas de tipo natural pero que sin embargo, existe aquel tipo de cavernas de tipo artificial que el propio hombre ha construido a consecuencia de la explotación de bancos de material, que a pesar de las leyes existentes sobre el cumplimiento del relleno o la no venta de lotes, se ha hecho caso omiso en prestar atención a este tipo de situaciones. Como ha sucedido en la parte sur-oeste en la ciudad de México.

Uno de los problemas que se ha tenido es el de cimentar sobre este tipo de suelos y que han sufrido el colapso total, causando muerte al mismo tiempo. Sin embargo, no quiere decir con esto que no es posible cimentar un edificio en este tipo de suelos, existen casos en donde si es posible, pero que se requiere de supervisión técnica.

Por otra parte, es poco lo que la Ingeniería Civil puede hacer para evitar los daños causados por los movimientos permanentes del terreno. Excepto que en obras importantes hay que realizar estudios previos y extensos para identificar posibles fuentes de esos movimientos y en caso de encontrarlos cambiar de ubicación.

### **3.2 MOVIMIENTOS TRANSITORIOS**

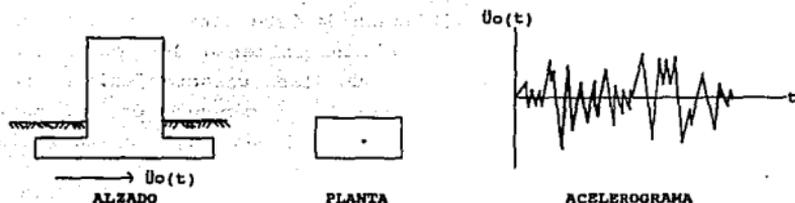
En cambio los movimientos transitorios si pueden y deben considerarse en el cálculo para proporcionarle a la estructura resistencia suficiente para tomarlas.

Los movimientos transitorios del terreno y de la cimentación del edificio tienen sobre el comportamiento sísmico de éste los siguientes cuatro efectos principales:

### 3.2.1 PROMEDIADO DE LA BASE

Normalmente para el diseño se considera el acelerograma  $\ddot{u}_0(t)$  de un punto de la base.

Deberá considerarse el acelerograma promedio de todos los puntos. Como el promedio siempre es menor que el máximo, este efecto es favorable.



### 3.2.2 PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION

Normalmente para el diseño se considerará el acelerograma contenido al nivel del terreno  $\ddot{u}_0(t)$ . Debería considerarse el acelerograma en el fondo de la cimentación  $\ddot{u}_h(t)$ . Sin embargo, como  $\ddot{u}_0(t) > \ddot{u}_h(t)$  este efecto es favorable.

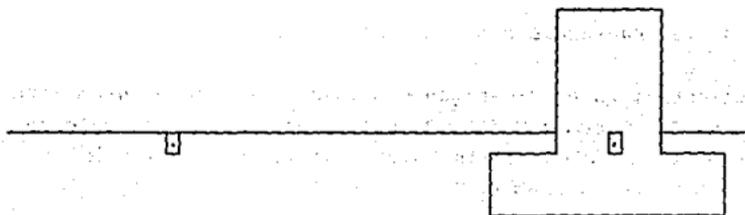


Estos dos últimos puntos (a) y (b) se emplean, por lo general, para obras de gran importancia, que los Reglamentos Mexicanos no

contemplan, como son reactores nucleares o grandes presas. Pero que sin embargo, recomiendan se sigan los criterios acordes al estado de conocimiento. Y una vez realizados los estudios deben de ser aprobados por el Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción.

### 3.2.3 INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA

La interacción dinámica suelo estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de éste ante sollicitaciones dinámicas. La interacción modifica esencialmente los parámetros dinámicos de la estructura así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación. La cual queda de manifiesto por que las aceleraciones bajo un edificio difieren de las que se registran a campo libre.



Acelerograma a campo libre      Acelerograma bajo el edificio  
 $\dot{u}_0(t) \neq \dot{u}_0(t)$

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

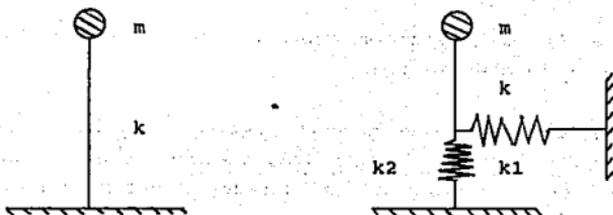
frecuencia de la excitación debido esencialmente a la rigidez y geometría de la cimentación.

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

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

Estas modificaciones del periodo fundamental, el amortiguamiento y la ductilidad pueden dar lugar a respuestas estructurales mayores o menores, dependiendo de la posición de los periodos resonantes del espectro de respuesta y los niveles de amortiguamiento y ductilidad.

Una forma de considerar la interacción suelo-estructura es representar a la cimentación con dos resortes de rigidez equivalentes a la de ella.



1.- Sin efectos de interacción    2.- Con efectos de interacción  
 en donde ;  $k$  = Rigidez de la estructura,  $k_1$ ,  $k_2$  = Rigidez de la cimentación y  $m$  = masa de la estructura.

Según el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE, sólo se justifica tomar en cuenta los efectos de la interacción suelo estructura cuando se tenga:

$$\frac{\beta_e T_e}{H_e} < 20$$

donde  $\beta_e$  es la velocidad efectiva de propagación del depósito del suelo en cuestión, en tanto que  $T_e$  y  $H_e$  son el periodo fundamental de vibración y la altura efectiva, respectivamente, de la estructura de interés supuesta con base rígida (ver figura 3.8).

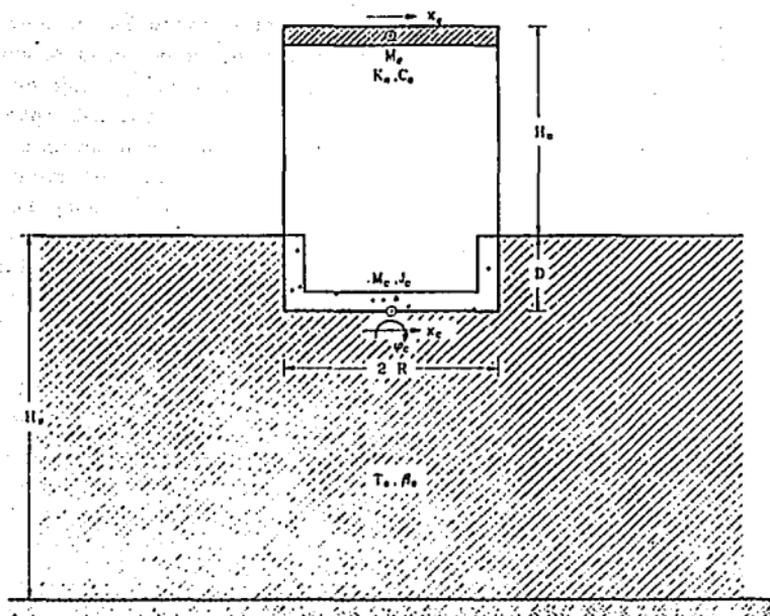


FIGURA 3.8, Sistema suelo-estructura equivalente

### 3.2.4 AMPLIFICACION DINAMICA DEL SUELO

Según las leyes de atenuación, la intensidad del movimiento disminuye con la distancia al epicentro. Sin embargo, se conoce desde hace tiempo que la intensidad y, consecuentemente, la cuantía de los daños producidos por los terremotos, no es solo la función de la magnitud del sismo y de la distancia epicentral: la sacudida del terreno varía significativamente de un sitio a otro y depende de la conformación del subsuelo y de la forma del terreno.

En general se reconoce que existe una relación entre la intensidad del movimiento del terreno, la severidad del daño ocasionado a edificaciones y las condiciones locales del suelo. La ley de la conservación de la energía permite concluir que el desplazamiento de las partículas, asociado a ondas sísmicas que se propagan en un campo sólido, debe incrementar al pasar por un medio de alta velocidad de propagación a un medio de baja velocidad. Así teóricamente se ha determinado que la aceleración asociada con las ondas sísmicas aumenta en la superficie al pasar de un lecho rocoso (alta velocidad) a través de un estado de sedimentos blandos (baja velocidad); el aumento depende de la relación de velocidades de propagación en los dos medios y de la profundidad de la columna del suelo. Así las condiciones locales de subsuelo tienen un efecto sobre la amplitud del movimiento en la superficie; en general, la intensidad de la sacudida del terreno y la cuantía de daños serán mayores en suelos blandos sin consolidar que en suelo firme o rocoso. La figura 3.9 muestra la amplificación de la vibraciones en la superficie en su paso de suelo denso através de un estrato de limo blando sin consolidar.

En el terreno de San Francisco se constató por primera vez que la severidad de los daños en las edificaciones aumentaba en rellenos de suelos blandos en relación de suelos firmes. Una investigación exhaustiva sobre el daño a edificios y las condiciones locales de suelo fue realizada después del terremoto de Caracas de 1967. A pesar de que la magnitud ( $M = 6.4$ ) del sismo fue moderada y el epicentro se localizó a 56 km de la ciudad, la sacudida causó el colapso de

cuatro edificios de 10 a 12 pisos y muchas edificaciones altas sufrieron daños estructurales y arquitectónicos de consideración. Se determinó que el daño en edificios de más de 10 pisos de altura fue mayor cuando la profundidad de los depósitos de aluvión subyacente excedía 160 m; para edificios de 5 a 9 pisos la intensidad del daño era mayor para profundidades de aluvión de 50 a 70 m y para edificios de 3 a 5 pisos el daño tendía a incrementar cuando el aluvión tenía una profundidad de 30 a 50 m; en suelo firme o en roca el daño fue despreciable. Se determinó así un efecto de amplificación del movimiento al pasar las ondas del lecho rocoso a través de depósitos de aluvión y la altura de los edificios dañados sugiere, además, un efecto de resonancia entre los edificios con el movimiento de la columna de suelo, cuyo periodo predominante de vibración aumenta con la profundidad del estrato.

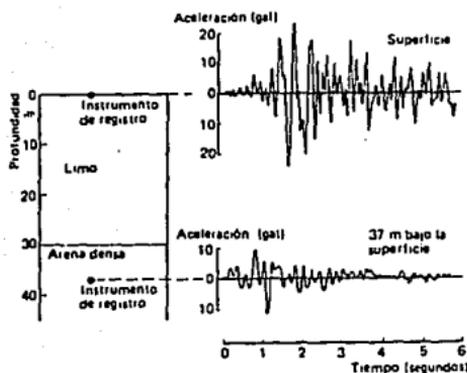


FIGURA 3.9, Dos registros de aceleraciones obtenidos en Urayasu, Japón. La comparación de ambos registros muestra claramente el efecto de amplificación de estratos de aluvión y suelos blandos.

El caso más notorio de amplificación dinámica de las ondas sísmicas ha sido la capital de México. La ciudad, asentada en su mayor parte sobre los sedimentos blandos y saturados del antiguo Lago de Texcoco, ha sufrido en varias ocasiones los efectos de sismos lejanos con origen en la zona de subducción en la costa del Pacífico. El terremoto del 19 de Septiembre de 1985 causó la ruptura de placas frente al Estado de Michoacán, no fue una excepción y ocasionó daños extensivos a la propiedad y a la pérdida de numerosas vidas. A pesar de que el epicentro del sismo de gran magnitud  $M = 8.1$  se localizó frente a la costa, y hubo algún daño en el litoral, el impacto principal del evento se experimentó en la ciudad de México, a 400 km del área epicentral, donde causó gran destrucción.

La condición de suelo tan peculiar en la Ciudad de México, resultante de los sedimentos saturados en el lecho del histórico Lago de Texcoco, hace que estos estratos aluviales muestren periodos fundamentales de vibración en el rango de 2 a 3 segundos (Frecuencias bajas de 0.5 a 0.3 hertz), susceptibles por lo tanto, de entrar en resonancia con ondas sísmicas de periodo largo, es decir; se observa que la amplificación dinámica del suelo es máxima cuando coincide el periodo del suelo con el periodo del sismo; esta característica del subsuelo en la capital de México es la causa de que el movimiento del lecho rocoso producido por sismos lejanos, sea amplificado en la zona del antiguo lago. En la figura 3.10, se muestra en forma esquemática los registros de aceleraciones del terremoto de 1985 y su posición relativa respecto al epicentro. En los registros de Teacalco y de la UNAM, estaciones situadas a 332 y 400 km de distancia del epicentro respectivamente, se observa claramente el efecto de la leyes normales de atenuación, según las cuales la amplitud de las ondas decrece en función de la distancia, notorio en el registro de la estación de la SCT, situada sobre depósitos profundos de suelo blando, es el efecto de amplificación del movimiento en relación con las estación de la UNAM, localizada sobre terreno rocoso. En la UNAM se registraron aceleraciones máximas de 0.047 g y en la SCT, a pocos kilómetros de distancia, aceleraciones de 0.187 g, una amplificación del orden de 4 veces; en este caso la topografía no tuvo influencia, pues el terreno en este sector de la Ciudad de México es relativamente plano.

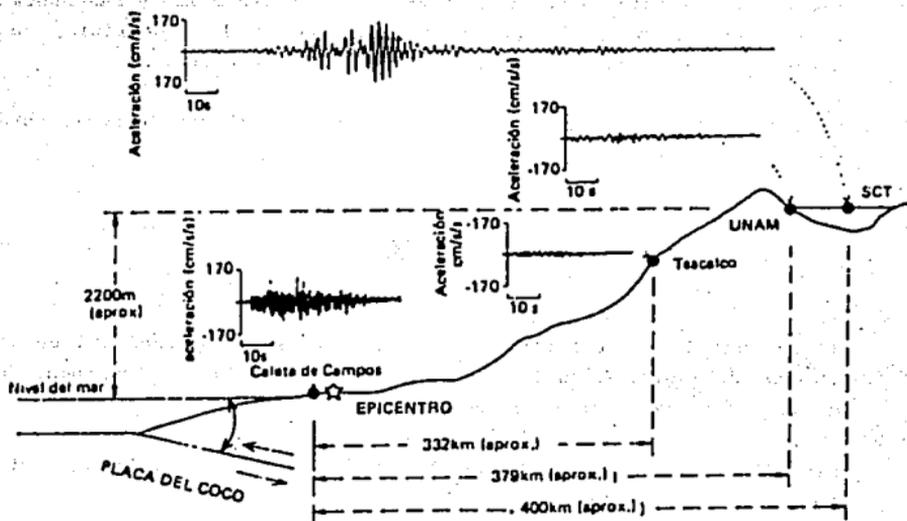


FIGURA 3.10, Sección esquemática que muestra la posición relativa de las estaciones que registraron el terremoto de México del 19 de Septiembre de 1985. Los sismogramas representan la componente E-O de los registros de aceleración y muestran la atenuación de la amplitud con la distancia, así como la amplificación de la amplitud con la distancia, así como la amplificación del movimiento en los suelos sedimentarios y blandos en la zona del antiguo Lago de Texcoco

La máxima intensidad y respuesta ocurrió en sitios aluviales de 50 m de profundidad.

El colapso y la severidad de los daños causados por el terremoto de México de 1985 en edificios altos de 5 a 20 pisos, que tienen periodos naturales de vibración largos en el ámbito de 1 a 3 segundos, se explica por el doble fenómeno de resonancia de las ondas a través de la columna de suelo blando y de interacción y resonancia de los edificios con el movimiento sísmico en la superficie, que exhibe periodos predominantes del orden de 2 segundos.

El periodo de vibración característico de una columna de suelo está dada por la relación:

$$T_s = \frac{4 H_s}{\beta_s}$$

en la cual  $T_s$  es el periodo del suelo,  $H_s$  es la profundidad de la columna de suelo,  $\beta_s$  es la velocidad de propagación de las ondas de cizalla S a través de la columna de suelo.

Sin embargo, para la Ciudad de México se ha establecido esta correlación aproximada a:

$$T_s = \frac{H_s}{18}$$

donde;  $T_s$  será el periodo del suelo en segundos y  $H_s$  corresponderá a la profundidad de la primera capa dura.

El periodo natural de vibración de los edificios se determina de sus características dinámicas y se puede aproximar mediante la ecuación empírica:

$$T_s = r \times N$$

donde;  $T_e$  es el periodo de la estructura,  $N$  es el número de pisos y  $r$  es un factor que varía entre 0.05 y 0.12 según la rigidez de la estructura.

Pero en los edificios comunes de la Ciudad de México se ha establecido otra relación aproximada:

$$T_e = \frac{n}{8}$$

donde;  $T_e$  es el periodo del edificio en segundos y  $n$  es el número de pisos.

El efecto de amplificación dinámica del suelo se refleja en la diferente forma de los espectros de respuesta para un mismo sismo en dos sitios cercanos con diferente tipo de suelo.

En general, las respuestas son mayores para suelos blandos, excepto en zonas de periodos cortos.

Estos resultados implican que en general, en suelos blandos conviene construir edificios rígidos, en tanto que en suelos firmes convienen los edificios flexibles (altos). Se elimina así el efecto de resonancia.

### 3.3 CLASIFICACION DE SUELOS

El movimiento del suelo en sitios de terreno blando es muy diferente del que ocurre en terreno firme debido a la amplificación dinámica por efectos locales que sufren las ondas sísmicas al propagarse através de deformaciones de suelos blandos. Debido a la complejidad que presenta la estratigrafía del suelo. Para fines prácticos la amplificación de las ondas sísmicas debido a efectos locales se relacionan con dos parámetros uno de ellos es el periodo dominante de vibración y el otro será la velocidad efectiva de propagación del

sitio. Así entonces, para clasificar un terreno se procederá como sigue:

1.- Se localizará el nivel del terreno firme bajo el cual todos los estratos posean velocidades de propagación  $\beta_s \geq 700$  m/s o módulos de rigidez  $G_s \geq 85\ 000$  t/m<sup>2</sup> siempre que se acepte un peso volumetrico de  $\gamma_s = 1.7$  t/m<sup>3</sup>.

2.- Para los estratos comprendidos entre el nivel del terreno firme y la superficie, se calcularán el periodo fundamental de vibrar  $T_s$  y la velocidad efectiva de propagación  $\beta_s$  del sitio, se determinara mediante las siguientes ecuaciones;

$$T_s = \frac{4 H}{\beta_s} \quad \text{y} \quad \beta_s = (G / \rho_s)^{1/2}$$

donde;  $T_s$  es el periodo dominante de la vibración en segundos, H es el espesor del estrato en m,  $\beta_s$  es la velocidad de ondas de cortante en m/s, G es el módulo de rigidez en ton/m<sup>2</sup> y  $\rho_s$  correspondera a la densidad del estrato de suelo ( $\rho_s = \gamma_s/g$ ) en ton/m<sup>3</sup>.

3.- Se determinará la velocidad característica c y el periodo característico  $T_s$ , dependiendo de la zona sísmica del país; los valores se consignan en la tabla I.

Una vez conocidos los parámetros dinámicos del sitio,  $T_s$  y  $\beta_s$ , se aplicará la carta de microzonificación sísmica que se presenta en la figura 3.11, según la cual el terreno de cimentación se clasifica en:

TIPO I. Terreno Firme: Depósitos de suelo formados solamente por estratos con velocidades de propagación  $\beta_s \geq 700$  m/s o módulos de rigidez  $G_s \geq 85\ 000$  t/m<sup>2</sup>.

TIPO II. Terreno Intermedio: Depósitos de suelo con periodo fundamental de vibración y velocidad efectiva de propagación tales que se cumple la relación

$$\beta_1 T_1 + \beta_2 T_2 \geq \beta_c T_c$$

TIPO III. Terreno Blando: Depósitos de suelo con periodo fundamental de vibración y velocidad efectiva de propagación tales que se cumple la relación

$$\beta_1 T_1 + \beta_2 T_2 < \beta_c T_c$$

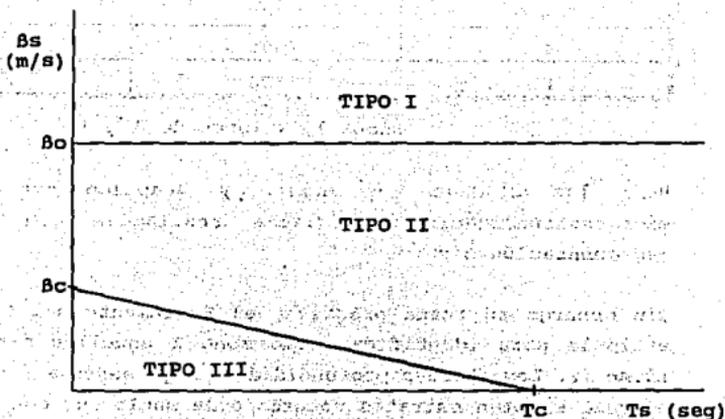
Zona sísmica	$\beta_c$ (m/seg)	$T_c$ (seg)
A	400	5.3
B	400	5.3
C	500	4.7
D	500	2.5

TABLA I, Valores de  $\beta_c$  y  $T_c$ .

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

Sin embargo en forma práctica, el Reglamento del Distrito Federal estipula para identificar como zona I aquellos sitios de terreno firme (Z. Lomas) cuya profundidad se haya menor a 3 metros ( $H < 3m$ ) en el cual existen estratos rocosos o de suelo muy compacto; como zona II de transición, los sitios en que el suelo compacto se encuentra a profundidades de entre 3 y 20 metros ( $3 \leq H \leq 30m$ ) y como la zona III, de terreno compresible (Z. de Lago), aquellos sitios en que el suelo firme se encuentra a más de 20 metros de profundidad ( $H > 20m$ ). La ubicación de las tres zonas dentro del Distrito Federal se demuestra en la Figura 3.12.

Por otra parte, puede concluirse que se obtendrá un espectro de diseño para cada tipo de terreno dependiendo de sus características y propiedades correspondientes. Así por ejemplo para el DF, ver figura 3.13, es de observarse que se tienen los espectros de diseño que resultan para las tres zonas según el tipo de suelo.



- TIPO I :**  $B_s \geq B_{s0}$   
**TIPO II :**  $B_s T_c + B_{s0} T_c \geq B_{s0} T_c$   
**TIPO III :**  $B_s T_c + B_{s0} T_c < B_{s0} T_c$

FIGURA 3.11, Carta de microzonificación sísmica

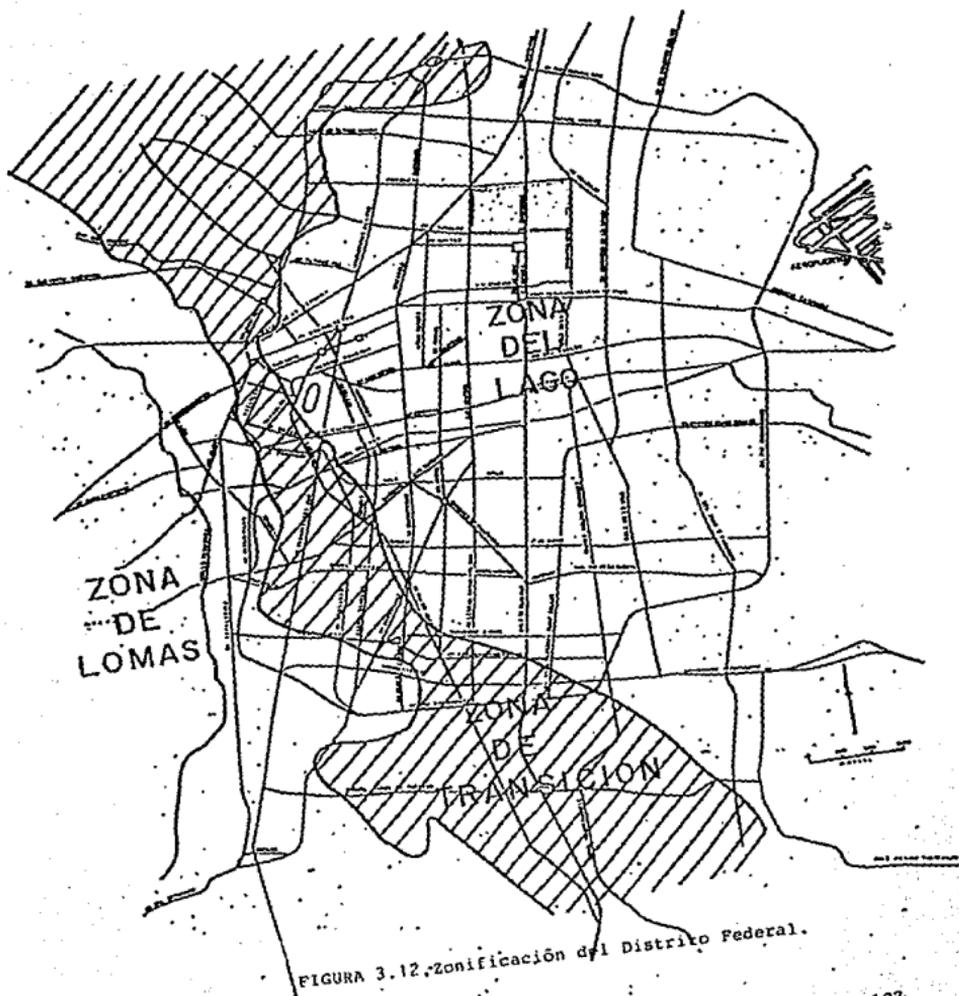


FIGURA 3.12. Zonificación del Distrito Federal.

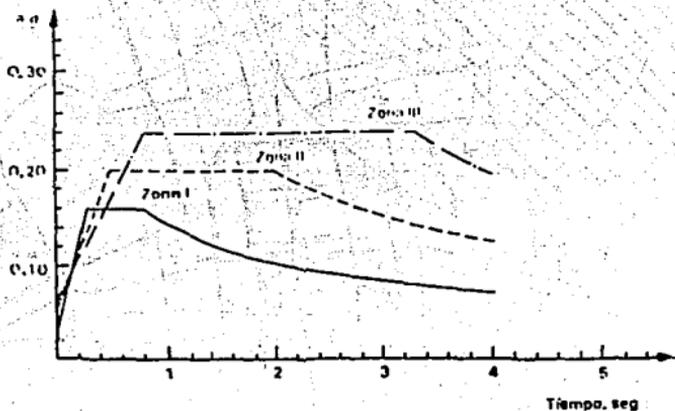


FIGURA 3.13, Espectros elásticos para los tres tipos de suelo del Distrito Federal.

**CAPITULO IV**  
**RIESGO SISMICO**

## RIESGO SISMICO

Para el diseño de edificaciones y obras civiles en regiones sísmicas y para la evaluación de la cuantía de daños probables causados por eventos futuros, se requiere estimar la intensidad máxima del movimiento del terreno. Para ello se utilizan modelos de riesgo sísmico que se basan en la información disponible sobre la sismicidad histórica y de registros instrumentales, en la geología local, y en la tectónica regional. En este capítulo se adopta la **aceleración máxima del terreno** como medida de la intensidad de la sacudida; aun cuando la aceleración no es un parámetro perfecto, provee una estimación razonable para poder determinar el riesgo sísmico y en la actualidad se emplea en forma amplia en mapas de zonificación sísmica y para calcular las sollicitaciones a que estarán expuestas las estructuras.

En los edificios de riesgo sísmico se emplean dos conceptos que conviene definir: **amenaza o peligro sísmico** y **riesgo sísmico**.

La "amenaza sísmica" es un parámetro que cuantifica la ocurrencia de futuros eventos sísmicos y las "acciones sísmicas" asociadas que pueden tener efectos adversos sobre el hombre y sus actividades. Y se expresa en términos de probabilidad de que determinado valor sea excedido en un tiempo dado.

El "riesgo sísmico" es un parámetro que expresa la probabilidad de que determinado sitio y durante un tiempo de exposición dado, por ejemplo 50 años, las consecuencias económicas y sociales exceden valores prefijados.

#### 4.1 METODOLOGIA DEL RIESGO SISMICO

La metodología propuesta por S. T. Algermissen se ilustra en la figura 4.1 resume los pasos que deben seguir en el análisis de riesgo sísmico y que en la actualidad sigue vigente. En la parte " A " de la figura se indica una fuente sísmica hipotética, constituida por un sistema de fallas conocido. La fuente puede ser cualquier zona generadora de sismos en general, de conocida sísmicidad. La parte " B " de la figura muestra la tasa media de la actividad sísmica de la fuente, dada por la ecuación:

$$\log N = a - bM$$

que es la "relación de recurrencia" de los eventos de cierta magnitud  $M$ , basada en eventos registrados en el pasado, y que se supone es una representación válida de la actividad futura.

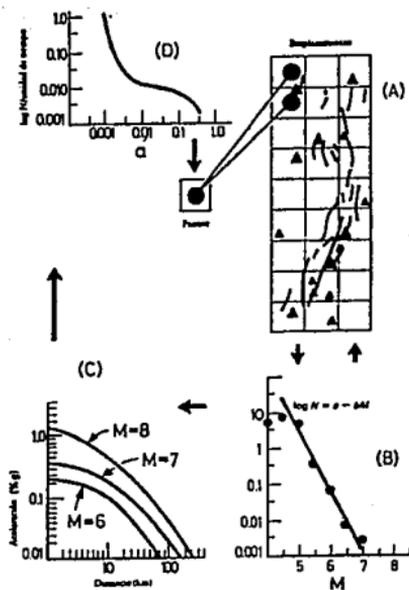


FIGURA 4.1, Metodología para la determinación de Riesgo Sísmico

El territorio del país o la región bajo estudio se divide en una cuadrícula ortogonal suficientemente fina, representada por las líneas de latitud y longitud (figs. 4.2, 4.3, 4.4, 4.5, 4.6 y 4.7). Conociendo la distancia a la fuente y empleando curvas de atenuación adecuadas (parte " C " de la figura) es posible determinar la aceleración máxima del terreno producida por la fuente " A " en puntos discretos definidos por los puntos nodales de la cuadrícula. La aceleración máxima en un punto nodal se determina considerando la contribución de todas las fuentes sísmicas que tienen influencia sobre el sitio. El proceso de cálculo se repite para todos los puntos nodales de la cuadrícula.

Así entonces, los resultados para un sitio determinado, representado por un punto se dan en la parte " D " de la figura 4.1, una curva que indica el número de veces que puede darse un nivel dado de aceleración.

El riesgo sísmico de un sitio es una función de la actividad sísmica de la región. Para describir la sismicidad de una región y evaluar la amenaza sísmica según el procedimiento expuesto anteriormente, se requiere información y el estudio de:

- a) La tectónica regional
- b) La geología local,
- c) Información histórica sobre eventos destructivos,
- d) Información estadística de registros de instrumentos,
- e) Mapas de localización de eventos sísmicos y de fuentes generadoras y;
- f) Consideraciones locales de suelo.

A continuación, se desarrollan en forma global cada uno de los puntos expuestos.

#### a) TECTONICA REGIONAL

Se debe considerar la relación de la región bajo estudio con la "tectónica de placas" y con las deformaciones que se producen en los bordes. Los límites entre placas litosféricas son zonas tectónicamente muy activas ya que en ellas se generan más del 90% de los terremotos que ocurren en la Tierra.

#### b) GEOLOGIA LOCAL

La descripción de la geología local incluye la localización y el cartografiado de " fallas activas " o recientemente activadas. Los aspectos que se estudian incluyen entre otros la determinación de las estructuras geológicas, el fallamiento y la solución de los planos de falla, los pliegues, subsidencia, levantamiento e inclinación del terreno. El fallamiento recibe en general mayor atención. En algunos casos ha sido posible, mediante mediciones geodésicas, cartografiar las áreas de reciente levantamiento o subsidencia, y desplazamientos horizontales y verticales del terreno.

#### c) INFORMACION HISTORICA

Se refiere a los acontecimientos de eventos destructivos de gran intensidad que se ha ido recopilando a lo largo de los años de diferentes partes del mundo, ya que, para poder elaborar un mapa de zonificación sísmica se es útil recabar información no sólo de aquellas zonas donde se encuentran las fallas activas sino de todos aquellos lugares donde de alguna u otra forma repercute la perturbación del suelo. Así entonces, para cuando se haga un estudio para una determinada zona se recurre a tal información.

#### d) INFORMACION ESTADISTICA DE REGISTROS INSTRUMENTALES

La información que se tiene de este tipo de registros es muy breve, ya que la sismología instrumental cubre apenas un periodo de no más de 100 años. Para ello existen catálogos de grandes temblores que en diferentes partes del mundo se han ido recabando. Este tipo de información nos sirve para conocer que tan frecuentemente pueden presentarse en una región determinada de temblores de cierta magnitud y cuál es la máxima magnitud que puede generarse en una estructura geológica dada. Un catálogo es confiable cuando incluye todos los sismos con magnitud superior a cierta magnitud de interés. La magnitud y localización de los eventos ocurridos en los siglos anteriores están necesariamente basados en la interpretación de las descripciones de daños.

En virtud de la naturaleza del fenómeno, su descripción en términos probabilistas es, hasta el momento, la única posibilidad racional.

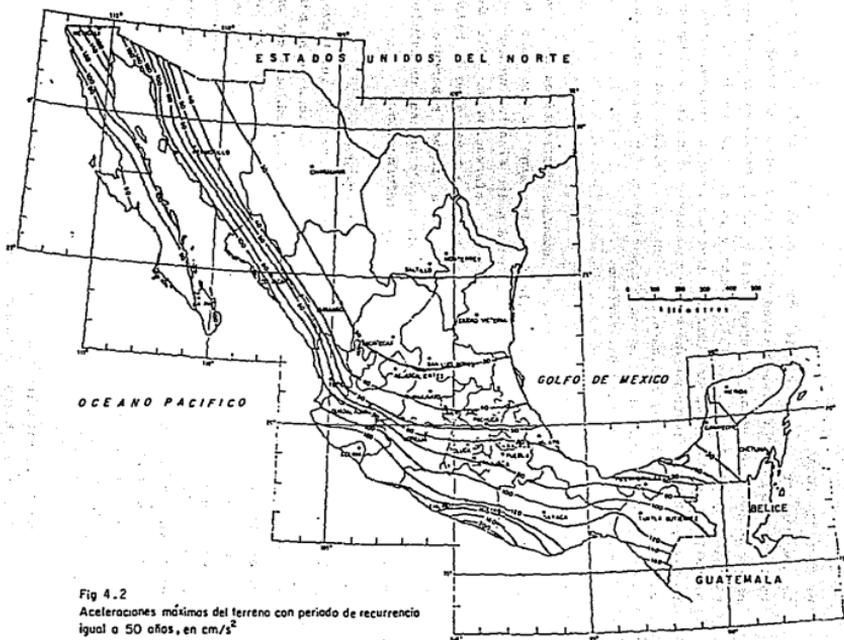


Fig 4.2  
 Aceleraciones máximas del terreno con periodo de recurrencia  
 igual a 50 años, en  $\text{cm/s}^2$

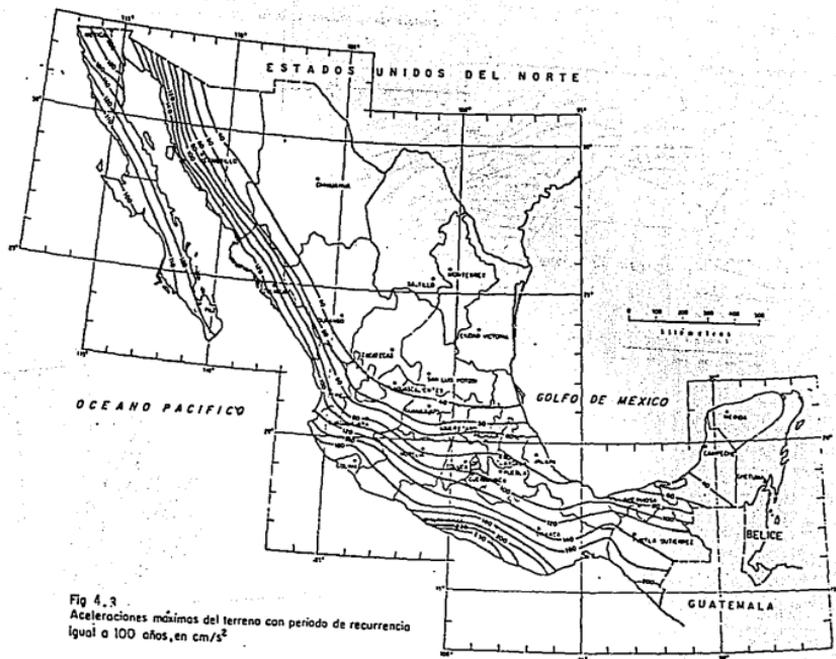


Fig 4.3  
 Aceleraciones máximas del terreno con periodo de recurrencia  
 igual a 100 años, en  $\text{cm/s}^2$

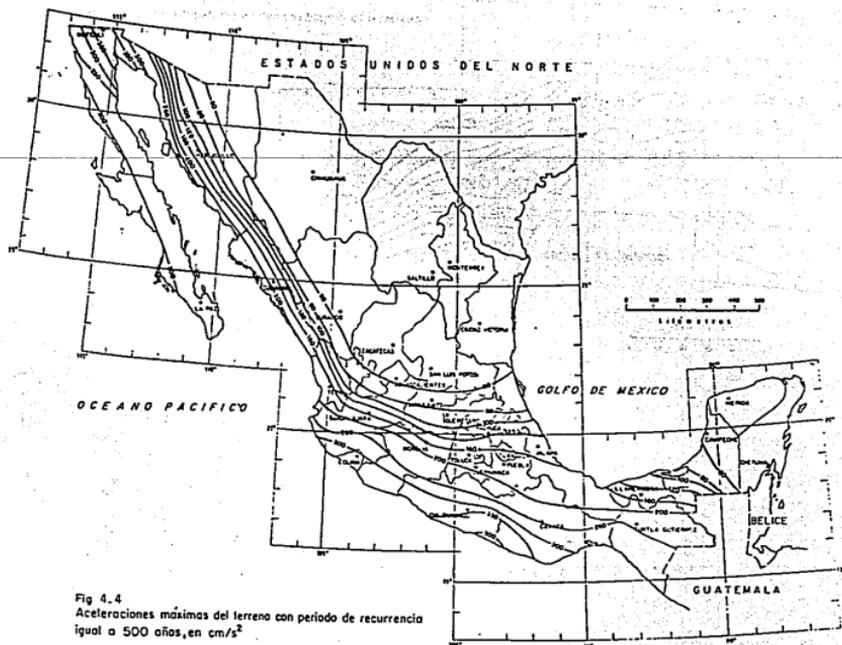


Fig 4.4  
 Aceleraciones máximas del terreno con periodo de recurrencia  
 igual a 500 años, en  $\text{cm/s}^2$



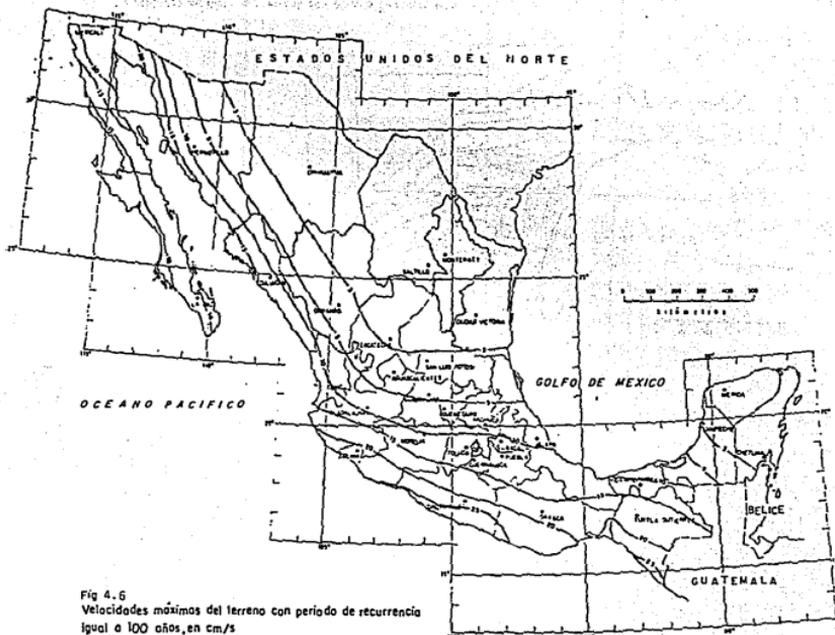


Fig 4.6  
 Velocidades máximas del terreno con periodo de recurrencia  
 igual a 100 años, en cm/s

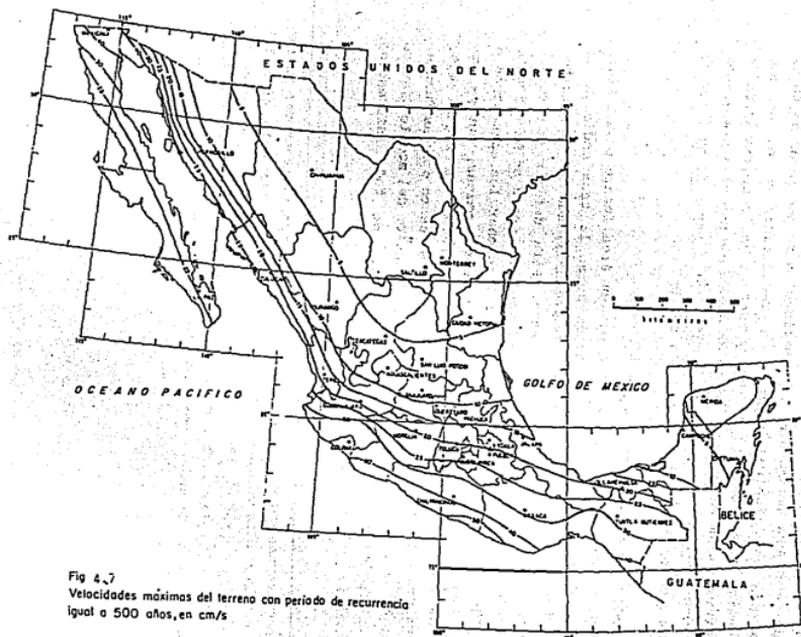


Fig 4.7  
 Velocidades máximas del terreno con periodo de recurrencia  
 igual a 500 años, en cm/s

#### e) MAPAS DE EVENTOS SISMICOS

Los investigadores han recopilado mapas sísmicos a escala global. El mapa de la figura 4.8 muestra la localización de los focos de todos los sismos con magnitud mayor a 4, registrados en el periodo comprendido entre los años de 1961 y 1967 es una representación de la actividad sísmica mundial. Mapas de este tipo han sido preparados para muchas regiones y países del mundo. Estos mapas se obtienen de los observatorios sismológicos de la región.

#### f) FUENTES GENERADORAS DE SISMOS

La fuente puede estar representada por un área fuente o una línea fuente. Se requiere igual información sobre la tasa media de la actividad sísmica y la distribución de probabilidades de la magnitud de eventos que ocurran en cada fuente. Para definir una fuente sismológica, geológica y geofísica disponible, según se ha expuesto anteriormente. El analista luego de correlacionar los epicentros o focos con las estructuras geológicas y neotectónicas, agrupa los eventos en fuentes sísmicas como se muestra en la figura 4.9. Generalmente la fuentes se idealizan en líneas fuente o áreas fuente, estas últimas de sección circular. La construcción del modelo sísmico de la región representada así la síntesis de toda información sismológica y geotécnica disponible.

#### g) CONDICIONES LOCALES DE SUELO

Se refiere básicamente a la observación del comportamiento del suelo en un área determinada. Por lo general se realiza este tipo de estudio para la formulación de un Reglamento más minucioso. Tal es el caso de nuestro país que cuenta con Reglamentos de Construcción para algunos Estados, como; el Distrito Federal, Guadalajara, Guerrero, etc.

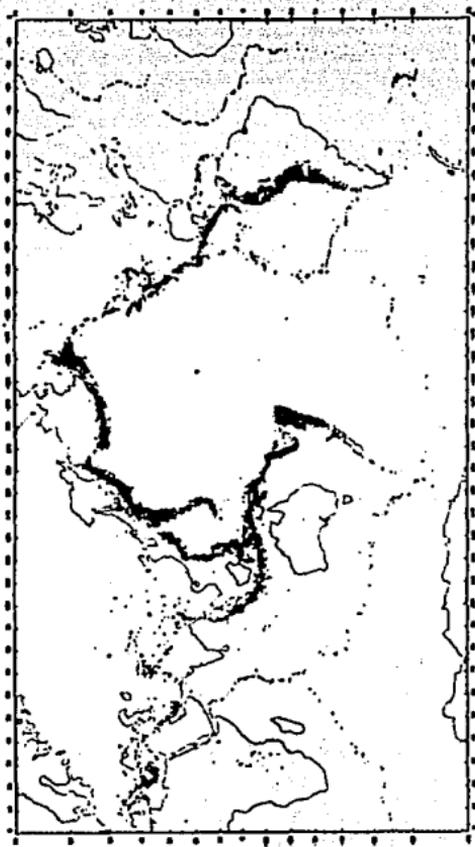
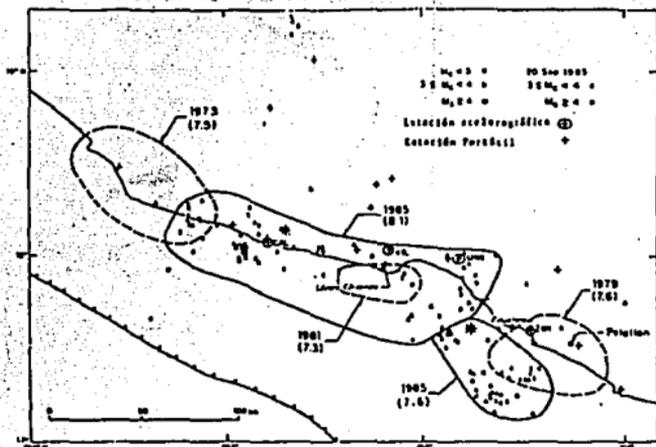


FIGURA 4.8 Mapa de la sismicidad mundial



Localizaciones de las réplicas de los temblores de septiembre de 1985. Se indican las Áreas de ruptura de los sismos del 19 y 21 de septiembre, basadas en las primeras.

FIGURA 4.9, Idealización de las fuentes generadoras de sismos. Los focos sísmicos se agrupan en líneas y en áreas fuente.

#### 4.2 MODELO DE POISSON

La metodología para evaluar, el riesgo sísmico se basa en el modelo de probabilidades, que supone que los eventos, al menos las sacudidas principales, se producen de modo aleatorio e independiente, es decir, los tiempos de origen, las coordenadas de los focos, y las magnitudes son variables mutuamente. Dicho de otra forma, la ocurrencia de un evento no tiene influencia en la ocurrencia de otro, y la probabilidad de que los eventos sucedan en el mismo sitio y al mismo tiempo es casi cero.

La Ley de Probabilidad de Poisson, se expresa por:

$$P_T = \lambda(M) \text{EXP}(-\lambda(M)t)$$

donde;  $P_T$  = Probabilidad del tiempo entre eventos con magnitud mayor o igual que  $M$ , en %,

$t$  = Tiempo entre eventos con magnitud mayor que  $M$ , en años y;

$\lambda(M)$  = Tasa de excedencia de la magnitud  $M$ , en eventos/año.

así por ejemplo; si para una magnitud de 7.5, con una tasa de recurrencia de 0.002 para un tiempo de retorno de 50 años. La probabilidad de que ocurra el evento con magnitud a la especificada será 0.18 %.

Por lo tanto, para poder obtener un gráfico como el muestra la figura 4.10 será necesario recurrir a la Ley Binomial de Probabilidades, como sigue:

$$(1 - p)^t = 1 - P_T$$

en el cual  $t$  corresponderá al tiempo entre eventos con magnitud mayor o igual a  $M$ , en años,  $p$  es la probabilidad de que el valor sea excedido en un año.

La probabilidad de excedencia en un año,  $p$ , está relacionada con el periodo de retorno (PR) por la expresión;

$$PR = 1/p$$

El cálculo para un sitio determinado se repite mediante integración numérica de aceleración máxima debido a la contribución de todas las fuentes, y se construye un gráfico de aceleración contra periodo de retorno del sitio dado (fig. 4.10), llamados gráficos de aceleración de zona. Del mismo se obtiene la aceleración máxima probable para diferentes periodos de retorno.

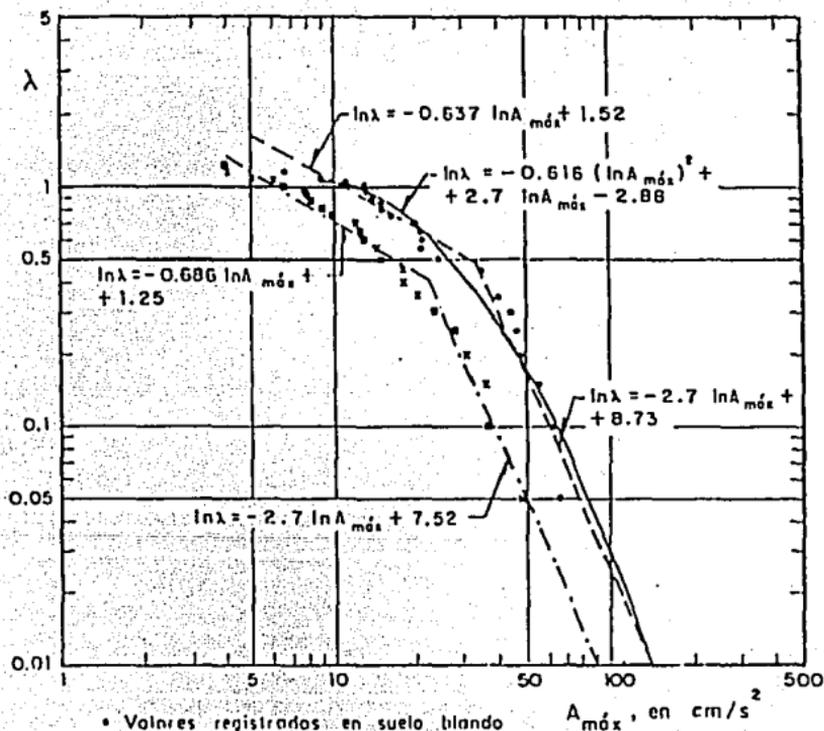
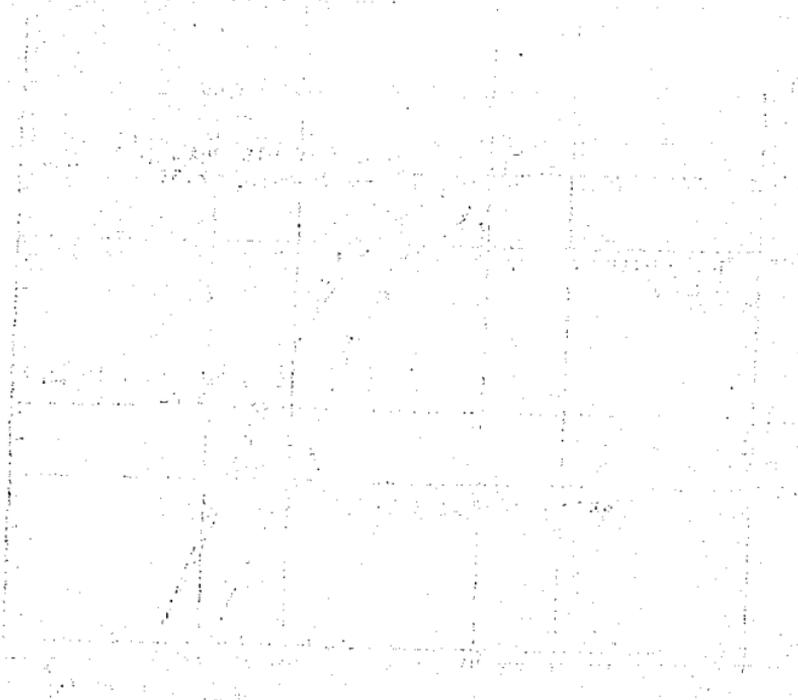


FIGURA 4.11, Gráfico de aceleración contra periodo de retorno (gráfico de aceleración de zona)

#### 4.3 MAPAS DE ISOACELERACION Y ZONIFICACION

El análisis descrito anteriormente se repite para todos los puntos de la cuadrícula e, interpolando valores, se obtienen líneas de igual aceleración, fig. 4.11.



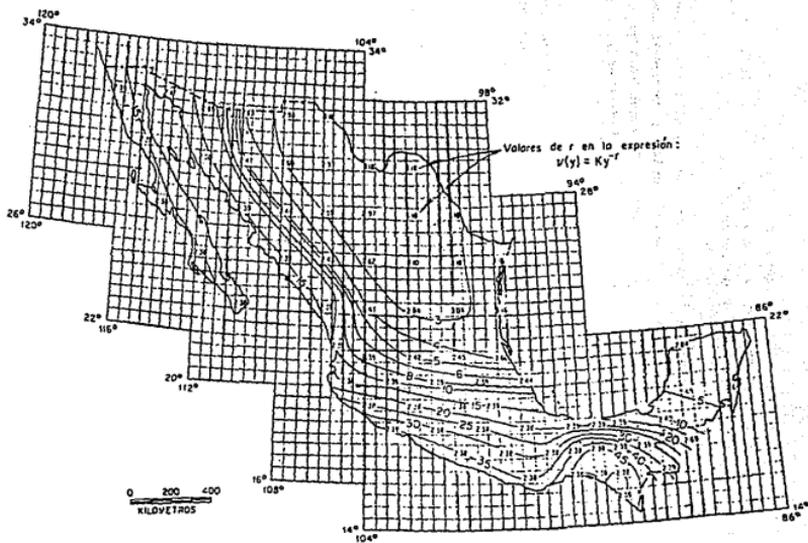


Fig. 4.11 Velocidades máxima del terreno con periodo de recurrencia igual a 100 años.  
 según Esteva (1970)

Los mapas de isoaceleración, (figuras de la 4.2 - 4.7) son la forma más útil y gráfica de resumir los resultados de análisis de riesgo sísmico para 50, 100 y 500 años de recurrencia.

Las líneas de isoaceleración definen áreas de igual riesgo sísmico y por lo tanto se prestan para la zonificación o regionalización sísmica de un país o región. Por consiguiente, la República Mexicana se considerará dividida en cuatro zonas, según se indica en la figura 4.12.

Las fronteras entre las zonas coinciden con curvas de igual aceleración máxima del terreno; la zona " A " es la de menor intensidad sísmica, mientras que la de mayor es la zona D.

Los resultados de un análisis de riesgo sísmico, como el descrito solo son válidos para terreno firme. Por lo tanto, se considera las condiciones locales de suelo o singularidades en la geología y sismicidad. Por lo que se tendrá que considerar en los espectros, tales discrepancias.

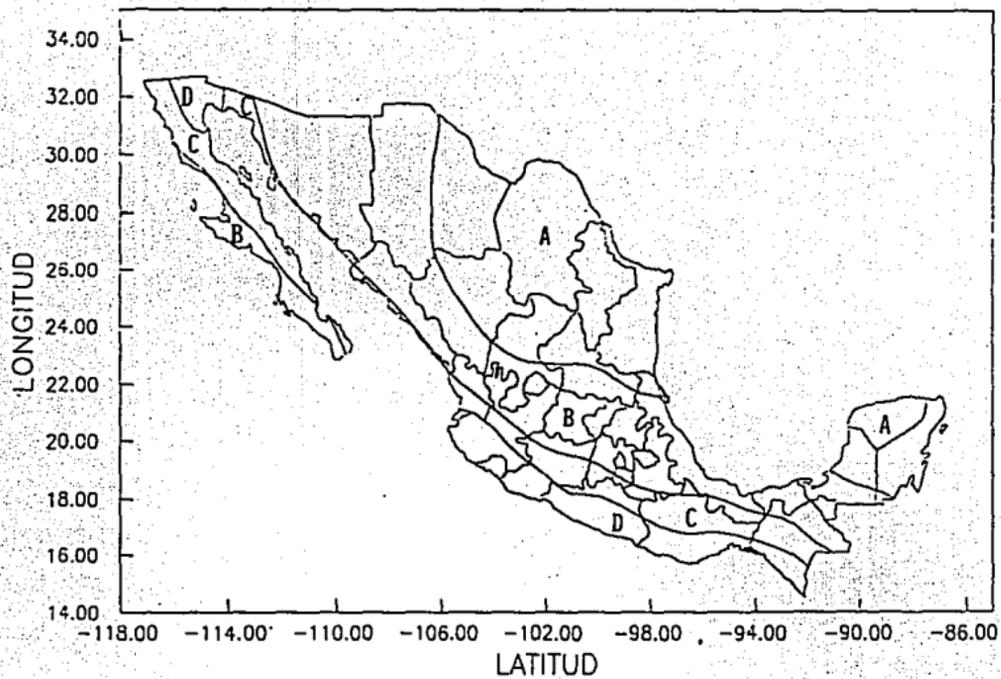


Fig.4.12 Regionalización sísmica de la República Mexicana

**CAPÍTULO V**  
**ESPECTROS NORMALIZADOS**

## ESPECTROS NORMALIZADOS

Se denominan **espectros normalizados**, a aquellos espectros que se fijan para un lugar determinado. Existen diferentes criterios y formas que pueden adquirir, y que dependen del país o región que los adopte.

La base elemental en la elaboración de este tipo de espectros se basa en los estudios de riesgo sísmico comentados en el capítulo anterior, y como se vera en este capítulo no es suficiente.

Con la experiencia obtenida con el temblor del 19 de Septiembre de 1985 en la Ciudad de México, los Reglamentos Mexicanos han evolucionado bastante, ya que fue posible realizar nuevos estudios de investigación que con la colaboración de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, el Instituto de Ingeniería de la UNAM y otras dependencias institucionales, fue posible mitigar algunas incertidumbres que provocaron la destrucción de algunas construcciones. Modificando así, algunos parámetros en los reglamentos como se podrá apreciar en particular en el estudio mostrado a continuación.

### 5.1 CRITERIOS DE OPTIMIZACION PARA DEFINIR COEFICIENTES DE DISEÑO SISMICO

Se considera óptimo al coeficiente de diseño que conduce a la mínima suma de los siguientes conceptos: costo inicial de la estructura y esperanza del valor presente de las pérdidas por daños debido a sismo. Para evaluar estas cantidades se hicieron las siguientes hipótesis:

- a) El proceso de ocurrencia es de Poisson

- a) El proceso de ocurrencia es de Poisson  
 b) Cada estructura tiene un solo estado de falla. La condición para que ésta se alcance se expresa en términos de la aceleración espectral máxima del temblor que produce la falla.  
 c) El costo inicial de la estructura,  $C$ , puede modelarse con la siguiente expresión:

$$C(c) = A_0 + A_1 c^\alpha \quad (5.1)$$

donde  $A_0$ ,  $A_1$  y  $\alpha$  son constantes y  $c$  es el coeficiente sísmico de diseño.

- d) La tasa de excedencia,  $\nu(c)$ , de la aceleración  $c$  - número de veces por unidad de tiempo en que esta aceleración es excedida- puede representarse por la expresión

$$\nu(c) = kc^r \quad (5.2)$$

donde  $k$  y  $r$  toman valores diferentes en cada sitio.

Puede demostrarse que, bajo las hipótesis anteriores, las pérdidas esperadas por sismo cuando se diseña con el coeficiente  $c$  valen

$$P(c) = \nu\nu(c) / \gamma \quad (5.3)$$

donde  $P(c)$  es la tasa de descuento usualmente fijada en 0.5/año, y  $\nu$  es el costo de la falla si ocurriera hoy. Estas condiciones, se requiere minimizar la suma  $C(c) + P(c)$ , o bien, encontrar  $c$  tal que

$$d/dc (C(c) + P(c)) = 0 \quad (5.4)$$

Sustituyendo las ecuaciones 5.1, 5.2, y 5.3 en la ecuación 5.4

$$d/dc (A_0 + A_1 c^\alpha + DKc^r) = 0$$

de donde

$$\alpha A_1 c^{\alpha-1} - \nu(k/\gamma) r c_0^{-(r+1)} = 0$$

en que  $c_o$  es el coeficiente de diseño óptimo. Entonces,

$$\alpha A_1 c_o^{\alpha-1} = (\nu k r / \gamma) c_o^{-(r+1)}$$

$$c_o^{\alpha-1} / c_o^{-(r+1)} = \nu k r / \alpha A_1 \gamma$$

$$c_o^{r+\alpha} = \nu k r / \alpha A_1 \gamma \quad (5.5)$$

Si fueran conocidos los valores de  $k$ ,  $r$ ,  $\nu$ ,  $\alpha$  y  $A_1$  (puesto que  $\gamma$  es usualmente asignado) sería teóricamente posible evaluar  $c_o$  para un sitio específico. Esto no es posible en nuestras condiciones, por lo que se decidió proceder de la siguiente forma: se admitió que los valores de  $k$  y de  $r$  que pueden inferirse de la regionalización sísmica actual son adecuados y se supuso que, por otra parte, los coeficientes de diseño vigentes actualmente para el DF se encuentran cercanos a lo óptimo. Así, para el DF cumplirse que

$$c_{oB}^{r+\alpha} = \nu k_B r_B / \alpha A_1 \gamma \quad (5.6)$$

donde el subíndice B denota parámetros correspondientes a la zona sísmica B del país, a la cual pertenece el DF. Puesto que no hay razón para suponer que  $\alpha$ ,  $\nu$  y  $A_1$  sean muy diferentes en otras zonas, se consideran constantes. Desde luego, la ecuación 5.5 deben satisfacerse para cualquier zona del país, digamos la zona A. Entonces,

$$c_{oA}^{r+\alpha} = \nu k_A / \alpha A_1 \gamma \quad (5.7)$$

Dividiendo la ec. 5.7 entre 5.6 se obtiene que

$$c_{oA}^{r+\alpha} / c_{oB}^{r+\alpha} = k_A r_A / k_B r_B \quad (5.8)$$

y puesto que

$$\nu_A(c_A) = k_A c_A^{-r_A}, \quad k_A = \nu_A(c_A) c_A^{r_A}, \quad k_B = \nu_B(c_B) c_B^{r_B}$$

Sustituyendo en la ec. 5.8

$$c_{oA}^{1/\alpha+n} / c_{oB}^{1/\beta+n} = \nu_A(c_A) c_A^{1/\alpha} r_A / \nu_B(c_B) c_B^{1/\beta} r_B \quad (5.9)$$

Si se hace  $\nu_A(c_A) = \nu_B(c_B)$ , en que  $c_A$  y  $c_B$  son aceleraciones correspondientes a la misma tasa de excedencia o al mismo periodo de retorno en las zonas A y B respectivamente, la ec. 5.9 se simplifica. Despejando  $c_{oA}$ .

$$c_{oA} = [c_{oB}^{1/\beta+n} c_A^{1/\alpha} r_A / c_B^{1/\beta} r_B]^{1/(1/\alpha+n)} \quad (5.10)$$

de donde puede obtenerse el coeficiente óptimo en la zona A cuando se conocen las sismicidades de las zonas A y B y se considera óptimo el valor de  $c_{oB}$ . Nótese que si la ec. 5.2 se cumpliera rigurosamente, no importaría qué valores de  $c_A$  y  $c_B$  se eligieran siempre que correspondieran al mismo periodo de recurrencia. En el caso de la regionalización sísmica de México, se obtienen ligeras variaciones, dependiendo del periodo de recurrencia elegido.

## 5.2 COEFICIENTES OPTIMOS DE DISEÑO EN TERRENO TIPO I

De acuerdo con el párrafo anterior, para que la ecuación 5.10 se cumple rigurosamente es requisito que ocurra lo mismo con la ec. 5.2. A fin de cubrir las consecuencias de las desviaciones respecto a esta condición sobre los valores de los coeficientes de diseño óptimos estimados según la ec. 5.10, en este estudio se tomaron como base los parámetros que conducían al máximo valor de  $c_o$  en cada región. En la siguiente tabla se presentan los valores de los parámetros en cuestión:

TABLA 1

ZONA	r	k		50	100	500
A	3.36	2064	$c_A$	30	40	60
B	2.58	1142	$c_B$	120	140	200
C	2.60	5783	$c_C$	140	180	260
D	2.47	8957	$c_D$	250	300	500

donde  $c_A$ ,  $c_B$ ,  $c_C$  y  $c_D$  en  $\text{cm}/\text{seg}^2$ .

Se consideró  $c_{0D} = 0.160 \text{ g}$ , que es la ordenada máxima de diseño en terreno firme para el DF (zona B). Aplicando la ec. 5.10 con  $\alpha = 1$  y con las consideraciones anteriores se llegan a los siguientes coeficientes óptimos en terreno firme:

TABLA II

ZONA	COEFICIENTE OPTIMO EN TERRENO FIRME
A	0.08
B	0.16
C	0.25
D	0.34

### 5.3 COEFICIENTES DE DISEÑO PARA OTROS TIPOS DE TERRENO

Para determinar estos coeficientes se hizo la hipótesis de que para cualquier temblor, la ordenada espectral máxima en terreno firme multiplicada por un factor de amplificación que es independiente de la intensidad del evento.

En virtud de que las definiciones de terreno intermedio y blando son relativamente vagas cuando se habla de todo el país, se decidió caracterizar a estos dos tipos de suelo con factores de amplificación razonablemente grandes. Para el terreno intermedio (tipo II) se asignó un valor de 3 que es cercano al máximo que teóricamente puede esperarse en las partes más blandas de la zona de transición del valle de México. A esta conclusión se llegó después un estudio simplificado de amplificación de ondas sísmicas, donde se vio que si la velocidad de onda S no es inferior a 250 m/s no es probable que el coeficiente entre la aceleración espectral máxima en terreno tipo II y la correspondiente en terreno firme sea superior a 3.

De manera análoga, se asignó para el terreno tipo III un factor de amplificación de 4.25, que es el promedio de amplificación para dos componentes horizontales, del temblor del 85 entre CU y SCT en estructuras con ductilidad de 2. Se considera que esta amplificación cubre la gran mayoría de los casos que pueden esperarse en otros terrenos muy blandos que pueden existir en el país.

Para calcular las ordenadas del espectro de diseño en cada zona se adoptó el siguiente razonamiento: sea  $c_b$  la ordenada espectral máxima en terreno blando. De acuerdo con la definición aquí usada de factor de amplificación  $c_b$  es igual al producto de la ordenada máxima en terreno firme por el propio factor de amplificación.

$$c_b = c_r F \quad (5.11)$$

Puesto que  $F$  no depende de la intensidad de temblor, la tasa de excedencia de  $c_b, \nu_b(c_b)$ , vale

$$\nu_b(c_b) = k F c_b^{-\alpha} \quad (5.12)$$

Aplicando el criterio de optimización expuesto, puede concluirse que

$$c_{ob} = (k\alpha / A_1 \gamma)^{1/(\alpha+1)} F^{1/(\alpha+1)} \quad (5.13)$$

pero  $(kr/\alpha A_1\gamma)^{1/r}$  es justamente el coeficiente óptimo en terreno firme,  $c_{of}$  (ver ec. 5.7), por lo que

$$c_{ob} = c_{of} F^{1/r} \quad (5.14)$$

En nuestro caso,  $F = 3$  para terreno II y  $F = 4.25$  para terreno III. Para  $\alpha = 1$  y los valores de  $r$  consignados en la Tabla I resultan los siguientes valores para las cuatro zonas y los dos tipos de terreno.

TABLA III, Valores de  $c_{ob}/c_{of}$  para las cuatro zonas sísmicas y los dos tipos de terreno.

ZONA		
	I	III
A	2.23	3.05
B	2.21	2.84
C	2.21	2.84
D	2.19	2.80

Multiplicando estos factores por los coeficientes de diseño en terreno firme se obtiene la siguiente tabla de coeficientes básicos de diseño:

TABLA IV, Coeficientes básicos de diseño

ZONA			
	I	II	III
A	0.08	0.18	0.24
B	0.16	0.36	0.45
C	0.25	0.55	0.70
D	0.34	0.75	0.95

#### 5.4 COEFICIENTES DE DISEÑO SISMICO AJUSTADOS, EN TERMINOS DE COTAS AL RIESGO ACEPTABLE

Las curvas que describen la sismicidad regional en nuestro país están asociadas a aceleraciones y velocidades máximas del terreno.

Supondremos que el cociente entre aceleración espectral máxima y aceleración máxima del terreno firme es de 2.6 para 5 % de amortiguamiento crítico. En estas condiciones las tasas de excedencia asociadas a las ordenadas máximas de los espectros de diseño valen

$$V(c) = k(c/2.6)^r \quad (5.15)$$

con los valores de  $k$  y  $r$  de la Tabla I, se llega a los siguientes valores:

TABLA V, Tasas de excedencia  $V(c)$  (periodos de frecuencia,  $T(c)$ ) para las aceleraciones máximas de diseño en las 4 zonas sísmicas.

ZONA	$c$ (g)	$(c)$ años <sup>-1</sup>	$T(c)$ años
A	0.08	0.0206	48.6
B	0.16	0.0276	36.1
C	0.25	0.0404	24.7
D	0.34	0.0530	18.9

Teóricamente los coeficientes obtenidos en la tabla IV pueden considerarse óptimos, pero de acuerdo a la Tabla V los periodos de recurrencia para las zonas C y D, pueden juzgarse excesivamente pequeños y si consideramos que las hipótesis planteadas en el cálculo de riesgo sísmico guardan ciertas discrepancias por la falta de información, los coeficientes de diseño sísmico ajustados, se obtiene en la siguiente Tabla VI.

TABLA VI, Coeficientes de diseño sísmico ajustados

ZONA	I	II	III
A	0.08	0.16	0.20
B	0.14	0.30	0.36
C	0.36	0.64	0.64
D	0.50	0.86	0.86

## 5.5 FORMAS DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO

Para fines de diseño, ha sido usual utilizar formas simples de las envolventes de los espectros de respuesta asociados a los periodos de recurrencia seleccionados. Los espectros de diseño toman también en cuenta la incertidumbre prevalecte en el cálculo del periodo de vibrar de la estructura.

La forma adoptada para los espectros normalizados se muestra en la figura 5.1.

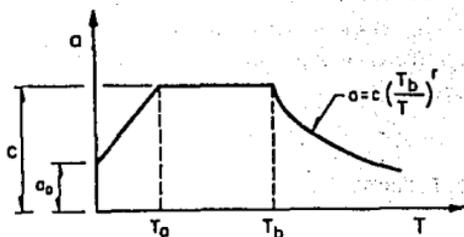


FIGURA 5.1 Forma adoptada para los espectros de diseño

La obtención del parámetro  $c$  para las diferentes zonas sísmicas y tipos de terreno ya ha sido discutido anteriormente.

Se describe a continuación la obtención de los parámetros  $T_0$  y  $T_b$ .

### Terreno Firme

Para el cálculo de  $T_0$ , se postularon temblores asociados a periodos de recurrencia comparables a los de las máximas ordenadas espectrales. Estos temblores quedaron descritos a través de sus espectros de Fourier y sus duraciones, estimados con modelos de fuente calibrados para las diferentes zonas sísmicas del país. Se hace notar que para estos fines sólo es necesario que la variación en el contenido de

frecuencias, y no su amplitud, estén correctamente descritos, puesto que el nivel de aceleración de diseño fue calculado por otros medios.

Una vez definidos los temblores como se ha esbozado, se calcularon sus espectros de respuesta (seudoaceleraciones, 5 % de amortiguamiento crítico) a través de teoría de vibraciones aleatorias y de determinó el valor de  $T_0$ , tal que el espectro de diseño envolviera conservadoramente al de respuesta.

Para el cálculo de  $T_0$ , se determinaron las velocidades máximas del terreno asociadas a los mismos periodos de recurrencia que las aceleraciones espectrales máximas para determinar el punto en que la aceleración espectral máxima empieza a disminuir conforme aumenta el periodo estructural.

#### Otros Tipos de Terreno

Se efectuó un análisis de amplificación de las ondas sísmicas, utilizando un modelo viscoelástico lineal del suelo, por lo cual se propagan ondas S incidiendo verticalmente. El modelo consiste en un semiespacio con  $\beta_1 = 700$  m/s en que  $\beta_2$  es la velocidad de propagación de las ondas S, sobre el cual descansa un estrato caracterizado por un espesor, H, y la velocidad de las mismas ondas. La velocidad 700 m/s es congruente con la definición dada para terreno firme.

A continuación, variando H y  $\beta_2$ , del estrato, se calcularon las funciones de transferencia asociados a depósitos con periodos naturales  $T_0$ , dados por la expresión

$$T_0 = 4 H / \beta_2$$

El valor de  $T_0$  se hizo variar entre los límites implícitos en las definiciones dadas de terreno II y el terreno tipo III.

El producto del espectro de Fourier en terreno firme por la función de transferencia resulta en el espectro de Fourier en terreno blando. Nuevamente se recurrió a la teoría de vibraciones aleatorias para calcular el espectro de respuesta y de determinaron valores de  $T_1$  y  $T_b$  tales que, dada la definición de cada tipo de terreno, incluyeron las limitaciones implícitas para  $\beta$ , no se obtuvieron factores de amplificación superiores los indicados anteriormente para terrenos II y III, es decir, 3 y 4.25 respectivamente. Los valores de  $T_1$  y  $T_b$  obtenidos fueron ajustados conservadoramente para incluir los efectos de la incertidumbre del periodo estructural.

Para la aceleración máxima del terreno,  $a_0$ , se decidió asignar un valor de  $c/4$  aproximadamente para los casos en que  $T_1 \neq 0$ .

Sin embargo, los valores de  $a_0$  y  $c$  de la tabla III corresponden a estructuras de importancia del grupo B. Así entonces, para estructuras del Grupo A, los valores de  $a_0$  y  $c$  deben multiplicarse por el factor de importancia, cuyo valor corresponde a 1.5. El factor de importancia adoptado para las estructuras del grupo A, se basó en las experiencias del grupo de especialistas integrado por el Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción. Este proceder, no obstante su subjetividad, constituye la forma más viable para definir el nivel de seguridad de las obras de este grupo.

En la tabla III se presentan los valores obtenidos de  $T_1$  y  $T_b$  en las cuatro zonas y la zona Metropolitana para los tres tipos de terreno. Es de observarse que los valores de  $a_0$ ,  $c$ ,  $T_1$  y  $T_b$  para la zona Metropolitana de la Cd. de México no distan de la zona B, ya que provienen de la ayuda de los estudios de riesgo sísmico (ver figuras 4.2 - 4.7). Vistó de otra forma si ubicaríamos a la zona Metropolitana en el mapa de Regionalización Sísmica de la República Mexicana, figura 4.13, es de apreciarse que cae dentro de la zona B. Así por ejemplo, para cuando se requiera realizar un estudio para adoptar un espectro en un Estado en particular de la República Mexicana, los parámetros obtenidos no variarán en mucho de los obtenidos en la

tabla III, y la poca diferenciación que se obtengan serán únicamente por observaciones de tipo local.

En la Tabla VII se presenta en forma resumida los parámetros que constituyen los estudios realizados en 1993 por varios investigadores, basados en los estudios vistos con anterioridad, y que usualmente rigen para el diseño de las estructuras por sismo.

Como se ha indicado, las descripciones del riesgo sísmico en el presente estudio no reflejan totalmente los avances recientes en esta materia.

En particular, el estudio realizado para la evaluación del riesgo en el valle de México indica que posiblemente la tasas de excedencia de aceleraciones máximas del terreno en la zona sísmica B estén sobre estimadas.

Debe reconocerse también el hecho de que, al menos en la zona D del país, no existe una correlación suficientemente buena entre aceleraciones espectrales y daños estructurales. Prueba de ello en que, en los últimos 30 años, se ha excedido probablemente cuatro veces la aceleración de 0.3 g en terreno firme de Acapulco, con ordenadas espectrales máximas en ocasiones del orden del triple de las de diseño, sin que los daños correspondan a lo que se habría esperado. Cualquiera que sean las explicaciones, no contamos con métodos que permitan tomar en cuenta algunas de las posibles causas.

Por otra parte, los diferentes reglamentos existentes en la República Mexicana contemplan que:

Si el sismo que afecta tiene una intensidad;

- Menor que la de diseño sólo habrá daños en elementos no estructurales.
- Igual a la de diseño habrá daños reparables en elementos estructurales.

- Mayor que la de diseño, habrá daños irreparables en elementos estructurales, pero el edificio no se colapsará y se podrán salvar vidas y bienes.

De manera resumida se tiene, que;

ESTADO LIMITE	INTENSIDAD	PERIODO DE RETORNO (años)
Servicio	Moderada	5 - 10
Integridad estructural	Severa	50 - 100
Sobrevivencia	Excepcional	500 - 1000

TABLA VII, Espectros de diseño sísmico para la República Mexicana. Según el Manual de la CFE.



- 1.-  $0 < T < T_1$  :  $a = a_0 + ((c - a_0)/T_1)T$   
 2.-  $T_1 \leq T \leq T_2$  :  $a = c$   
 3.-  $T > T_2$  :  $c(T_2/T)^r$

donde :

- a : ordenada espectral  
 $a_0$  : ordenada espectral para  $T = 0$   
 c : coeficiente sísmico básico  
 r : exponente adimensional  
 T : periodo natural de la escritura o uno de sus modos, en segundos  
 $T_1, T_2$  : periodos naturales que definen la forma del espectro, en segundos

ZONA SISMICA DE LA REPUBLICA	TIPO DE SUELO	c	$a_0$	$T_1$	$T_2$	r
A	I	0.08	0.02	0.20	0.60	1/2
	II	0.16	0.04	0.30	1.50	2/3
	III	0.20	0.05	0.60	2.90	1
B	I	0.14	0.04	0.20	0.60	1/2
	II	0.30	0.08	0.30	1.50	2/3
	III	0.36	0.10	0.60	2.90	1
C	I	0.36	0.36	0.00	0.60	1/2
	II	0.64	0.64	0.00	1.40	2/3
	III	0.64	0.64	0.00	1.90	1
D	I	0.50	0.50	0.00	0.60	1/2
	II	0.86	0.86	0.00	1.20	2/3
	III	0.86	0.86	0.00	1.70	1
Zona Metropolitana	I	0.16	0.04	0.20	0.60	1/2
	II	0.32	0.08	0.30	1.50	2/3
	III	0.40	0.10	0.60	3.90	1

donde :

- I terreno firme  
 II terreno intermedio  
 III terreno blando

Los valores de la tabla, corresponden a estructuras comunes (GRUPO B).

Para estructuras importantes (GRUPO A), los valores de  $a_0$ , c deben ser afectados por un "FACTOR DE IMPORTANCIA" cuyo valor corresponde a 1.5.

En tanto los valores de  $T_1$ ,  $T_2$  y r ; No cambian !.

## 5.6 CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES SEGUN SU DESTINO

La clasificación de las construcciones según su destino se ha establecido con base en la seguridad estructural recomendable para la estructura, poniendo especial énfasis en tres aspectos:

- Evitar pérdidas de vidas humanas y lesiones a personas durante cualquier temblor.
- Limitar las pérdidas de tipo económico o cultural ante todo sismo.
- Lograr que las estructuras que presten servicios o cumplen funciones esenciales sigan operando a raíz de cualquier temblor.

Atendiendo a la seguridad estructural aconsejable para la estructura, las construcciones se clasifican según su destino como se indica a continuación;

### GRUPO A

Estructuras en donde se requiere un grado de seguridad alto. Construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales de magnitud excepcionalmente alta, o que constituyen un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o inflamables, así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de un sismo. Tal es el caso de puentes principales, sistemas de abastecimiento de agua potable, subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, monumentos, museos, hospitales, escuelas, hoteles que tengan áreas de reunión que puedan alojar un número elevado de personas, gasolineras, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas y locales que alojan equipos especialmente costoso.

Se incluye también a todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica cuya falla por movimiento sísmico

pondrá en peligro la operación de la planta, así como las estructuras para la transmisión y distribución de energía eléctrica.

#### GRUPO B

Estructuras en las que se requiere un grado de libertad intermedio, construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia o pondrían en peligro otras construcciones de este tipo o del A, tales como naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a vivienda u oficinas, salas de espectáculos, hoteles depósitos y estructuras urbanas o industrias no incluidas en el grupo A, así como muros de retención, bodegas ordinarias y bardas con altura mayor de 2.5 m. También se incluyen a todas aquellas estructuras cuyas plantas de generación de energía eléctrica que en caso de fallar por temblor no paralizarían el funcionamiento de la planta.

En algunas estructuras especialmente importantes, como los reactores o las grandes presas, el grado de seguridad recomendable es tan alto que escapan a la clasificación que antecede. En el diseño sísmico de tales estructuras se seguirán criterios acordes con el estado de conocimiento.

**CAPITULO VI**  
**EFFECTOS DE DUCTILIDAD**

## EFECTO DE DUCTILIDAD

En los capítulos precedentes, el comportamiento dinámico de sistemas de un grado de libertad hemos supuesto que, en el modelo que representaba la estructura, la fuerza elástica era proporcional al desplazamiento. También supusimos la disipación de la energía a través de un mecanismo viscoso, en el cual la fuerza de amortiguación era proporcional a la velocidad. Además, en el modelo consideramos a la masa constante con el tiempo. Como consecuencia de estas suposiciones, la ecuación del movimiento para tal sistema resultó ser una ecuación diferencial ordinaria lineal, de segundo orden, con coeficientes constantes, a saber:

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = F(t) \quad (6.1)$$

También hemos visto que, para ciertas funciones de la excitación, por ejemplo para fuerzas armónicas, resolver esta ecuación es relativamente simple y que una solución general siempre es posible en función de la integral de Duhamel. La ecuación (6.1), por lo tanto, representa el comportamiento dinámico de muchas estructuras modeladas como sistemas con un grado de libertad. Hay, sin embargo, casos físicos en los cuales este modelo lineal no representa adecuadamente las características dinámicas de la estructura. El análisis de estos casos requiere la introducción de un modelo en el cual la fuerza en el resorte, o la fuerza en el elemento de amortiguación, no son proporcionales, respectivamente, al desplazamiento o a la velocidad. Consecuentemente, la ecuación de movimiento que resulta en este caso ya no es lineal y su solución matemática, en general, es de una complejidad mucho mayor, que amenudo requiere un procedimiento numérico para su integración, aún con el uso de la computadora, por lo que sólo se aplica con fines de investigación o para el diseño de estructuras especiales en las que se justifica el alto costo que tiene el procedimiento. Por lo que nos enfocaremos únicamente a métodos de análisis más sencillos y

prácticos utilizados por los reglamentos mexicanos. Los cuales se basan en la aproximación de que los efectos de fluencia pueden aplicarse con base en un análisis lineal del sistema, usando el espectro de diseño para sistemas inelásticos, determinado éste a partir de un espectro de diseño elástico y del factor permisible de ductilidad como se podrá apreciar más adelante.

En el momento de que una estructura se vea solicitada hasta poco antes del colapso, ésta debe ser capaz de desarrollar deformaciones plásticas importantes, lo que impide en el mejor de los casos el derrumbe total; a esto es a lo que se le conoce como ductilidad. Durante el proceso de carga, las secciones van alcanzando sus resistencias de forma gradual, esto es; se van formando las articulaciones plásticas, ocurriendo así una redistribución de esfuerzos hacia aquellas zonas menos cargadas, lo cual permite transmitir carga lateral adicional hasta alcanzar su valor último. La carga última se alcanza cuando se desarrolla el mecanismo de falla, es decir, cuando se forma el número suficiente de articulaciones plásticas para que la estructura sea inestable por tanto ya no sea capaz de soportar carga adicional.

El comportamiento de las estructuras dúctiles se pueden idear mediante gráficas como la mostrada en la figura 6.1. Las curvas 1 y 2 muestran relaciones típicas entre la carga  $P$  y el desplazamiento  $Y$  durante la aplicación primaria de carga en sistemas dúctiles y frágiles, respectivamente. La curva 1 corresponde a la respuesta bajo carga lateral de un marco de concreto reforzado, adecuado detalladamente, cuyos efectos de esbeltez no son significativos; la curva 2 es típica de estructuras de mampostería, a base de bloques huecos con poco refuerzo. Sin embargo, cuando se deba considerar el efecto de varios ciclos de carga, no se puede inferir un comportamiento dúctil únicamente de la observación de tales curvas como éstas, asociadas meramente con la primera aplicación de carga; el daño producido durante los primeros ciclos puede menoscabar la capacidad del sistema de absorber energía en ciclos posteriores, así como reducir la rigidez, tal como se muestra en la figura 6.2, típica de muros de cortante de mampostería confinados por marcos de concreto

reforzado. En este caso la pérdida de rigidez asociada con el

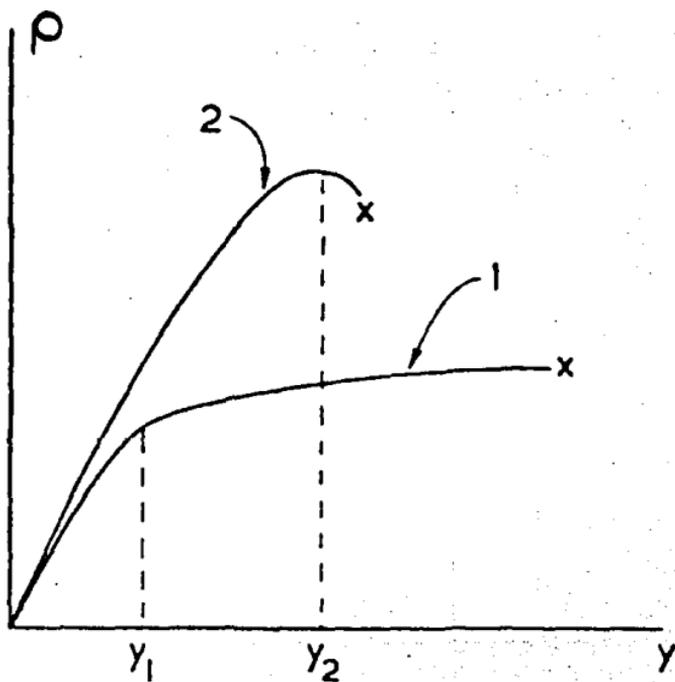


FIGURA 6.1, Sistemas Dúctiles y Frágiles

muro de relleno y las consiguientes deformaciones residuales. Los ciclos histéreticos prácticamente estables encontrados por las juntas del acero estructural, como se muestran en la figura 6.3, equivalen a un daño insignificante.

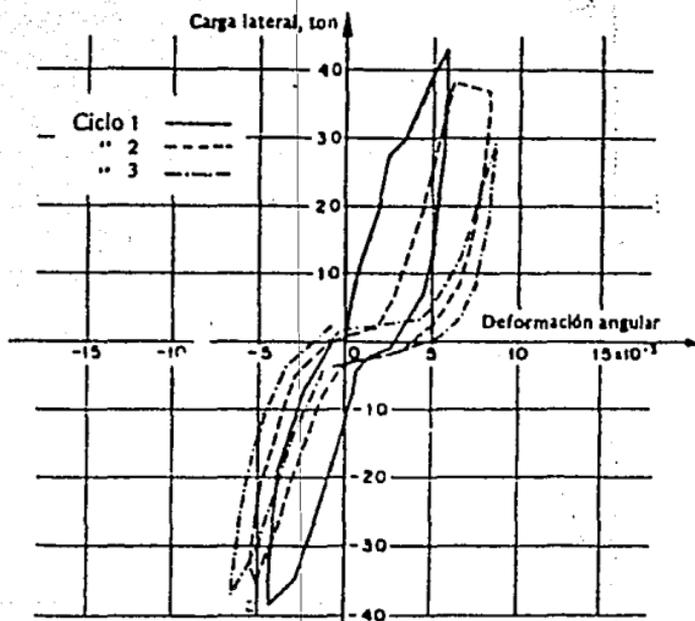


FIGURA 6.2, Rigidez degradante

La capacidad de los sistemas estructurales para responder a excitaciones dinámicas representadas por curvas carga deformación,

similares a la figura 6.3, sirve de apoyo a los criterios comunes de diseño por sismo que requieren que las estructuras soporten sólo una fracción de las cargas laterales que tendrían que resistir si se exigiese que permanecieran dentro del rango elástico de comportamiento durante sismos intensos.

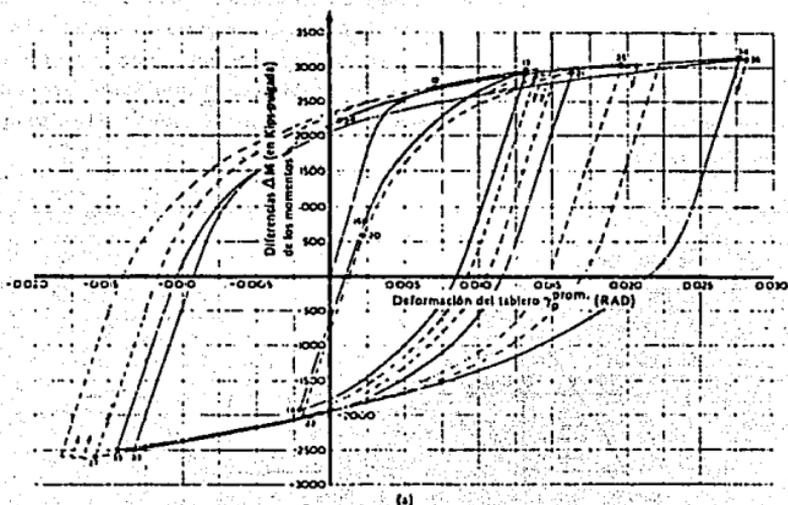


FIGURA 6.3, Rigidez no degradante (según Krawinkler)

La figura 6.3 tiene la forma de la curva mostrada en la figura 6.4 (a). En esta curva hay una porción en la cual se produce un comportamiento elástico lineal, después del cual cualquier movimiento adicional produce deformación plástica. Cuando la excitación se reduce, el comportamiento de la estructura es nuevamente elástico, hasta que una fuerza produzca el cedimiento plástico a la compresión. La estructura puede, de esta manera, ser sometida a cargas y descargas cíclicas. Durante cada ciclo se disipa energía en una cantidad proporcional al área comprendida dentro de la curva (ciclo de histéresis), como se indica en la figura 6.4 (a). Este comportamiento generalmente, se simplifica con la suposición de un punto definitivo de cedimiento, más allá del cual ocurren desplazamientos adicionales a un valor constante de la fuerza de recuperación que se mantiene sin aumento alguno. Tal comportamiento se conoce como comportamiento elastoplástico; la curva correspondiente de la gráfica y desplazamiento se muestra en la figura 6.4 (b). Aunque podemos obtener diferentes tipos de comportamiento inelástico como los que se muestran en la figura 6.5, con cierta degradación. La degradación se debe como ya se mencionó anteriormente a la frecuencia de sollicitaciones que presentan los elementos estructurales, cambiando por consiguiente, las propiedades de los materiales.

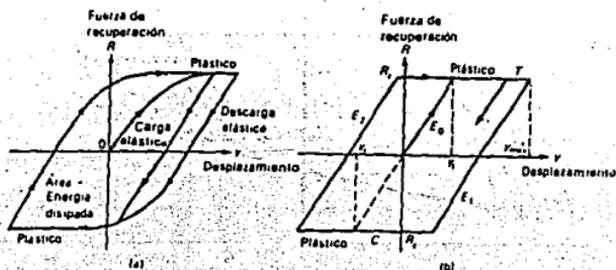


FIGURA 6.4, Modelos estructurales inelásticos. (a) Comportamiento plástico general. (b) Comportamiento elastoplástico



FIGURA 6.5, Ciclos de histéresis de sistemas con diferentes tipos de comportamiento inelástico

Teniendo presente lo anterior, el diseño sísmico moderno se basa en la absorción y disipación de energía mediante las deformaciones inelásticas que llegan a presentarse durante sismos importantes.

De esta manera la seguridad contra el colapso se puede lograr haciendo a la estructura fuerte, dúctil o diseñándola para una combinación económica de ambas propiedades. Para algunos tipos de materiales y miembros estructurales, es difícil lograr una buena ductilidad y debe diseñarse entonces para cargas laterales relativamente altas; en otros casos es más barato proporcionar una buena ductilidad que una alta resistencia lateral, lo que se refleja en la práctica del diseño.

De acuerdo a lo anterior, los primeros estudios sobre el comportamiento sísmico de estructuras dúctiles se realizaron en sistemas elastoplásticos con un grado de libertad sujetos a movimientos de banda ancha. En esas investigaciones se determinó que,

mientras el periodo inicial del sistema no sea excesivamente corto, esto es:

$$\frac{\text{Periodo de la estructura}}{\text{Periodo del suelo}} \geq 1$$

Las deformaciones máximas en valor absoluto que sufren dichos sistemas son en promedio casi iguales a las que experimentan sistemas elásticos con el mismo periodo natural y grado de amortiguamiento que tienen inicialmente los sistemas elastoplásticos. Con referencia a la figura 6.6; si  $\mu$  es el factor de ductilidad del sistema elastoplástico, es decir, a la relación que existe entre el desplazamiento último, en el momento de la falla y el desplazamiento en el momento en que se inicia la fluencia, entonces la fuerza máxima que desarrolla ese sistema es  $1/\mu$  veces la que desarrolla el sistema elástico cuyas propiedades coinciden con las iniciales del que se considera. Por tanto, la aceleración máxima en valor absoluto que se presenta en el sistema elastoplástico se obtiene dividiendo entre  $\mu$  la que corresponde al sistema elástico de referencia. De manera aproximada, este concepto es aplicable a estructuras reales. El valor de ductilidad se obtiene experimentalmente mediante pruebas de modelos en laboratorios o por la observación del comportamiento de edificios reales.

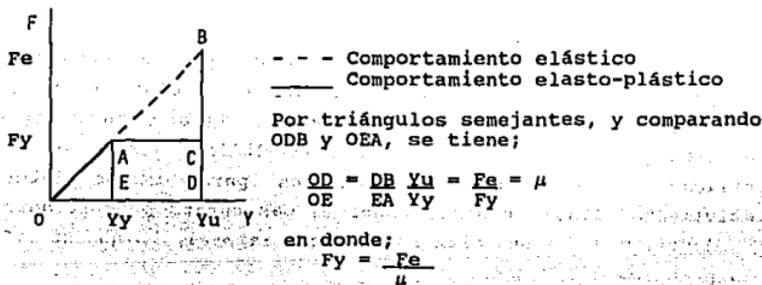


FIGURA 6.6, Curva fuerza-deformación de un sistema elastoplástico

Para lograr grandes ductilidades, el diseño debe ser llevado cuidadosamente, tanto en, lo que se refiere a cantidades de refuerzo

como en los detalles. En las vigas debe tenerse cuidado de que ocurra la fluencia del acero a tensión ante la acción del momento flexionante; en las columnas bajo flexocompresión debe revisarse la magnitud de la carga axial actuante, para que si se tenga mayor o menor confinamiento dependiendo de que las cargas verticales resulten por arriba o por debajo de la condición balanceada, respectivamente.

Las investigaciones señalan que para niveles de carga axial superiores a la carga balanceada, la ductilidad sufre una reducción muy importante, contrario a lo que puede ocurrir en las vigas. Si se confina el núcleo del concreto mediante suficiente refuerzo transversal en forma de estribos o hélices, se aumenta sustancialmente la ductilidad del miembro, por lo que se logra un mejor comportamiento dúctil. En vigas con cuantía de acero a tensión menor que la requerida en la condición balanceada, se implica una gran capacidad rotacional sin reducción representativa del momento último.

Los resultados anteriores permiten llegar a la siguiente conclusión fundamental: si un sistema elastoplástico es capaz de desarrollar un factor de ductilidad  $\mu$  durante un sismo, puede diseñarse para que tenga una resistencia a carga lateral que se obtiene reduciendo la ordenada espectral de un sistema elástico con el mismo periodo natural y amortiguamiento, dividiéndola entre  $\mu$ , excepto cuando se trata de sistemas con periodo muy corto en que el factor de reducción varía entre  $1/\mu$  y 1. Pueden obtenerse por tanto, espectros elastoplásticos de diseño para distintos factores de ductilidad, como los que aparecen en la figura 6.7.

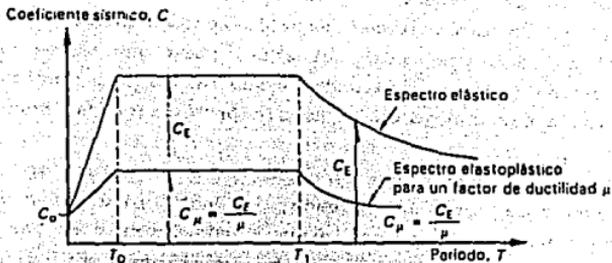


FIGURA 6.7. Espectro inelástico de diseño

En la mayoría de los reglamentos del diseño sísmico del mundo se permite reducir las fuerzas de diseño, por causas ya mencionadas con anterioridad, tomando en cuenta la ductilidad, tomando en cuenta la ductilidad que son capaces de desarrollar las estructuras en función de los materiales y sistema estructural empleado. Esto involucra la posibilidad de daños estructurales de mayor o menor importancia en el caso de sismos excepcionales, como el que sufrió la ciudad de México el 19 de Septiembre de 1985 en la zona de terreno blando, ya que en estos casos el aprovechamiento de la ductilidad implica deformaciones inelásticas importantes que pueden producir agrietamientos indeseables o aún colapsos en el caso de que ya no haya reservas de ductilidad local suficientes o se tengan fallas frágiles prematuras.

Tomando en cuenta esto, el Nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, publicado en el Diario Oficial el 3 de julio de 1987 y las Normas Técnicas de Diseño por sismo publicadas en la Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal el 5 de noviembre pasado, reducen a cuatro la máxima reducción por ductilidad global y comportamiento sísmico que puede considerarse al diseñar un edificio (el reglamento anterior permitía hasta seis) e incrementan

los requisitos para usar este valor, para evitar la ocurrencia de daños graves o colapsos en el futuro.

Hay que tener presente que los factores de ductilidad para estructuras implican, como se mencionó con anterioridad, una reducción general en el espectro de diseño. Por consiguiente se requiere una estimación razonable del factor de ductilidad permisible. Para estos propósitos se debe estar consiente de las diferencias entre los diversos tipos de factores de ductilidad involucrados en las respuesta de las estructuras a carga dinámica. A este respecto debe hacerse una distinción entre el factor de ductilidad de un miembro local, tal como la capacidad de rotación de una junta de un miembro a flexión, el factor de ductilidad de un entrepiso en un edificio, y el factor de ductilidad global del edificio, para usarse en el cálculo del cortante basal a partir de los valores espectrales de respuesta.

El factor de ductilidad de un miembro, o de un entrepiso, o el factor de ductilidad global, están todos gobernados por el desarrollo de una relación resistencia-desplazamiento, en la que el desplazamiento es la deformación longitudinal en un miembro a tensión o a compresión, la rotación de una junta o conexión en un miembro a flexión, o la deformación por cortante total en un muro de cortante. El factor de ductilidad de entrepiso se definen esencialmente por medio de una relación, en la que el desplazamiento es la deflexión relativa entre el piso por encima y el piso por debajo del entrepiso que se trata. El factor de ductilidad global es, en general un promedio pesado de los factores de ductilidad de entrepiso (esta ductilidad es la que se aplica para el diseño, pero de una forma un poco más conservadora,  $Q$ ), y la mejor manera de definirlo es considerando un patrón particular de desplazamientos que correspondan al modo preferible de deformación de la estructura, en una condición de respuesta en la que la energía inelástica sea absorbida de manera tan general como sea posible para desarrollar tal deformación por toda la estructura.

En el análisis anterior se puede ver que el factor de miembro puede ser considerablemente más grande que el factor de ductilidad de

entrepiso, que a su vez puede ser algo más grande que el factor de ductilidad global. Para desarrollar un factor de ductilidad global de 3 a 6 en una estructura, los factores de ductilidad de entrepiso tendrán que variar entre 3, 8 y 10, y los factores para miembros individuales entre 5 y 15 o aún más.

Los coeficiente o factores de ductilidad de diseño,  $Q$ , adoptados por los reglamentos mexicanos no corresponden a  $\mu$ , ya que se podría hacer pensar que  $Q$  es el factor de ductilidad, pero no así, más bien representa un factor de comportamiento sísmico que se diferencia de aquél esencialmente por las siguientes razones;

1.- La mayoría de las estructuras posee reservas de capacidad ante carga lateral no consideradas en el diseño convencional, por lo que las ordenadas espectrales con respecto a los cuales se hace la reducción por ductilidad ya están reducidas por sobre resistencia.

2.- Las estructuras que poseen doble línea de defensa ofrecen mayor seguridad ante sismo que las que tienen solamente una. La doble línea se logra usando para la primera materiales rígidos y frágiles y para la segunda marcos dúctiles capaces de tomar una porción significativa de la energía sísmica.

3.- Sistemáticamente las aceleraciones horizontales en las bases de las estructuras son menores que las de campo libre. Ello obedece a la interacción cinemática suelo-estructura debida a la mayor rigidez de la cimentación respecto al suelo.

Por las razones expuestas, en el diseño se pueden emplear valores de  $Q$  que no necesariamente coinciden con factores de ductilidad, por lo que conviene definirlos como factores de comportamiento sísmico.

#### FACTORES DE COMPORTAMIENTO SISMICO

El factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , comprendido dentro de estructuraciones de edificios, adoptará los siguientes valores;

Se usará  $Q = 4$  cuando se cumplen los siguientes requisitos:

1.- La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero o concreto reforzado, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar con muros ni contravientos, cuando menos 50 % de la fuerza sísmica actuante.

2.- Si hay muros ligados adecuadamente en todo su perímetro a los marcos estructurales o a castillos y dadas ligadas a los marcos, éstos se deben tener en cuenta en el análisis de la estructura, pero su contribución a la capacidad ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si estos muros son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado son capaces de resistir al menos 80 % de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

3.- El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 % del promedio 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 ligados a la estructura en la forma especificada en el requisito 2.

4.- Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan para marcos y muros dúctiles las normas técnicas para estructuras de concreto.

5.- Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las normas técnicas para estructuras metálicas.

Se usará  $Q = 3$  cuando satisfacen las condiciones 2, 4 y 5 y en cualquier entrepiso dejando satisfacerse las condiciones 1 o 3 especificadas para el caso  $Q = 4$ , pero la resistencia en 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 este material, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera entrechapada. Las

estructuras con losas planas deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las normas técnicas para estructuras de concreto.

Se usará  $Q = 2$  cuando la resistencia de fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero o de concreto reforzado, contraventeados o no, o por muros o columnas de concreto reforzado, que no cumplan en algún entrepiso lo especificado para los casos  $Q = 4$  y  $Q = 3$ , o por muros de mampostería de piezas mazisas confinadas por castillos, dadas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero, que satisfacen los requisitos de las normas técnicas para estructuras de mampostería, o diafragmas construidos por duelas inclinadas o por sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinados por elementos diagonales de madera mazisa. También se empleará  $Q = 2$  cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las normas técnicas para estructuras de concreto.

Se usará  $Q = 1.5$  cuando la resistencia a fuerzas laterales se suministra en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las normas técnicas de mampostería, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos  $Q = 3$  y  $Q = 2$ , o por marcos y armaduras de madera.

Se usará  $Q = 1$  en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba señalados, a menos que se haga un estudio que demuestre claramente que se puede emplear en un valor más alto que el que aquí se especifica.

En todos los casos se empleará para toda la estructura en la dirección de análisis el valor  $Q$  que corresponde a diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección.

El factor de Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

Los factores de comportamiento sísmico, Q, son aplicables a las ramas horizontal y descendente del espectro de diseño, más no a la rama ascendente. Por la sencilla razón que la aceleración de diseño nunca podrá ser menor a la aceleración del terreno cuando el periodo del sistema tiende a cero.

Así entonces, si se admite que la división de las aceleraciones entre Q' (Q se sustituye por Q') vale para periodos mayores que el periodo característico  $T_a$  y que es razonable una interpolación lineal del factor reductivo entre 1 y Q cuando T se haya entre 0 y  $T_a$ , esto

$$Q' = \frac{1 + (Q-1)T}{T_a}; \text{ si } T < T_a$$

$$Q' = Q; \text{ si } T \geq T_a$$

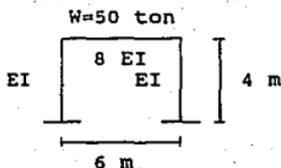


en donde T se tomará igual al periodo fundamental de vibración cuando se emplee el análisis estático e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se emplee el análisis modal espectral;  $T_a$ , es el primer periodo característico del espectro de diseño. Esta reducción tiene como fin principal considerar el comportamiento inelástico de la estructura. La reducción por ductilidad, como se vio con anterioridad, es válida únicamente al cálculo de fuerzas pero no al cálculo de desplazamientos.

A continuación, se verá un ejemplo, en donde se hará uso del Reglamento del Distrito Federal para un marco simple.

### Ejemplo 6.1

El marco que se muestra a continuación corresponde a un edificio que se construirá en el sur de la capital de la Cd. de México sobre terrenos firmes y que tendrá una estructura de losas planas de concreto reforzado. El edificio funcionará como museo. Calcule los elementos mecánicos y el desplazamiento máximo por sismo, empleando el efecto de ductilidad. Si se tienen los siguientes datos;



- Periodo  $T = 0.78$  seg

Solución:

- Definición del espectro de diseño (Ver tabla VII, Capítulo V)

Museo - Corresponde a una estructura de importancia del grupo A, por lo que deberá considerarse el factor de importancia = 1.5.

Ciudad de México - Corresponde a la zona Metropolitana.

Terreno Firme - Corresponde al Tipo I.

Losas planas de concreto reforzado - De acuerdo a los factores de comportamiento sísmico corresponderá un  $Q=3$ .

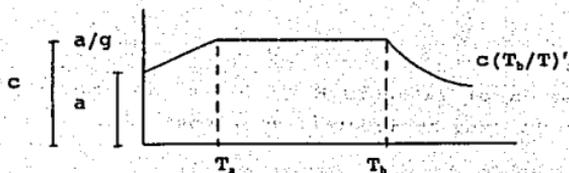
$$a_s = 0.04 \times 1.5 = 0.06$$

$$c = 0.16 \times 1.5 = 0.24$$

$$T_a = 0.20 \text{ seg}$$

$$T_b = 0.50 \text{ seg}$$

$$r = 1/2$$



La estructura tiene un periodo de vibración de  $T = 0.76$  seg. Por lo tanto, de acuerdo al espectro anterior, cae en la rama descendente

$$\begin{aligned}
 a &= c(T_b/T)^\gamma \\
 &= 0.24(0.50/0.78)^{1.7} \\
 &= 0.192 ; \text{ si } a = C_s
 \end{aligned}$$

- Determinación de la carga sísmica  $P_i$ , ref. 7

$$P_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} C_s \sum W_i \dots \dots \dots (1)$$

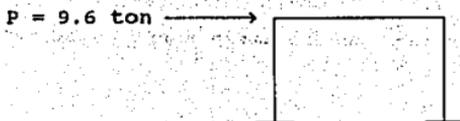
donde:

- $P_i$  = Carga Sísmica de entrepiso, ton
- $W_i$  = Peso de entrepiso, ton
- $h_i$  = Altura relativa de entrepiso, m

Sustituyendo en (1), tenemos:

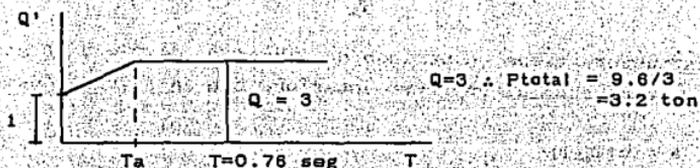
$$P_1 = \frac{50 \times 4}{50 \times 4} (0.192) (50) = 9.6 \text{ ton}$$

Si hacemos  $P_i = P$ , tenemos:



- Reducción por ductilidad

Para el cálculo de fuerzas el valor de  $P = 9.5$  ton se reduce por ductilidad. Como cae en la rama horizontal, se tiene;



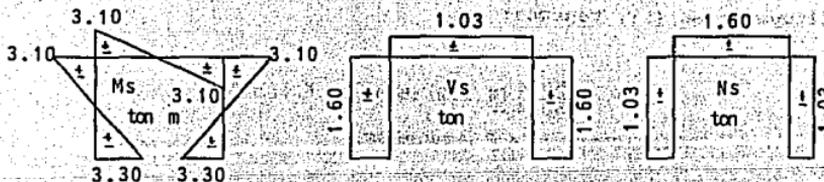
Nota : Las fuerzas reducidas por ductilidad, no deberan ser menores a la aceleración del terreno se tomará esta última ( $a$ ).

Por lo tanto la fuerza lateral que representa el sismo es;

Sismo = 3.20 ton



Para esta fuerza los elementos mecánicos son:



En todos los casos, el signo es ( $\pm$ ) por que el sismo es alternante. Y el desplazamiento es:

$$\begin{aligned} \text{desplaz.} &= (\text{Desplaz. por la carga horiz. sismica})(Q) \\ &= 1.43 \times 3 \\ &= 4.3 \text{ cm} \end{aligned}$$

## CONCLUSIONES

A pesar de los grandes esfuerzos realizados por los investigadores para obtener espectros, que garanticen la seguridad de las estructuras, aún no ha sido posible lograr esto en un 100 %. Ya que no existe método alguno hasta la fecha que pueda predecir los daños que producirá un terremoto.

Las técnicas y procedimientos empleados para la determinación de los espectros de diseño se basan esencialmente en procedimientos determinísticos y probabilísticos. Lo que significa que la información recabada desde principios de siglo hasta nuestros días resulta insuficiente en comparación a los miles de millones de años de existencia del planeta, haciendo que nuestros cálculos probabilísticos tengan un margen de incertidumbre mayor y por lo tanto, no se obtengan resultados absolutamente confiables. Por lo que, se tienen que ajustar de una forma empírica y conservadora los resultados en base a las condiciones locales y a la experiencia obtenida de cada sismo.

Sin embargo, esto no significa que los estudios para la determinación de los espectros sean en vano. Por que gracias a ellos se han disminuido los daños y las pérdidas de vidas humanas.

Los espectros de diseño que van a regir en una región determinada contemplan tres aspectos de suma importancia, el primero y quizás el más importante es el brindar seguridad a las personas que habitan una construcción y por consiguiente evitar pérdidas de vidas humanas, en segundo término está el optimizar el costo de la construcción y en tercero está garantizar que después de un sismo la construcción siga operando.

En la evolución de los Reglamentos Mexicanos que han considerado al sismo para el análisis estructural desde 1942 hasta 1987, se ha

observado que las ordenadas espectrales han ido incrementandose. Por esto, las construcciones han tenido menos daños, pero el aumento de ordenadas significa también un aumento en el costo de la construcción. Sin embargo, quizás muchas personas se han de preguntar por que no se aumentan a un cierto valor fijo y se quitan el trabajo de ir incrementando las ordenadas para el siguiente Reglamento. Simplemente por la sencilla razón que si se incrementaran, por así decir, al doble del valor existente no se podría asegurar 100 % que las construcciones no sufran daño alguno, ya que debemos de considerar por otra parte el tipo de sistema estructural y los materiales empleados.

Al paso de los años un Reglamento se va haciendo viejo y obsoleto y con ello su contenido, como sucedió con el reglamento de 1976, que al ser promulgado resultó ser uno de los mejores reglamentos del mundo pero con el paso del tiempo resulto ser inadecuado comparado con los de otros países. Fue hasta el año de 1985, con el temblor del 19 de Septiembre del mismo año cuando la intensidad resultó ser tres veces mayor a la del temblor de 28 de Julio de 1957, mejor conocido como el " Sismo del Angel ". Por lo tanto, esto conlleva a que las autoridades deberían de prestar mayor atención no sólo cuando sucede algo desagradable, sino alentar que se realicen estudios constantemente para transmitirlos a los ingenieros y arquitectos, para su aplicación inmediata en la ejecución de las futuras construcciones.

## BIBLIOGRAFIA

### OBRAS

- 1.- Paz Mario, Dinámica Estructural: Teoría y Cálculo, Reverté S.A., Méx. 1992.
- 2.- Instituto de Investigaciones Eléctricas, Manual de Diseño de Obras Civiles: Diseño por Sismo, Comisión Federal de Electricidad, Méx. 1993.
- 3.- Franz Sauter F., Fundamentos de Ingeniería Sísmica: Introducción a la Sismología, Tecnológica de Costa Rica, Costa Rica, 1987.
- 4.- Rosenblueth E. y Newmark N. M., Fundamentos de Ingeniería Sísmica, DIANA, Méx. 1978.
- 5.- Martínez I., Navarro A. y Ceniceros J., Dinámica Estructural, Universidad Nacional Autónoma de Zacatecas, Méx. 1983.
- 6.- Esteva Luis y Ordaz Mario, Riesgo Sísmico y Espectro de Diseño de la República Mexicana, Instituto de Ingeniería, UNAM, Méx. 1987.
- 7.- Bazán Enrique y Meli Roberto, Manual de Diseño Sísmico de Edificios, LIMUSA, Méx. 1990.
- 8.- Meli Piralla Roberto, Diseño Estructural, LIMUSA, Méx. 1989.
- 9.- Rosenblueth Emilio, Diseño de Estructuras Resistentes, IMCYC, Méx. 1977.
- 10.- Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el DF, CICM, Méx. 1987.

11.- Rosenblueth Emilio y Gómez Roberto, Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1991.

#### REVISTAS

12.- Rosenblueth E., Ordaz M., Sánchez F. y Singh S.K., Earthquake Spectra, Vol. 5, Núm. 1, The Professional Journal of the Earthquake Engineering Research Institute.

13.- Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Ingeniería Sísmica, Méx. 1985.

#### CURSOS

14.- Mario G. Ordaz, XVIII Curso Internacional de Ingeniería Sísmica, Módulo 1: Riesgo Sísmico y Selección de Temblores para Diseño, División de Educación Continua/Cursos Abiertos Palacio de Minería, UNAM, Méx. 1993.

15.- Luis Esteva Maraboto, Riesgo Sísmico y Selección de Temblores para Diseño, División de Educación Continua/Cursos Abiertos Palacio de Minería, UNAM, Méx. 1987.

16.- Roberto Meli Piralla, Riesgo Sísmico, DEPTI/Instituto de Ingeniería, UNAM, Méx. 1994.