



UNIVERSIDAD LA SALLE

ESCUELA DE INGENIERIA
INCORPORADA A LA U.N.A.M.

2
2ej

" DISEÑO SISMORRESISTENTE "
Una Visión Global

TESIS PROFESIONAL
Que para obtener el título de :
INGENIERO CIVIL
P r e s e n t a :
ALICIA SARA ANDONEGUI MENESES

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

DIRECTOR DE TESIS:
M. en I. JOSE ALBERTO CASTILLO HERNANDEZ



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.

INDICE

CONTENIDO

	INTRODUCCION	1
CAPITULO 1	SISMOLOGIA: Conceptos fundamentales	
1.1	Generalidades	3
1.2	Origen de los sismos	3
1.3	Deriva de los continentes y tectónica de placas	4
1.4	Fallas	9
1.5	Ondas sísmicas	11
1.6	Intensidad y Magnitud	
1.6.1	Intensidad	14
1.6.2	Magnitud	17
1.7	Instrumentos de medición sísmica	19
1.8	Sismicidad en el mundo	21
CAPITULO 2	CONCEPTOS BASICOS SOBRE VIBRACION	
2.1	Generalidades	25
2.2	Grados de libertad y formas naturales de vibración ...	26
2.3	Sistemas de un grado de libertad	
2.3.1	Vibración libre de un sistema de 1gdl sin amortiguamiento	31
2.3.2	Vibración de sistemas de 1gdl con amortiguamiento	35
2.3.3	Vibración forzada de sistemas de un grado de libertad con amortiguamiento	38
2.4	Vibración libre de sistemas de varios grados de libertad sin amortiguamiento	39
2.5	Coefficiente de participación	43
2.6	Aceleración máxima para cada periodo natural	44
CAPITULO 3	ESPECTROGRAFIA SISMICA	
3.1	Aspectos generales	48
3.2	Factores que determinan la respuesta estructural	48
3.3	Espectro de Fourier	49
3.4	Espectro de respuesta	49

3.5	Espectro de diseño	52
3.6	Influencia de la geología en los espectros de respuesta y de diseño	53
3.7	Influencia de la magnitud y la duración del sismo en los espectros de respuesta y diseño	54
3.8	Uso de los espectros de respuesta	56
3.9	Uso de los espectros de diseño	58

CAPITULO 4 ALGUNOS COMENTARIOS AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

4.1	Introducción	59
4.2	Zonificación del Distrito Federal	59
4.3	Clasificación de las estructuras	60
4.4	Clasificación de las acciones	61
4.5	Separación entre linderos y juntas constructivas (Art. 177 y 211)	62
4.6	Acabados y recubrimientos	63
4.7	Estados límite	63
4.8	Combinación de cargas para el diseño de las estructuras	64
4.9	Factores de carga (Art. 194)	65
4.10	Diseño por sismo	65

CAPITULO 5 ESTRUCTURACION SISMORRESISTENTE

5.1	Introducción	67
5.2	Características deseables en las estructuras	67
5.3	Configuración arquitectónica y sus efectos	68
5.4	Rigidez	70
5.5	Uniformidad en la resistencia, rigidez y ductilidad	71
5.6	Hiperestaticidad y líneas escalonadas de defensa	72

CAPITULO 6 NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO; Aspectos principales

6.1	Elección del tipo de análisis	73
6.2	Espectros para diseño sísmico	75
6.3	Factor de comportamiento sísmico	78
6.4	Condiciones de regularidad	79
6.5		

CAPITULO 7 DISEÑO SISMORRESISTENTE; Métodos tradicionales y nuevas tendencias

7.1	Introducción	82
7.2	Método simplificado	
7.2.1	Condiciones para el método simplificado ...	83
7.2.2	Aplicación del método simplificado análisis	84

	7.2.3	Coefficientes sísmicos en el método simplificado	86
7.3		Método estático	
	7.3.1	Introducción	87
	7.3.2	Regularidad y factor de comportamiento sísmico	88
	7.3.3	Distribución vertical del cortante	88
7.4		Efectos de torsión	89
7.5		Momento de volteo	92
7.6		Diagrama de secuencia general utilizando el método estático	93
7.7		Efectos de segundo orden P-Delta	94
7.8		Método dinámico modal espectral de diseño	
	7.8.1	Introducción	94
	7.8.2	Principios básicos	95
	7.8.3	Secuencia general	95
	7.8.4	Recomendaciones	96
	7.8.5	Diagrama de secuencia general para el método dinámico	94
7.9		Análisis dinámico paso a paso	97
7.10		Nuevas tendencias de diseño	
	7.10.1	Generalidades	97
	7.10.2	Programas existentes más comunes para el análisis y diseño estructural	97
	7.10.3	Futuro de la ingeniería sísmica	100

CAPITULO 8 RECOMENDACIONES SOBRE ESTRUCTURACION

8.1		Recomendaciones generales	102
8.2		Ductilidad de la estructura	102
8.3		Recomendaciones sobre el concreto	104
8.4		Recomendaciones sobre el acero de refuerzo	105
8.5		Vigas	107
8.6		Columnas	110
8.7		Unión de vigas y columnas	110
8.8		Efecto de columna corta	112
8.9		Sistemas de planta baja flexible	114
8.10		Muros de relleno de mampostería	115

CAPITULO 9 AISLAMIENTO SISMICO Y DISIPADORES DE ENERGIA

9.1		Introducción	117
9.2		Aislamiento sísmico	119
	9.2.1	Elementos básicos de un sistema de aislamiento sísmico	119
	9.2.2	Flexibilidad adicional	119
	9.2.3	Disipadores de energía	120
	9.2.4	Rigidez para cargas laterales pequeñas ...	121
	9.2.5	Ventajas y desventajas del aislamiento sísmico	122
9.3		Disipadores de energía	123

		CONCLUSIONES	125
--	--	--------------------	-----

APENDICE A	127
APENDICE B	130
APENDICE C	131
Referencias	134
Indice de láminas	137

I N T R O D U C C I O N .

La Ciudad de México así como otras ciudades grandes y pequeñas se ven frecuentemente afectadas por importantes movimientos terrestres, que representan la causa del mayor número de fallas y daños en las estructuras, es por eso que se deben tomar las medidas y precauciones necesarias en el proyecto para tratar de controlar el daño en las construcciones y evitar las pérdidas humanas.

La acción de un sismo en una estructura no depende únicamente de las características dinámicas del movimiento, sino que depende de una interacción compleja entre el movimiento sísmico, las propiedades del suelo subyacente y las de la estructura misma.

Para poder prevenir los daños causados por los movimientos terrestres es necesario entonces conocer las causas y orígenes de los sismos, así como estudiar las características del terreno y de las estructuras, además de sus comportamientos bajo estas acciones.

El diseño sismorresistente además de la consideración de un conjunto de cargas que se aplican a la estructura, requiere principalmente de la selección de un sistema estructural idóneo y eficiente para absorber los efectos del sismo y de un cuidado especial en los requisitos de dimensionamiento y detalle de los elementos estructurales y aún de los no estructurales.

Así entonces, un diseño adecuado para soportar acciones comunes, puede resultar totalmente inapropiado para resistir efectos sísmicos.

El alto costo que implica diseñar y construir una estructura que, ante cualquier evento sísmico, se mantenga dentro del rango elástico y además la ineludible necesidad de evitar una falla abrupta (frágil) conduce a buscar el aprovechamiento de las propiedades inelásticas de la estructura.

Es por eso, que las características inelásticas de los materiales y elementos estructurales, y en particular la ductilidad, toman una importancia fundamental en el diseño sísmico, logrando con esto que la estructura llegue a la falla después de haberse deformado considerablemente (de manera inelástica), existiendo suficiente tiempo para que los habitantes evacuen la zona.

Para lograr un diseño sísmico adecuado es importante:

a. La definición de las acciones de diseño.

En el caso del Distrito Federal, el Reglamento de Construcciones especifica los datos a emplearse para el diseño de estructuras en distintas zonas. Sin embargo, para edificaciones en provincia, así como edificios de particular importancia es importante realizar estudios específicos para determinar la intensidad del sismo de diseño basándose en las características geológicas y de mecánica de suelos del sitio particular donde se van a desplantar, por lo que se deben conocer los aspectos fundamentales de sismología y de riesgo sísmico.

b. La selección de una estructura adecuada.

Los efectos del sismo dependen en gran medida de las propiedades de la misma y de los elementos no estructurales, pudiendo lograr que las acciones sísmicas sean menos desfavorables

c. El cálculo de la respuesta estructural.

Existen para esto, diversos métodos de análisis sísmico representativos de los movimientos que sufre la cimentación del edificio, y que van desde la consideración del efecto de fuerzas estáticas equivalentes, hasta el análisis dinámico ante movimientos de la base de la estructura.

d. El dimensionamiento y detallado de la estructura.

Como se mencionó anteriormente, los elementos de una estructura, ante efectos de un sismo, presentan un comportamiento inelástico. Por eso, es vital evitar fallas frágiles locales, y lograr una disipación uniforme de energía. Para lograr esto, se deben cuidar los detalles estructurales, no solo a nivel secciones y uniones de elementos, sino también en las conexiones entre la estructura y los elementos no estructurales.

Todos los aspectos anteriores se tratarán en esta tesis. Describiendo, los aspectos fundamentales de sismología, los conceptos fundamentales sobre vibración y espectrografía sísmica, para el estudio de la respuesta estructural. Además de que se describirán los requisitos principales de dimensionamiento y detallado para estructuras de concreto reforzado. Para terminar con una introducción al tema de aisladores de base y disipadores de energía.

I

S I S M O L O G I A

C o n c e p t o s F u n d a m e n t a l e s

1.1 G E N E R A L I D A D E S.

La Tierra desde sus orígenes ha sufrido y sufre constantes cambios en su superficie, creando, destruyendo y modificando continentes, lo que repercute en forma de leves y bruscos movimientos llamados sismos.

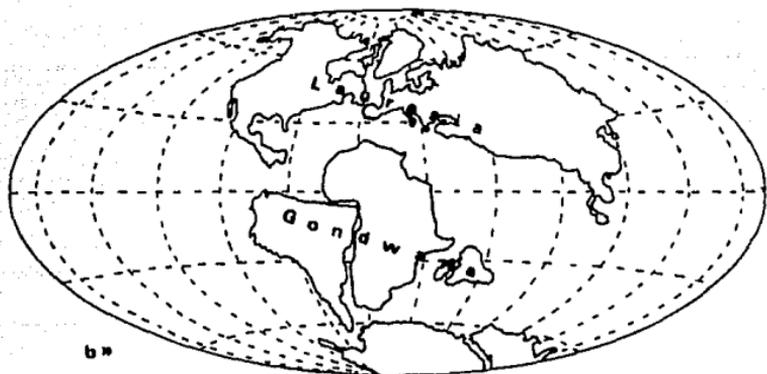
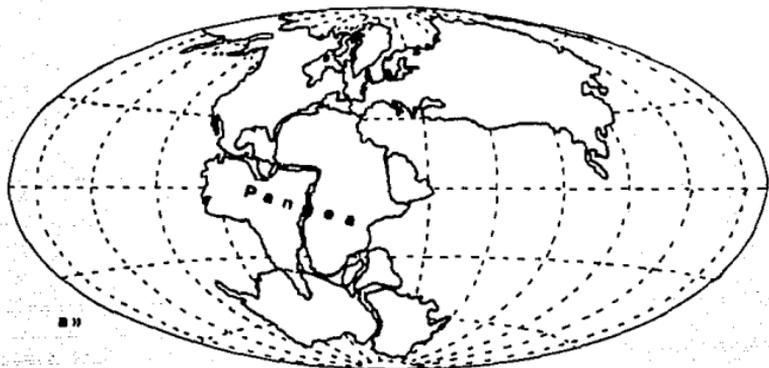
Es por esto que se deben analizar los conceptos fundamentales de la Sismología, que es la ciencia que estudia el origen y efectos de los sismos (3).

La Sismología en conjunto con la ingeniería estructural, que proporciona los correctos dimensionamientos de los elementos en las edificaciones, y la ingeniería sísmica, que estudia la naturaleza dinámica de los movimientos, la interacción suelo-estructura así como los efectos sísmicos sobre la estructura (1)*, conducen al diseño sismorresistente de las edificaciones (5).

1.2 O R I G E N D E L O S S I S M O S

Una gran cantidad de fenómenos naturales y producidos por el hombre ocasiona que la corteza terrestre experimente movimientos: Actividad Volcánica, Impactos de meteoritos, colapsos de cavernas, deslizamientos de taludes, acumulación de agua en presas (5), explosiones nucleares, etc. Sin embargo, la mayoría de los sismos son provocados por movimientos tectónicos y son estos los que cuentan con el mayor interés para su estudio en la ingeniería sísmica.

* Los números entre paréntesis se refieren a las referencias al final de este trabajo.

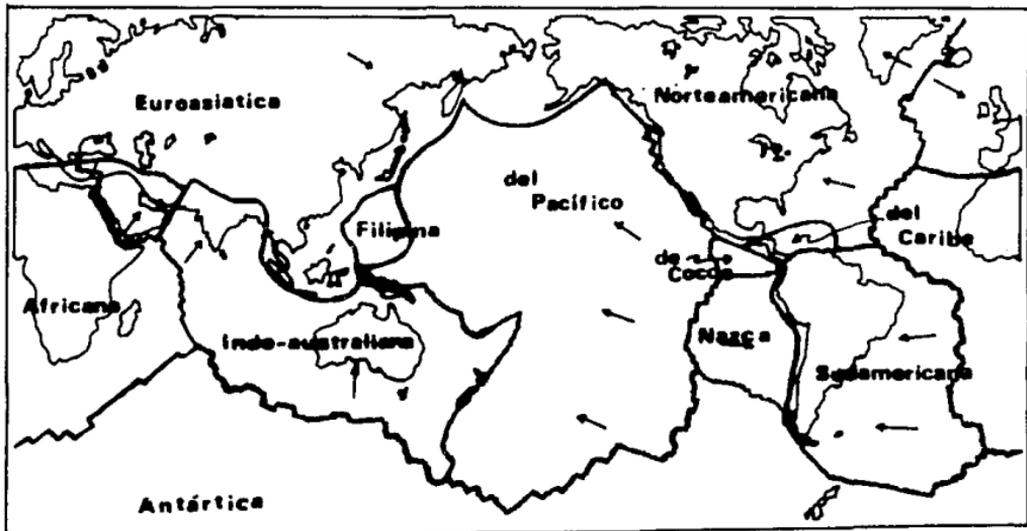


1.3 DERIVA DE LOS CONTINENTES Y TECTONICA DE PLACAS

La tierra tiene una estructura a base de capas concéntricas de las cuales la última es la corteza, formada por placas que flotan y se mueven sobre la capa inferior que es más viscosa (2,3).

Según la teoría de los Continentes a la deriva de Alfredo Wegener, en un principio existía un solo supercontinente llamado Pangea, compuesto de dos grandes masas Laurasia (Norteamérica, Europa y el Norte de Asia) y Gondwana (Sudamérica, África, la India, Australia y la Antártida), y que por razones desconocidas se fracturó y los trozos (placas) comenzaron a viajar en lo que se llama Deriva Continental, hasta alcanzar su configuración actual, como se muestra en las siguientes figuras (7,8).

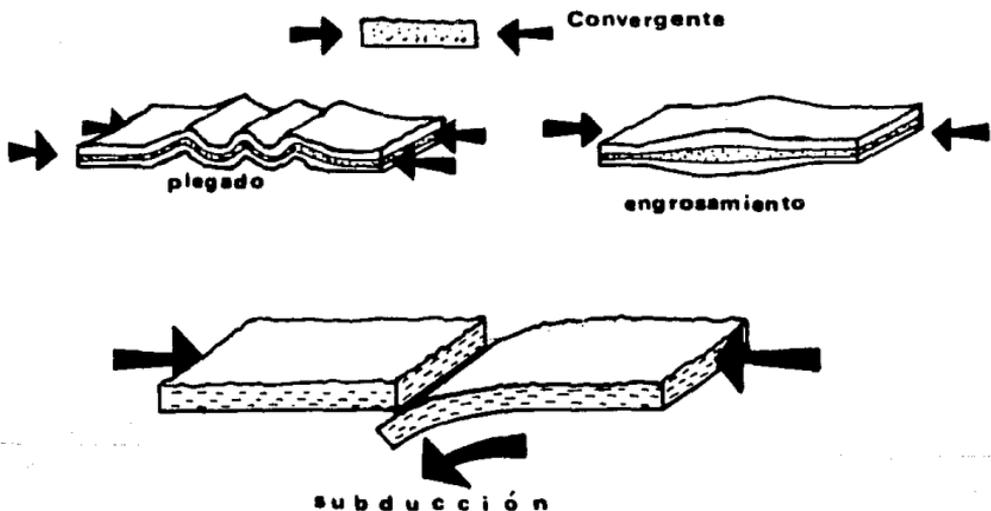
En la actualidad se sabe que las placas sufren un continuo movimiento, y que originalmente se encontraban separadas y se juntaron para formar los dos continentes mencionados anteriormente, y se vuelven a disgregar, continuando su movimiento aún en nuestros días (5,7,8).



→ Movimiento de la Placa

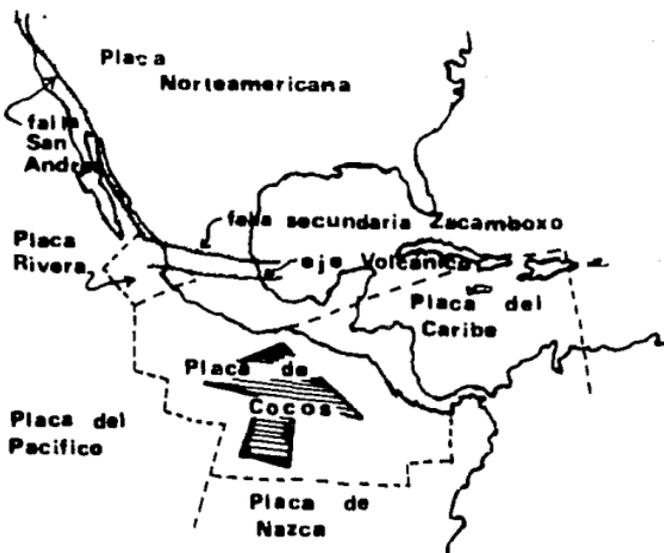
Las placas tectónicas están en movimiento debido al efecto de convección en el núcleo líquido, así como a las contracciones y dilataciones del mismo (3). Los movimientos se pueden clasificar de la siguiente forma:

1.- **Movimiento Convergente :** Provocado por fuerzas de movimiento encontradas o convergentes, que actúan sobre las placas o entre ellas y que ocasionan importantes fenómenos como son el plegado, coceo, la subducción y el engrosamiento de la corteza (ver fig 1.3), donde generalmente hay procesos de destrucción debidos a la fricción entre las placas (3).



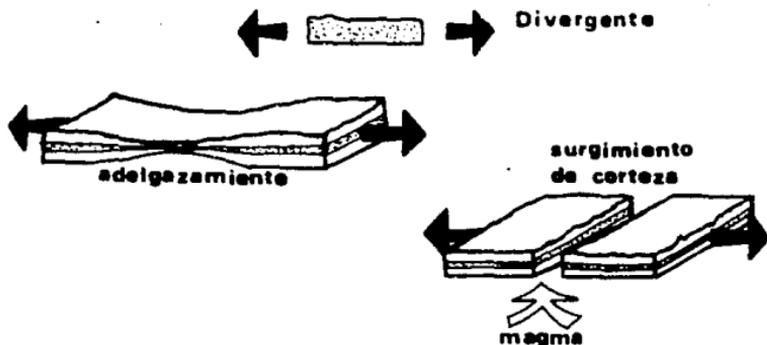
1.3

La subducción se ocasiona cuando una placa se sumerge debajo de otra, es el más importante de los fenómenos a estudiar, para México, ya que es la subducción entre la placa de cocos y la placa continental la que ocasiona el mayor numero de los sismos de la costa de Guerrero y Michoacan (ver figura 1.4) (5,7,8).



1.4

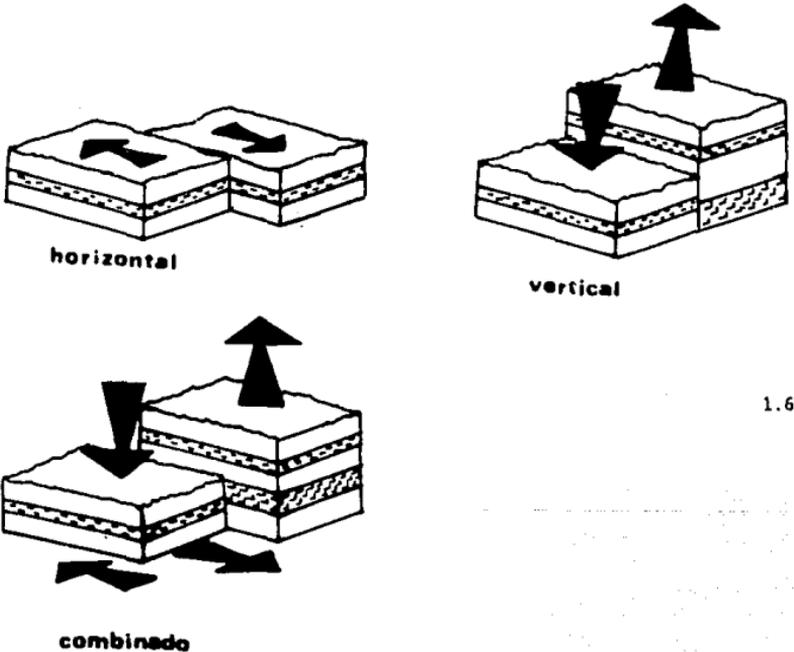
2.- **Movimiento Divergente** : es provocado por fuerzas contrarias que actúan sobre las placas ocasionando que se separen y emerja el material del manto de entre ellas, en un surgimiento de corteza, o bien, su espesor disminuya (ver figura 1.5) (3).



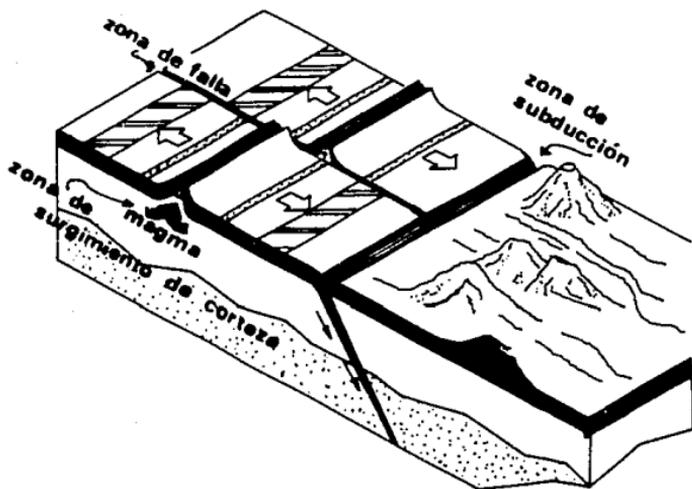
1.5

3.- **Movimiento Horizontal** :que consiste en un deslizamiento de placas, a lo largo de las fallas (3) (Ver fig. 1.6). Los movimientos en las fallas no son únicamente horizontales, existiendo también movimientos verticales y combinados (ver figura 1.6) (4,5).

Los movimientos Convergente y Horizontal, generan una gran fricción entre las placas, lo que ocasiona una acumulación de energía muy grande que al rebasar ciertos límites provoca un deslizamiento brusco generando así vibraciones en el terreno, temblores.



1.6



1.4 F A L L A S

Se llama falla geológica a toda discontinuidad que existe en la estructura de la corteza terrestre (4).

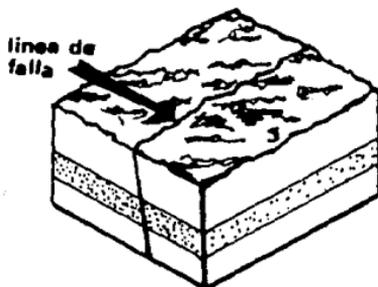


fig 1.8 falla geológica

Estas fallas pueden ser activas o inactivas según si tienen desplazamientos o no, de aquí que las fallas activas (frontera entre placas) son las fuentes más probables para la liberación de energía, o bien, el origen de los sismos (4).

En la antigüedad se creía que las fallas eran ocasionadas por los movimientos bruscos que rompían la corteza, sin embargo, ahora se sabe que las fallas son discontinuidades existentes, de dos placas tectónicas se juntaron y se desplazan continuamente, es decir, son la causa de los sismos no el efecto.

Según la teoría del rebote elástico de Reid, cuando las rocas se ven afectadas por fuerzas opuestas a los lados de una falla, como se observa en la figura figura 1.9a, los esfuerzos llegan a un punto que ocasionan el corrimiento de las rocas figura 1.9b de tal forma que cada masa de roca trata de recuperar su forma original figura 1.9c.

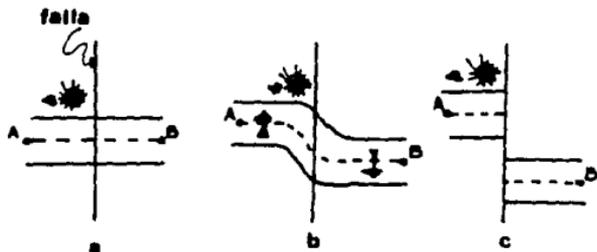


fig. 1.9 Teoría del rebote elástico

Las fallas activas según su tipo de movimiento se clasifican en verticales (normales e inversa), horizontales (lateral izquierda y lateral derecha), y combinadas, como se muestra en la figura 1.10.

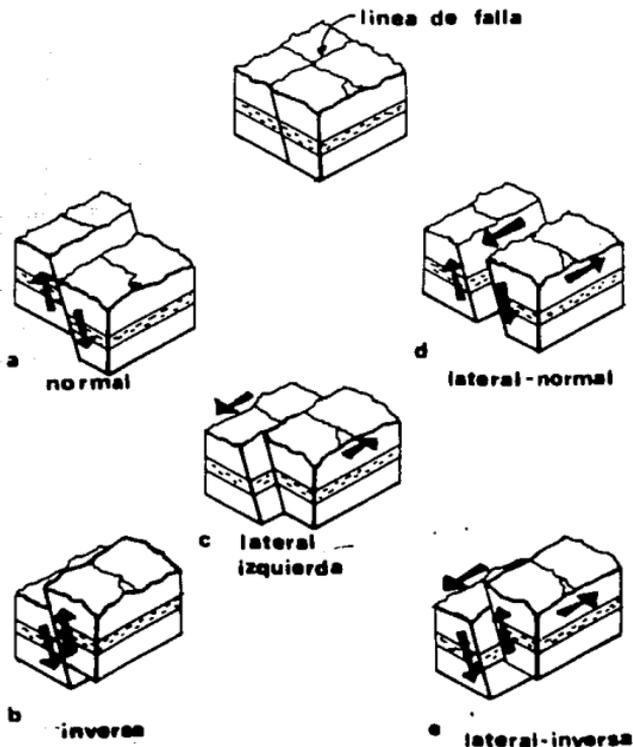


fig. 1.10 clasificación de las fallas

Los movimientos a lo largo de las fallas producen ruptura en las rocas. Este rompimiento del equilibrio bajo la superficie se propaga en forma de ondas a otros lugares.

1.5 ONDAS SISMICAS

Las ondas sísmicas se clasifican de la siguiente forma:

1. Ondas de Cuerpo: son aquellas que se originan en el foco y se propagan en el interior de la tierra, pueden ser (5):

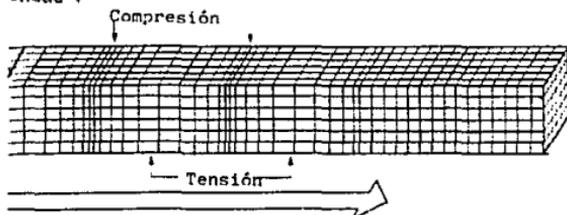
- a. Primarias (P)
También llamadas longitudinales o de compresión.
Se propagan sobre los medios sólidos o líquidos provocando deformaciones longitudinales a las partículas del suelo (ver figura 1.11 a).
- b. Secundarias (S)
También conocidas como transversales o rotacionales.
Deforman las partículas del suelo al aplicarles torsión.
Se propagan solo por medios sólidos, ya que los líquidos no pueden sufrir deformaciones angulares.
(ver figura 1.11 b).

2. Ondas de Superficie: son consecuencia de las ondas de cuerpo y se propagan en la superficie de la corteza; y pueden ser:

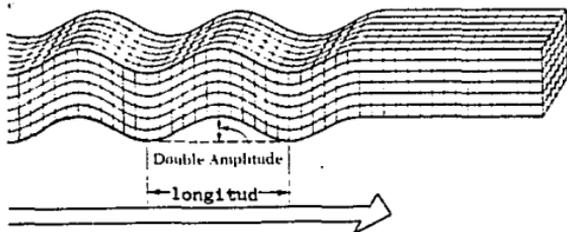
- a. Ondas de Love.
Son ondas que viajan horizontalmente por medios estratificados (ver figura 1.11 c).
- b. Ondas de Rayleigh
Por sus largos periodos provocan movimientos en la superficie como de olas del mar, describiendo una trayectoria elíptica retrógrada en un plano vertical y por sus características se atenúan rápidamente con la profundidad (ver figura 1.11 d).

Es importante hacer notar que las características del suelo así como la topografía afectan a la propagación de las ondas sísmicas, atenuándolas o amplificándolas, ya que el espesor de los distintos estratos del suelo y sus propiedades elásticas determinan el tipo de movimiento que se producirá en la superficie.

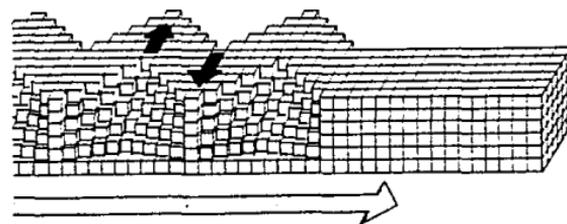
Ondas P



Ondas S



Ondas de Love



Ondas de Rayleigh

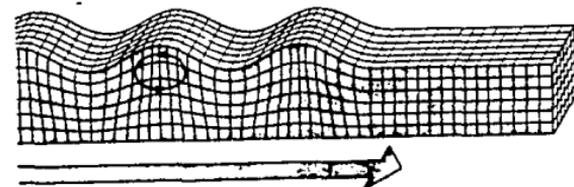


fig.1.11 Tipos de ondas sísmicas

Cuando el sismo se produce cerca de una falla, las ondas P al llegar a ella, rebotan y se refractan separándose en ondas S y P refractadas y ondas S y P reflejadas (ver figura 1.12).

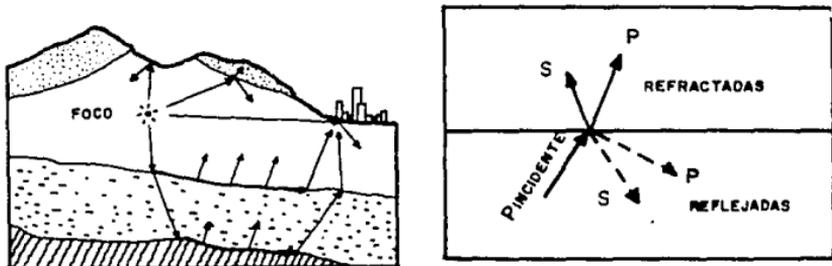


fig. 1.12 Ondas reflejadas y refractadas

El punto donde se produce la ruptura debajo de la superficie se conoce como foco o hipocentro y el punto en la superficie justo sobre el foco se llama epicentro.

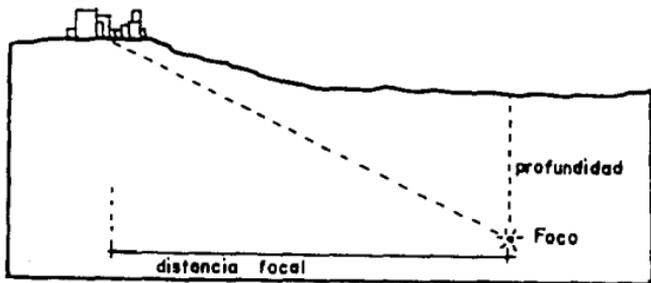


fig.1.13 Foco y Epicentro

1.6 INTENSIDAD Y MAGNITUD

1.6.1 INTENSIDAD

La intensidad de un sismo es la medida subjetiva de la destrucción que ocasiona el mismo, así como de la manera como afecta a las personas.

La intensidad varía conforme varía la distancia del epicentro, disminuyendo generalmente mientras la distancia aumenta, sin embargo existen casos como el de la Cd. de México, que por su tipo de suelo muchas veces amplifica las ondas sísmicas a pesar de su distancia del epicentro.

A pesar de ser una medida subjetiva, la intensidad, es valiosa ya que no existen aparatos suficientes de medición y esta proporciona información sobre más zonas afectadas.

Las escalas para medir la intensidad son: Escala de Mercalli, Escala de Mercalli Modificada (ver tabla 1.1), la del Observatorio Meteorológica Central de Tokio (ver tabla 1.2), entre otras.

Uniendo los puntos con igual intensidad se dibujan las líneas isosistas que proporcionan una idea de la propagación de la onda (ver fig).

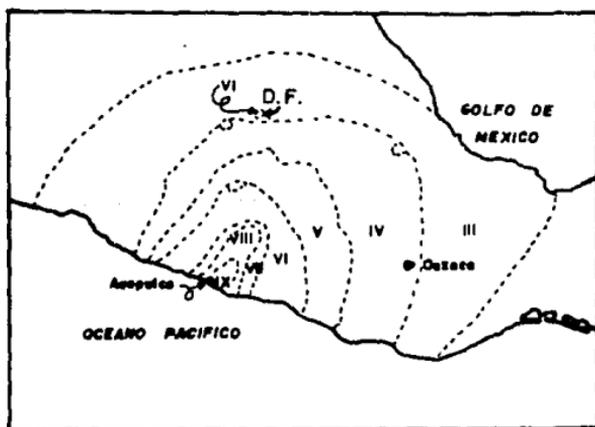


fig. 1.14 Mapa mostrando líneas isosistas del temblor de México, 19 Mayo 1962

TABLA 1.1

Escala de Mercalli modificada

intensidad	Descripción de los efectos del sismo
I	Detectado por instrumentos sensibles únicamente.
II	Algunas personas lo sienten estando en reposo, especialmente en los pisos superiores; objetos delicados colgantes se balancean.
III	Se sienten notoriamente adentro pero no siempre se reconoce como un sismo; los carros parados se balancean un poco; la vibración parece la de un camión pasando cerca.
IV	Se siente adentro y fuera, de noche despierta a algunas personas; los platos, las ventanas y las puertas se mueven; los carros se balancean notablemente.
V	Casi todos lo sienten; hay ruptura de platos, ventanas y mampostería; los objetos altos se caen.
VI	Todos lo sienten; muchos se asustan y corren hacia afuera; se cae la mampostería y las chimeneas; daños menores.
VII	Todos corren hacia afuera; los daños varían según la calidad de la construcción; lo notan los conductores de automóvil.
VIII	Los muros se separan de los marcos de la estructura; caída de muros, monumentos y chimeneas; corre arena y barro; los conductores se distraen.
IX	Los edificios se salen de las fundaciones, se agrietan y se desploman; la tierra se abre, las tuberías subterráneas se rompen.
X	La mayoría de las estructuras de ladrillo quedan destruidas; la tierra se abre, los rieles se doblan; ocurren deslizamientos.
XI	Las estructuras nuevas permanecen en pie; se destruyen los puentes; la tierra se abre; las tuberías se rompen; los rieles se doblan; ocurren deslizamientos.
XII	Destrucción total; se ven surcos en la tierra; líneas de visión y nivel distorsionadas; se lanzan objetos al aire.

TABLA 1.2

Escala de Intensidades del Observatorio central de Tokio	
I	Sentido por personas en reposo. Aceleración de 0.5 a 2 cm/seg ²
II	Sentido por todos. Aceleración 2 a 8 cm/seg ²
III	Las lámparas y otros objetos suspendidos oscilan. Los líquidos se mueven dentro de sus recipientes. Aceleración 8 a 32 cm/seg ²
IV	Se caen los objetos inestables. Los líquidos se derraman de sus recipientes. Movimiento suficientemente severo como para causar pánico. Aceleración de 32 a 128 cm/seg ² .
V	Se derrumban lápidas y algunos postes. Daño en casas habitación antiguas y en bodegas o cobertizos de adobe. Fractura en chimeneas de mampostería. Aceleración de 128 a 512 cm/seg ²
VI	Deslizamiento de tierra. Destrucción parcial o total de casas habitación. Aceleración mayor a 512 cm/seg ²
VII	Temblor excepcionalmente fuerte y destructivo.

1.6.2 M A G N I T U D

La magnitud de un sismo es la medida instrumentada de la energía liberada por el sismo; está relacionada directamente con el foco y siempre es constante para cada sismo determinado.

Para medir la magnitud generalmente se emplea la escala de Richter quien define la magnitud como "el logaritmo común de la amplitud A de la traza, en micras, de un sismógrafo estándar (Wood Anderson con amplificación de 2800, período natural de 0.8 seg. y coef. de amortiguamiento 80%) a una distancia de 100 km. del epicentro" (Ver fig.1.15).

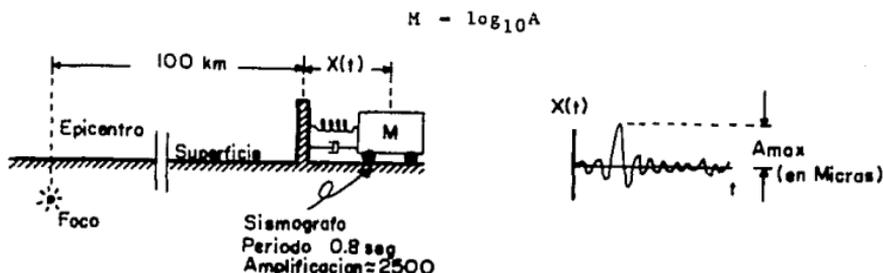


fig. 1.15 Definición de la magnitud de Richter

Para saber la magnitud de cualquier sismo, aunque el sismógrafo no se encuentre a 100 km de distancia se puede emplear el nomograma de la figura 1.16.

Por ejemplo como se ve en la figura, se tiene una amplitud máxima de 23 mm. y la diferencia entre las ondas S y P es de 24 mm.-24 seg. Entrando con ambos datos al nomograma, se obtiene una magnitud de 5 para ese caso en particular.

Para conocer la cantidad de energía liberada en un sismo la ecuación más aceptada es la siguiente:

$$\log_{10} E_s = 11.8 + 1.5 M$$

donde

- Es - Energía Sísmica (en ergs)
- M - Magnitud del temblor según Richter

Para el diseño sísmico será necesario conocer la aceleración, ya que esta relacionada directamente con las fuerzas horizontales que actúan sobre la estructura en la tabla 1.3 se presenta la relación entre magnitud, intensidad, energía, aceleración y velocidad del terreno.

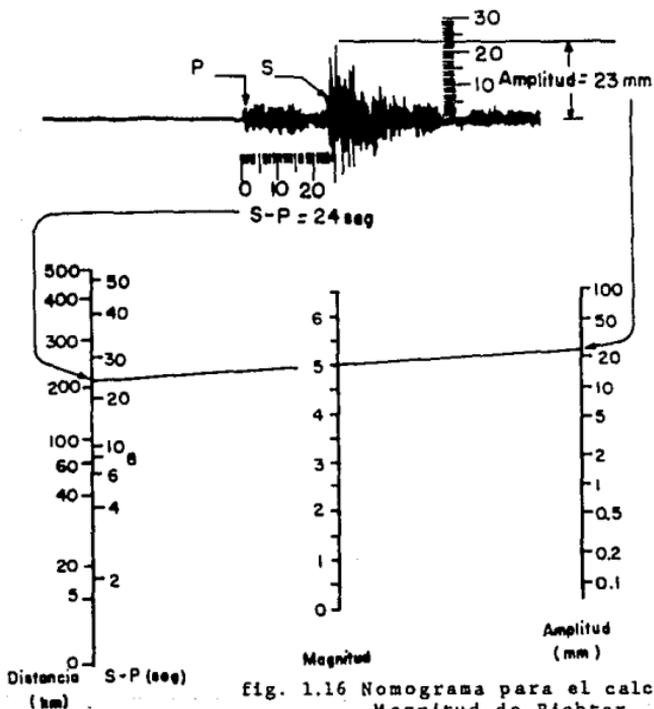


fig. 1.16 Nomograma para el calculo de la Magnitud de Richter

Tabla 1.3

MAGNITUD	ENERGIA (ergios)	ACELERACION (cm/seg ²)	INTENSIDAD (mercalli)	VELOCIDAD (cm/seg)
3	10 ¹⁵	3	II-III	
4	10 ¹⁷	10(.1g)	IV	
5	10 ¹⁹	40	V-VI	1 - 5
6	10 ²⁰	150	VII-VIII	10 - 50
7	10 ²²	500(.5g)	IX-X	50 - 100
8	10 ²³	2000 (2g)	XI	300 - 500

1.7 INSTRUMENTOS DE MEDICION SISMICA.

Para la medición de los sismos en sus diversos aspectos se utilizan actualmente tres tipos de instrumentos: Sismógrafos, Acelerogramas y Sismoscopios.

a. Sismógrafos: Son instrumentos sumamente sensibles que registran el desplazamiento del terreno, que operan continuamente, para estudiar la propagación de las ondas sísmicas, para determinar la distancia, profundidad y dirección a la que se origina el sismo y para el estudio de temblores lejanos.

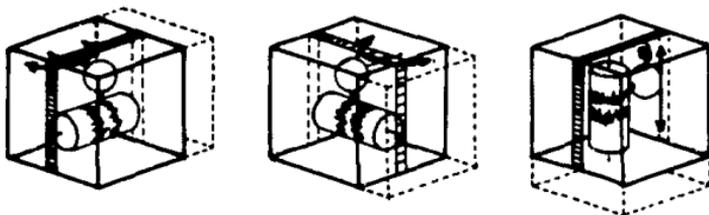


fig. 1.17 Modelos sencillos de sismógrafos que registran el movimiento vertical y el horizontal en dos direcciones (eq)

b. Acelerogramas: Son aparatos que registran la aceleración del terreno, que cuentan con un arrancador que los pone en marcha al ocurrir un temblor. Es más conveniente calcular las velocidades y desplazamientos del terreno a partir de aceleraciones por medio de la integración, que el proceso inverso.

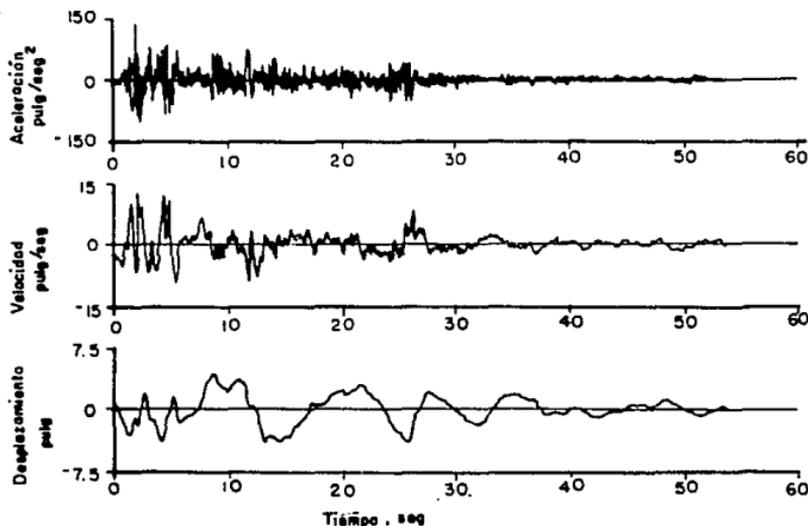


Fig. 1.18 Integración de un acelerograma

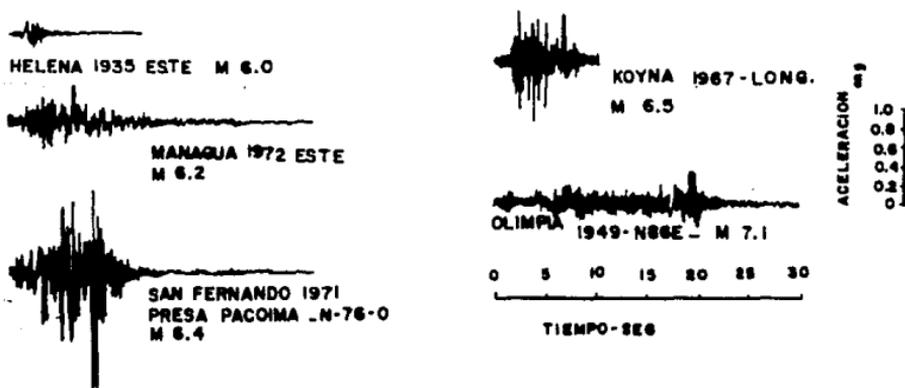


Fig. 1.19 Acelerogramas comparativos

c. Sismoscopio: es un modelo dinámico de estructuras simples, que a partir de la lectura directa proporcionan información sobre el desplazamiento de las estructuras, moviéndose libremente y registrando su movimiento.

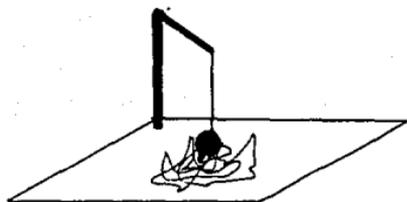
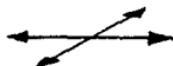


fig. 1.20 Diagrama de un Sismoscopio



libre movimiento en todos los sentidos

1.8 SISMICIDAD EN EL MUNDO

Existen zonas en la superficie terrestre donde los sismos son más comunes, en la figura siguiente se muestran los epicentros de los sismos con magnitud superior a 4.5 desde 1963 hasta 1973, el estudio de mapas como este han llevado a dividir el globo terraqueo en las siguientes zonas:

a.-El Cinturón Circumpacífico, que forma casi una circunferencia alrededor del Océano Pacífico, extendiéndose desde Alaska hasta Chile, Nueva Zelanda, las Islas Filipinas, Japón y parte de la costa Oriental de Asia. Esta zona es la zona más activa del mundo, se le atribuyen más del 80% de los sismos destructores ocurridos.

b.-El Cinturón Alpino, que se extiende desde las Islas Azores, a través de los Alpes y Europa Mediterránea cruzando Asia, hasta Birmania donde se divide en dos ramas una que sigue el curso del río Amarillo hacia el norte de China, y la otra se une al sur con el Cinturón Circumpacífico. Esta zona es menos activa que la anterior y la mayoría de los sismos ocurridos aquí son de poca profundidad, no más de 60 m.

c.-Zona de Baja Sismicidad, dentro de la cuál se encuentran: Africa, Australia, Antártida Siberia, Brasil y la costa Oriental de América del Norte, donde solo ocasionalmente se han registrado sismos de magnitud considerable.

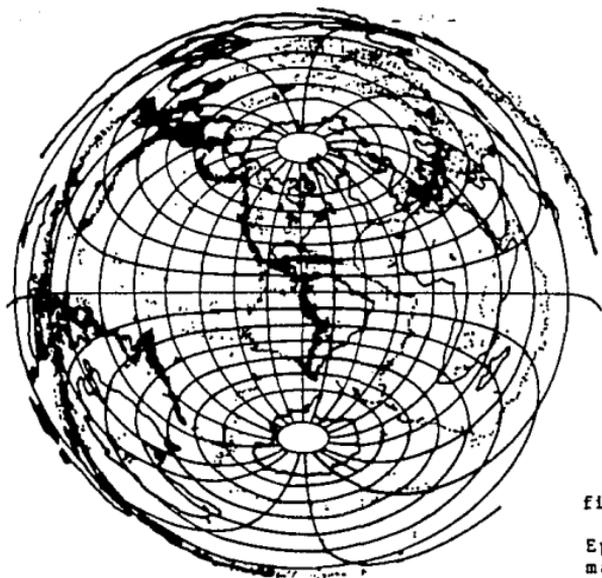


fig. 1.21 Sismicidad del mundo.
Episcentros de sismos de magnitud 4.5 o mayores registrados de 1963 a 1973.

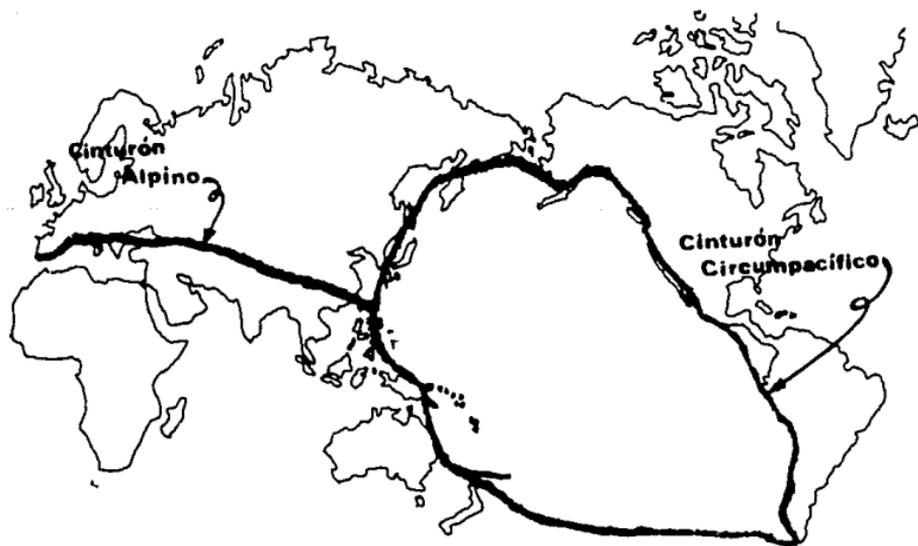


fig. 1.22 Zonas sísmicas

La república Mexicana como se puede observar en la figura 1.22 esta ubicada en el Cinturón Circumpacífico, justo en su parte más activa, por lo que el estudio de los sismos cobra gran importancia.

El territorio Nacional a su vez de manera general se encuentra dividido en tres zonas sísmicas (ver figura):

- a. Zona Sísmica en la que ocurren sismos frecuentemente.
- b. Zona Penisísmica donde los sismos son ocasionales.
- c. Zona Asísmica en la cual los temblores son raros o bien desconocidos.

Existe además otra zonificación hecha por Comisión Federal de Electricidad en el Manual de Diseño de Obras Civiles, donde considera cuatro zonas sísmicas designadas con las letras A a D en orden creciente según el riesgo sísmico (ver figura 1.23).

El riesgo sísmico depende principalmente de la distancia a la zona donde se producen la mayoría de los sismos de gran magnitud que es la que se encuentra en la costa del Pacífico frente a los estados de Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas.

Es importante tener precaución al usar mapas de regionalización, ya que la subdivisión es aproximada y en una misma zona podrían haber lugares de mayor riesgo sísmico.

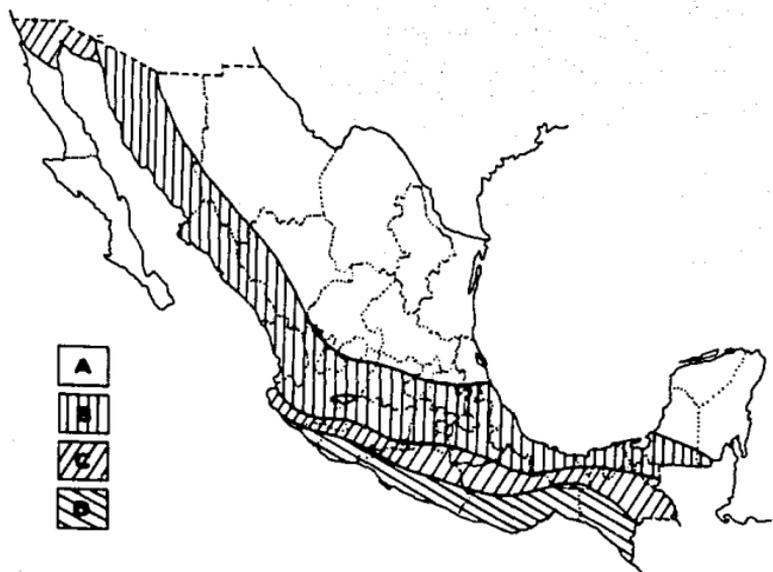


fig. 1.23 Regionalización Sísmica.
Manual de Diseño de Obras civiles C.F.E.

CONCEPTOS BASICOS SOBRE VIBRACION

2.1 GENERALIDADES

El paso de las ondas sísmicas provoca vibraciones en el terreno, que se transmiten a la estructura por medio de la cimentación en forma de fuerzas horizontales y pueden dañar severamente a la estructura y a los objetos que están alojados en ella (5). Las fuerzas de inercia del edificio son las que se oponen al movimiento y son el producto de la masa del edificio por la aceleración, función de la naturaleza del sismo (2).

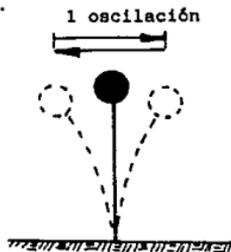
La aceleración del terreno, la velocidad y los desplazamientos, cuando se transmiten a la estructura, en la mayoría de los casos se ven amplificados y provocan deformaciones en la estructura.

La principal causa de los daños de una estructura durante un sismo, es su respuesta a los movimientos del terreno.

Las estructuras tienen cierta capacidad de deformarse bajo alguna sollicitación y de regresar a su estado normal, por lo que se puede decir que, dentro de ciertos límites, son elásticas.

Debido a su elasticidad las estructuras tienden a oscilar; el tiempo que tarda una estructura en completar una oscilación completa se llama periodo (T).

El periodo de una estructura esta definido principalmente por la cantidad y distribución de masas y rigideces en la misma (3).



Al número de oscilaciones por unidad de tiempo se le llama frecuencia (f) y es el inverso del periodo:

$$f = 1 / T \quad (2.1)$$

fig. 2.1

Generalmente el suelo presenta un periodo natural de entre 0.5 y 1 segundo, si se trata de terreno firme.

Es posible que la estructura y el suelo tengan el mismo periodo, si esto ocurre, la magnitud de los desplazamientos y las fuerzas en los elementos estructurales aumentan; se dice que la estructura entra en resonancia.

Existen casos particulares como el de la ciudad de México, en donde por la composición del suelo se presentan periodos mayores, de 2 a 3 segundos en diferentes zonas.

El comportamiento sísmico de una estructura depende en gran medida de su rigidez y de su resistencia.

La rigidez es la fuerza necesaria para desplazar el elemento una unidad, es decir es la oposición que pone el elemento a sufrir un desplazamiento.

La resistencia de una construcción o de un elemento estructural es la capacidad que tiene de soportar cargas.

Así, una estructura puede ser muy rígida pero poco resistente.

2.2 GRADOS DE LIBERTAD Y FORMAS NATURALES DE VIBRACION

Para poder hablar de vibración antes es necesario hablar del concepto de grados de libertad y las formas de vibración.

Bajo los efectos de un sismo, un edificio puede ser deformado adoptando distintas configuraciones. El primer modo de vibración o modo fundamental se da cuando las masas pasan todas de un lado a otro (ver fig. 2.3a). El segundo modo se da cuando se presenta un nodo, o cambio de dirección entre los elementos (ver fig. 2.3b), y el tercero cuando son dos los nodos (ver fig. 2.3c).

El periodo fundamental, es decir, el correspondiente al primer modo de vibración, de las estructuras sobre terreno firme puede variar entre los siguientes valores (2):

0.05 seg.	Para una pieza de equipo bien anclada.
0.1 seg.	Para un marco sencillo de un piso.
0.5 seg.	Para una estructura baja de hasta 4 pisos.
1 a 2 seg.	Para un edificio alto de 10 a 20 pisos.

Un tanque de agua sobre un solo apoyo tendrá un periodo fundamental de aproximadamente 4 segundos, mientras una torre de perforación fuera de la costa, es de 2.5 a 6 y el de un puente colgante puede ser hasta de 6 segundos (ver fig. 2.4).

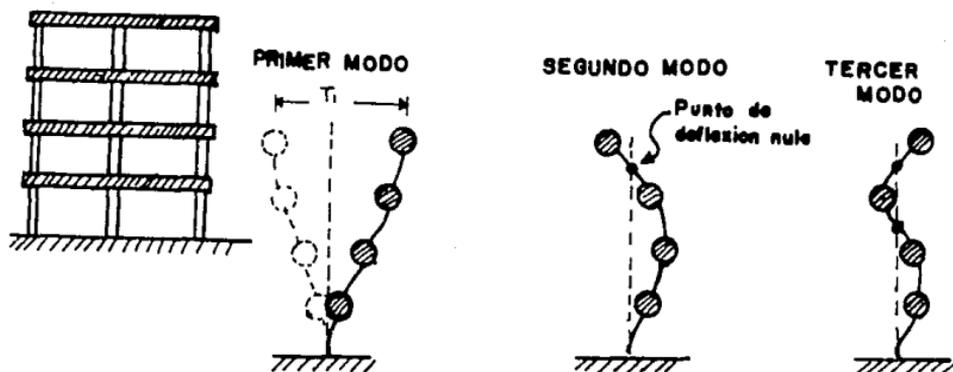


fig. 2.2 Formas naturales de vibración

La estructura puede tomar tantos modos de vibración como grados de libertad tenga.

Una estructura vibrando en el primer modo, presenta el mayor periodo, llamado fundamental, si el modo de vibración aumenta al segundo o tercero por ejemplo el periodo de la estructura es pequeño disminuye, y mientras mayor sea el modo, el periodo es menor.

Durante un temblor las fuerzas laterales están dadas por la superposición de las fuerzas asociadas a cada modo de vibración, que se suman o restan.

Las cargas pueden considerarse estáticas si no sufren cambio o bien si los cambios se presentan muy lentamente, pero si el cambio es repentino, se deben considerar como cargas dinámicas.

Para determinar la posición en cualquier instante que guardan los elementos de una estructura, se requiere definir un sistema de referencia y a partir de este medir las coordenadas de los puntos de interés (ver fig. 2.5).

Al mínimo número de coordenadas necesarias para precisar la condición en que se encuentra la estructura se le denomina grados de libertad (ver fig. 2.6).

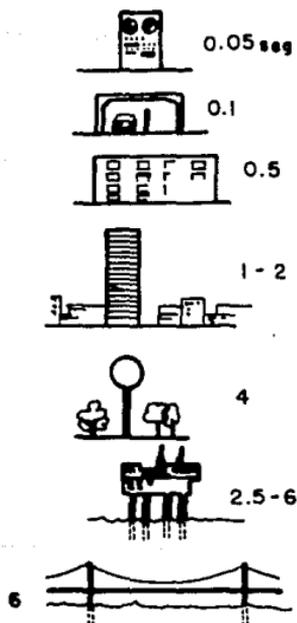
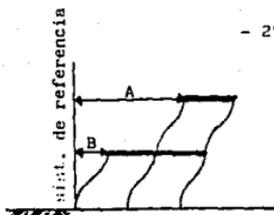


Fig. 2.3 Periodos fundamentales de diversas estructuras



Se necesitan 2 coordenadas: A y B. Si se dan A y B en cualquier instante la posición de la estructura está definida. No se necesitan ni más de 2, ni menos de 2.

Fig. 2.4 Definición de Grados de libertad.

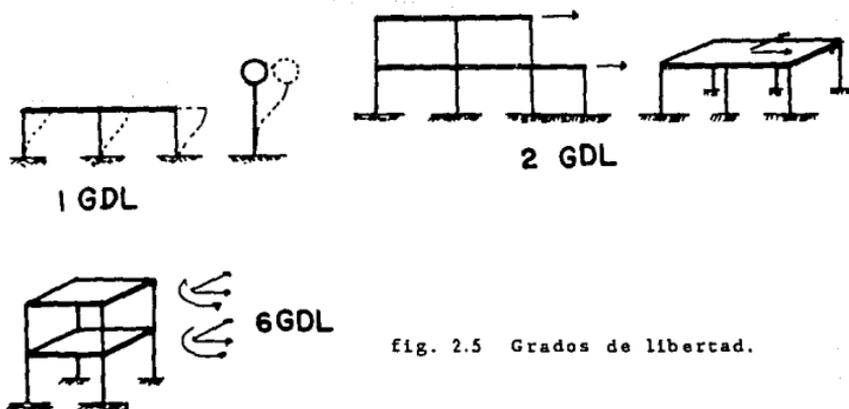


Fig. 2.5 Grados de libertad.

2.3 SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD

Una estructura en reposo no puede desplazarse sin la aplicación de una fuerza externa; existen dos posibles situaciones en las cuales se puede provocar vibración:

- Que se aparte a la estructura de su posición de equilibrio estático mediante la aplicación temporal de una fuerza.
- Que se aplique a la estructura una fuerza que varíe en el tiempo.

Un sistema de un grado de libertad es aquel que al aplicarle una fuerza presenta un solo modo de vibración, el fundamental, es decir, que la masa se desplaza completa de una posición a otra (ver fig. 2.7).

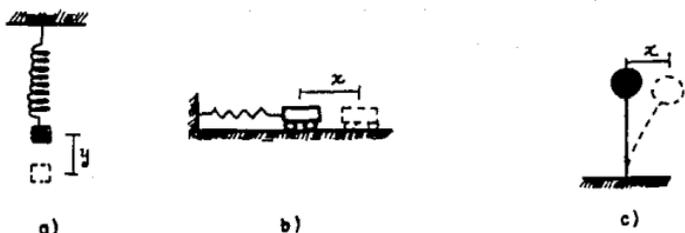


fig. 2.6 Sistemas de un grado de libertad

La estructura más simple que puede considerarse para análisis es un marco idealizado de un solo nivel (ver fig.2.8a), en donde el grado de libertad es el desplazamiento lateral del techo (ver fig. 2.8b).

En esta idealización se supone que la masa esta concentrada en el techo, que el sistema de techo es rígido, y que la deformación axial en las columnas es nula, entonces la resistencia lateral esta dada por elementos como columnas, muros y diagonales, localizados en medio del techo y la base.

De aquí que la estructura puede ser simplificada y representada como se ve en la fig. b o c.

La rigidez total k es la suma de las rigideces de los elementos resistentes del nivel.

En las siguientes secciones se analizará la vibración de sistemas simples en los cuales una vez que son apartados de su posición de equilibrio estático, son dejados para que vibren libremente; en primer lugar se verá el caso cuando no existe ninguna fuerza que se oponga a la oscilación (vibración libre sin amortiguamiento) y en segundo lugar abordaremos la situación en la que estructura aparece, como la intuición nos indica, una fuerza que se oponga al movimiento provocando que la oscilación tarde o temprano termine (vibración libre con amortiguamiento).

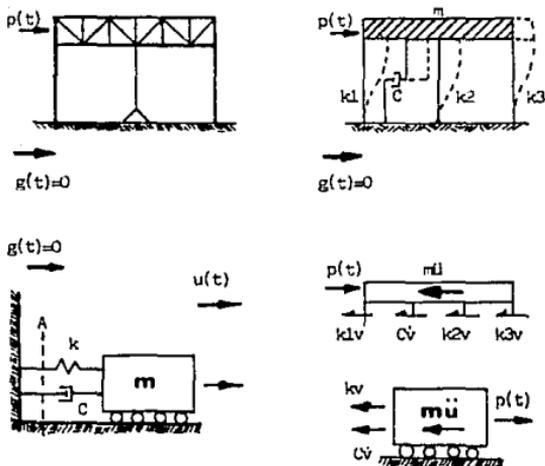


fig. 2.7 Idealización de sistema de un grado de libertad

2.3.1 VIBRACION LIBRE DE UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD SIN AMORTIGUAMIENTO

La vibración libre sin amortiguamiento se da cuando la estructura oscila sin que ninguna fuerza externa obra sobre ella y ninguna fuerza interna trata de detener el movimiento.

Considerando la masa m , para poder ser desplazada es necesario vencer la rigidez k de algún elemento, como podría ser un resorte, una columna, etc. La fuerza restitutiva se opone al cambio de posición será igual al producto de la distancia recorrida por la rigidez, negativa porque es en sentido contrario a la fuerza aplicada para establecer nuevamente el equilibrio (ver fig. 2.9).

$$F_r = -kx$$

$$(2.2)$$

donde:

Fr = fuerza restitutiva
 k = rigidez del elemento
 x = desplazamiento



fig. 2.8 Sistema de un grado de libertad sin amortiguamiento

Tomando en cuenta la segunda ley de Newton, donde $F=ma$ y sustituyendo en la ecuación 2.1 obtenemos lo siguiente:

$$ma = -kx$$

o bien: $ma + kx = 0$ (2.3)

si sabemos que la aceleración es la segunda derivada de la distancia con respecto al tiempo 'x', entonces:

$$m \ddot{x} + kx = 0$$
 (2.4)

Que puede escribirse como sigue:

$$\ddot{x} + w^2 x = 0$$
 (2.5)

donde :

$$w = k/m$$

La ecuación 2.4 es una ecuación diferencial tiene como solución general la siguiente función armónica, es decir, formada por senos y cosenos o bien, por la suma de ambos :

$$x = A \sin wt + B \cos wt$$
 (2.6)

en donde:

x = posición del sistema para cualquier instante t

A y B = constantes arbitraria de integración que dependen de la velocidad inicial y el desplazamiento inicial.

Para el caso en el que se tiene un desplazamiento inicial $x(0)$ sin velocidad ni aceleración, la solución tiene la siguiente forma:

$$x = -x(0) / w \text{ sen } wt + x(0) \text{ cos } wt \quad (2.7) \quad (5)$$

Esta solución en el tiempo esta representada gráficamente en la figura siguiente:

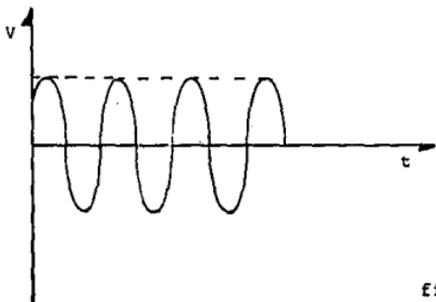


fig. 2.9 Vibración libre de sistemas de 1gdl sin amortiguamiento

Dado que el radical (k/m) es la frecuencia circular w , el periodo fundamental T es:

$$T = 2\pi / w \quad [\text{seg}] \quad (2.8)$$

y la frecuencia natural f es :

$$f = w / 2\pi \quad [\text{rad/seg}] \quad (2.9)$$

Todo esto supone que el sistema vibra por un tiempo indefinido, ya que no tiene amortiguamiento, o una fuerza que le frene.

EJEMPLO 2.1 Calculo del periodo de vibración de un sistema de un grado de libertad sin amortiguamiento.

Construya un modelo idealizado de un sistema de un grado de libertad para la nave industrial mostrada en la figura 2.11, y calcule el periodo de vibración en las dos direcciones principales.

NOTA:

Los contravientos en sentido vertical son de $1''$ de $1''$
Los contravientos horizontales, están en la parte inferior de la armadura

Las columnas son de perfil W 8 X 24.

PLANTA

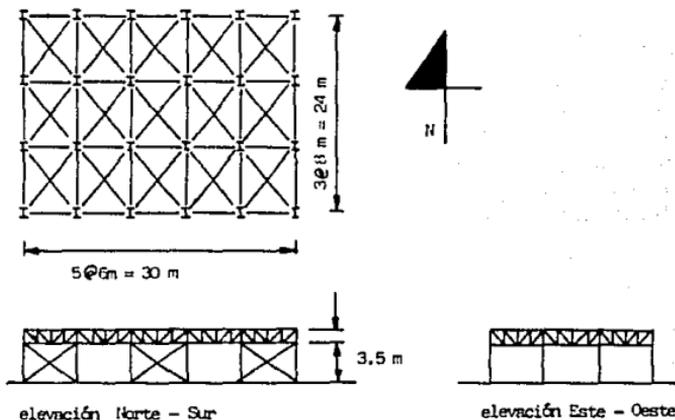


fig. 2.10 Estructura del ejemplo 2.1

SOLUCION:

a. Determinación del peso:

Techo:

estructura del techo	44.0 kg/m
plafond, iluminación	29.0 kg/m
armaduras	13.0 kg/m
contraventeo horizontal	10.0 kg/m
rigidizadores	10.0 kg/m
Columnas (3.5 m.)	2.5 kg/m
Total	108.5 kg/m

Muros:

Marcos, ventanas	19.5 kg/m
Lámina y recubrimiento	29.0 kg/m
Total	48.5 kg/m

Peso total y masa

$$W = (108.5)(30)(24) + (48.5)(3.5)(60 + 48) = 96,453 \text{ kg}$$

$$= 96.45 \text{ Ton.}$$

$$m = W/g = 96,453/981 = 94.32 \text{ kg}$$

b. Determinación de la rigidez:

Dirección Norte-Sur, (marcos de momento):

$$k_i = 12 EI/L^3$$

$$= (12)(2'100,000)(1148.8)/(350)^3 =$$

$$= 675 \text{ kg/cm}$$

$$k = \sum k_i = 24(675) = 16,200 \text{ kg/cm}$$

2.3.2 VIBRACION DE SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD CON AMORTIGUAMIENTO

En la realidad, los elementos a los que se les aplica una fuerza, no vibran indefinidamente ya que existe una fuerza interior llamada amortiguamiento, que se opone a la vibración.

El amortiguamiento en las estructuras se debe a la fricción interna entre las moléculas del material, fricción entre los componentes estructurales y entre estos y sus apoyos, etc. Se considera que este amortiguamiento es del tipo "viscoso", es decir, es similar al de los amortiguadores de un automóvil, que varía linealmente con la velocidad. Entre más rápido se trata de desplazar a la estructura, mayor será la oposición al movimiento, en virtud del amortiguamiento.

De la misma forma que para el caso anterior, considerando que la estructura oscila libremente, es decir, que su base permanece inmóvil y que no hay fuerzas externas (1), la ecuación de movimiento queda de la siguiente forma:

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + k x = 0 \quad (2.10)$$

donde:

m = masa
c = constante de amortiguamiento
k = rigidez

Un valor mínimo de amortiguamiento provoca que el sistema tarde o temprano cese su movimiento (ver fig. 2.13 a).

Si se hace que el valor del amortiguamiento aumente, llegará un momento en que la oscilación no sea posible. Este valor de amortiguamiento es la frontera entre los dos comportamientos que se ilustran en la figura 2.13, y se conoce como Amortiguamiento crítico y depende de los valores relativos de la rigidez y de la masa de la estructura:

$$C_r = C_{\text{crítico}} = 2\sqrt{km} \quad (2.11)$$

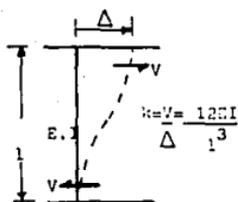
o bien: $C_r = 2 \omega m$

Cuando $c \leq 2\sqrt{km}$, es un caso oscilatorio y el sistema vibra hasta detenerse poco a poco. Si $c = 2\sqrt{km} = C_r$, es un caso de amortiguamiento crítico. Y si $c > 2\sqrt{km}$, es un caso sobreamortiguado y el sistema no vibra.

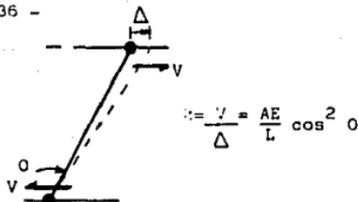
Para un caso oscilatorio la ecuación 2.10 tiene una solución general de la siguiente forma:

$$x = e^{-\gamma t} (A \cos \omega' t + B \sin \omega' t) \quad (2.12)$$

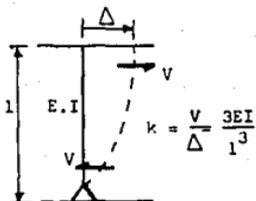
Donde:



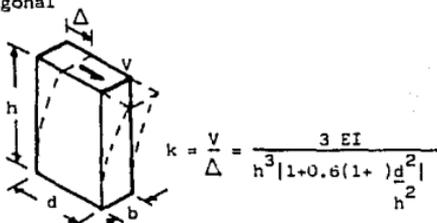
a) Columna doble empotrada



b) Diagonal



c) Columna empotrada en un extremo y simplemente apoyada en el otro



d) Muro cantiliver

fig. 2.11 Rigidez de elementos

Dirección Este-Oeste (marcos contraventeados):

$$k_i = AE/L \cos$$

$$A = \pi d^2 / 4 = 5.06 \text{ cm}^2$$

$$L = \sqrt{(3.5^2 + 6^2)} = 6.95 \text{ m} = 695 \text{ cm}$$

$$= \text{ang. tan } (3.5 / 6) = 30^\circ, \cos 30^\circ = 0.8660$$

$$k_i = (5.06)(2 \cdot 100,000)(0.8660) / 695$$

$$= 11,466 \text{ kg/cm}$$

$$k = 6(11,466) = 68,796 \text{ kg/cm}$$

c. Determinación del periodo

Norte-Sur:

$$w = \sqrt{k/m} = \sqrt{(16,200) / (94.32)} = 13.1 \text{ rad/seg}$$

$$T = 2\pi/w = 2\pi/13.2 = 0.48 \text{ seg}$$

$$f = 1 / T = 2.09 \text{ Hz}$$

Este-Oeste:

$$w = \sqrt{k/m} = \sqrt{(68,796) / (94.32)} = 27.0 \text{ rad/seg}$$

$$T = 2\pi/w = 2\pi/27.0 = 0.23 \text{ seg}$$

$$f = 1 / T = 4.3 \text{ Hz}$$

w' = frecuencia circular amortiguada.

Para el caso en el que se tiene un desplazamiento inicial $x(0)$ sin velocidad ni aceleración, la solución tiene la siguiente forma:

$$x = e^{-\eta w t} \{ [x(0) + x(0) \eta w] (\text{sen } w't)/w' + x(0) \cos w't \} \quad (2.13)$$

Donde:

η = Porcentaje de amortiguamiento crítico
 w' = frecuencia circular amortiguada.

$$\eta = C / C_r = C / 2w_m \quad (2.14)$$

$$w' = w \sqrt{1 - \eta^2} \quad (2.15)$$

Y que se representa gráficamente en la figura 2.13:

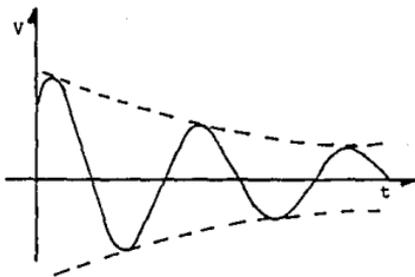


fig. 2.12 Vibración libre de sistemas de 1 gdl con amortiguamiento

El amortiguamiento de las estructuras está expresado como un porcentaje del amortiguamiento crítico, y por mínimo que sea el valor de amortiguamiento va a ocasionar que un oscilador regrese a su estado original de reposo tarde o temprano.

De la frecuencia circular amortiguada se tiene que:

$$T' = 2\pi / w' = 1/f' \quad (2.14)$$

Para la mayoría de las estructuras el amortiguamiento varía desde el 3 % al 10 % del valor del amortiguamiento crítico. Substituyendo un valor superior, por ejemplo del 20 % en la expresión 2.12, la frecuencia circular amortiguada resulta

igual al 98 % de la frecuencia no amortiguada ($\omega' = 0.98 \omega$). Así, como los dos valores de frecuencia circular y frecuencia circular amortiguada son casi iguales, en la mayoría de los casos la frecuencia circular ω es usada en lugar de la frecuencia circular amortiguada ω' (5).

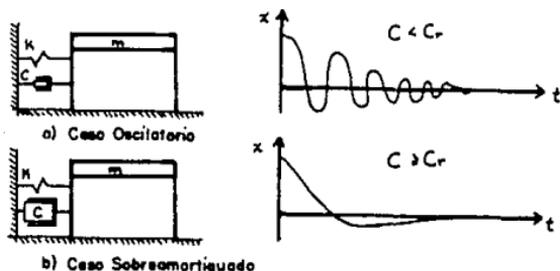


fig. 2.13 Amortiguamiento en estructuras

Uno de los resultados más importantes de la vibración libre es el cálculo de las características de amortiguamiento de una estructura.

Si una estructura entra en movimiento a causa de una fuerza externa que después sea removida, la amplitud del movimiento disminuirá de manera exponencial como se ve en la figura 2.14.

2.3.3 VIBRACION FORZADA DE SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD CON AMORTIGUAMIENTO

En los puntos tratados hasta ahora, únicamente se ha hablado de vibración libre de las estructuras.

Sin embargo, en el caso de estructuras reales, estas comienzan a moverse gracias a las fuerzas externas que actúan sobre ellas, por ejemplo las fuerzas sísmicas, que tienen un comportamiento aleatorio y arbitrario, como se observa en la figura 2.15, donde la fuerza excitadora está en función del tiempo.

Para conocer la respuesta del sistema, en un instante cualquiera, es necesario encontrar una expresión matemática que relacione desplazamiento vs. tiempo, .

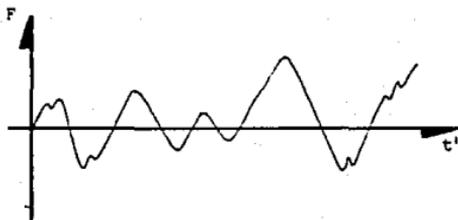


fig 2.14 Excitación aleatoria

En el caso de estructuras bajo una acción que varia arbitrariamente, la ecuación que proporciona los desplazamientos en un determinado tiempo es la siguiente:

$$x(t) = \frac{1}{\sqrt{(1-\eta^2)}} \int P(t')/w \ e^{-\eta w (t-t')} \text{sen } w'(t-t') \ dt' \quad (2.15)$$

El término dentro del signo de integración es conocido como la Integral de Duhamel o Integral de Convulación.

Entonces, el desplazamiento de una estructura en cualquier instante de tiempo, durante y después de la acción de fuerzas sísmicas, puede conocerse aplicando la Integral de Duhamel, ecuación 2.15.

Sin embargo, el uso de esta ecuación presenta un manejo numérico muy largo cuando se pretende conocer la respuesta de la estructura para cada instante t , por lo que se hace imprescindible el uso de la computadora aún para estructuras muy pequeñas.

Existen además otros métodos para conocer la respuesta de una estructura ante acciones aleatorias, y es por medio de espectros de respuesta y de diseño que se definirán en el capítulo siguiente.

2.4 VIBRACION LIBRE DE SISTEMAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD SIN AMORTIGUAMIENTO.

Hasta el momento solo hemos considerado estructuras de un solo nivel que pueden ser idealizadas como sistemas de un grado de libertad.

El análisis de la mayor parte de las estructuras, que su número de niveles es mayor, requiere de una idealización más compleja, ya que es imposible hacer una idealización en términos

de un solo punto de desplazamiento. Estos sistemas requieren de varios puntos independientes para describir el desplazamiento de toda la estructura.

Para simplificar la solución se supone que las masas en las estructuras están concentradas en el centro de masas del nivel respectivo, que la rigidez lateral de la estructura depende de las columnas y los elementos horizontales que las unen, que los pisos no giran, que el suelo es indeformable y que las columnas son flexibles en sentido horizontal pero rígidas en sentido vertical.

Partiendo de esto la estructura es idealizada teniendo un grado de libertad por cada nivel que tenga. (ver fig. 2.16).

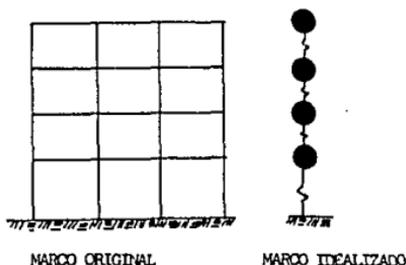


fig. 2.15 sistemas de varios grados de libertad

Como ejemplo se considerarán estructuras con pisos indeformables: sistema de cortante.

Considerando una estructura de dos niveles como la mostrada en la figura 2.17a, idealizada como se observa en las figuras 2.17 b y c, sometida a una vibración, ocasionada por una fuerza externa, esta presentará dos modos de vibración como se muestra en la figura 2.18.

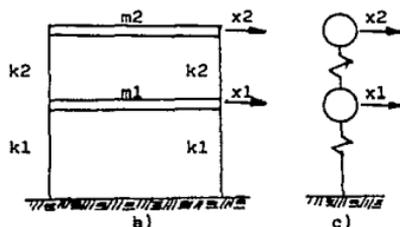


fig. 2.16 Sistema de dos grados de libertad

El primer modo de vibración de la estructura, es el fundamental, donde todas las masas se dirigen hacia la misma dirección, y el segundo modo, se da cuando existe un cambio de signo en el desplazamiento de las masas, es decir, que las masas van en diferentes direcciones cada una con respecto a la otra.

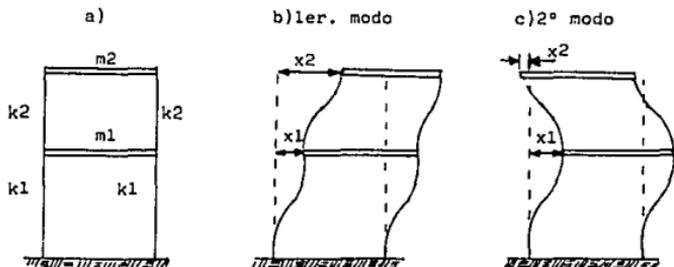


fig. 2.17 Modos de vibración de una estructura de dos grados de libertad

Lo importante entonces, es encontrar los modos de vibración de la estructura, para esto supongamos un sistema como el de la figura 2.19

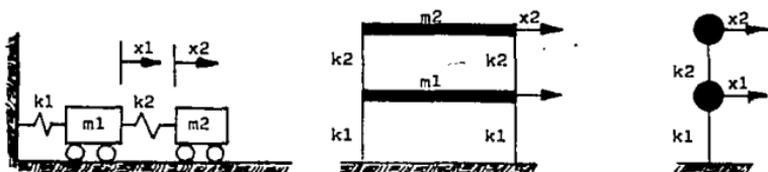


fig 2.18 Sistemas de dos grados de libertad

Al apartar las masas de la figura de su posición inicial de equilibrio, los resortes ejercen fuerzas como se observa en la figura 2.19, y las ecuaciones de equilibrio serán:

$$\begin{aligned} m_1 \ddot{x}_1 + (k_1 + k_2)x_1 - k_2 x_2 &= 0 \\ m_2 \ddot{x}_2 - k_2 x_1 - k_2 x_2 &= 0 \end{aligned} \quad (2.22)$$

que también se puede escribir matricialmente de la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.23)$$

y de manera abreviada:

$$[M] \{X\} + [K] \{X\} = \{0\} \quad (2.24)$$

De la misma forma, para estructuras de sistema de cortante con grados de libertad las matrices de masas y de rigideces se construyen de la siguiente forma, respectivamente (5):

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & \\ & m_2 & & & & \\ & & m_3 & & & \\ & & & \dots & & \\ & & & & \dots & \\ & & & & & m_n \end{bmatrix} \quad (2.25)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 & -k_2 & & & & & & & & & \\ -k_2 & k_1+k_2 & -k_3 & & & & & & & & \\ & -k_3 & k_2+k_3 & -k_4 & & & & & & & \\ & & \dots & \dots & \dots & & & & & & \\ & & & \dots & \dots & \dots & & & & & \\ & & & & \dots & \dots & \dots & & & & \\ & & & & & \dots & \dots & \dots & & & \\ & & & & & & \dots & \dots & -k_n & & \\ & & & & & & & -k_n & k_n & & \end{bmatrix} \quad (2.26)$$

Como los movimientos de un sistema en vibración libre son armónicos simples, el vector de desplazamientos puede ser representado como:

$$\{X\} = \{x\} \sin \omega t \quad (5) \quad (2.27)$$

Derivando dos veces con respecto al tiempo se obtiene:

$$\{\ddot{X}\} = -\omega^2 \{x\} \sin \omega t \quad (2.28)$$

Sustituyendo la ecuación anterior en la ecuación 2.24 se obtiene la siguiente igualdad:

$$([K] - \omega^2 [M])\{x\} = \{0\} \quad (5) \quad (2.29)$$

La solución del sistema de la ecuación anterior parte de saber que es un sistema de ecuaciones de equilibrio homogéneas, que para tener soluciones no triviales, el determinante de la matriz coeficiente debe ser igual a cero (5):

$$\det ([K] - \omega^2 [M]) = 0 \quad (2.30)$$

que es un problema de valores característicos.

Resolviendo el determinante se obtiene un polinomio de segundo grado.

Para un caso general se obtiene un polinomio de grado n , siendo n el grado de libertad de la estructura; si es uno por nivel coincidirá con el número de pisos de la construcción.

El polinomio de frecuencias tiene n raíces posibles que se pueden obtener por medio algún método numérico como Jacobi por ejemplo.

Las raíces del polinomio, $w_1^2, w_2^2, \dots, w_n^2$, representan los n modos de vibración del sistema. Ordenando las raíces de menor a mayor, siendo w_1 la menor ($w_1 < w_2 < w_3 < \dots < w_n$) y sustituyendo cada uno de los valores en la ecuación 2.29, se obtienen los vectores $\{X\}$ respectivos, que representan la configuración de los desplazamiento para cada uno de los modos.

Así, para w_1 se obtiene el vector $\{X\}_1$, que será la configuración del primer modo, para w_2 el vector $\{X\}_2$, configuración del segundo modo, etc.

Entonces, para el caso de un sistema de dos niveles como el que se ha venido analizando, existen dos raíces, w_1^2 y w_2^2 y dos vectores $\{X\}_1$ y $\{X\}_2$, que indican la configuración relativa del sistema.

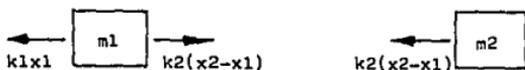


fig 2.19 Diagramas de cuerpo libre para masas de la figura 2.17 b

2.5 COEFICIENTE DE PARTICIPACION

Los desplazamientos obtenidos en el cálculo de los modos de vibración, son proporcionales a los desplazamientos reales de la estructura. Estos se determinan en función de la aceleración del terreno de acuerdo con los llamados coeficientes de participación.

El coeficiente de participación para cada uno de los modos es expresado en función de la masas y los desplazamientos relativos correspondientes a cada una de ellas.

$$C_p = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i x_i^2} \quad (2.31)$$

donde:

m - masa
xi - desplazamiento de cada nivel el modo i.

Así, conociendo el coeficiente de participación, es posible conocer los desplazamientos reales de la estructura por medio de la siguiente ecuación:

$$U_i = a_i / w_i^2 * C_{pi} * x_i \quad (2.32)$$

donde:

U_i - desplazamiento real
a_i - aceleración del terreno
C_{pi} - coeficiente de participación
x_i - desplazamiento proporcional obtenido
w - frecuencia circular en el modo i.

2.6 ACCELERACION MAXIMA PARA CADA PERIODO NATURAL

Según el Reglamento, para determinar la participación de cada modo natural en la forma de vibrar de una estructura, se supone que el terreno tiene una aceleración constante, que depende de las aceleraciones espectrales de diseño.

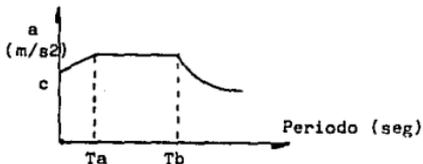


fig. 2.20 Espectro diseño mostrando Ta y Tb y c

La aceleración depende del periodo calculado (ver Capítulo 6, Tema 6.3):

a. si $T_a < T < T_b$ (ver fig. 2.20), entonces $a = c$

b. si $T < T_a$, entonces:
 $a = a_0 + (c - a_0) T/T_a$

donde:

$$a_0 = c/4$$

c. si $T > T_b$, entonces

Los valores de T_a , T_b y c , son fijados por el Reglamento para Construcciones del D.F., según la zona en donde se ubica el edificio.

Ejemplo 2.6.1 ap pp II.27

Calcule las frecuencias circulares, los periodos naturales y las configuraciones de los modos de vibración y desplazamientos reales de la estructura que se muestra en la figura 2.21:

Datos adicionales:

Construcción del grupo B ubicada en zona III

Rigidez de columnas:	nivel 1	k = 2.0	E6	N/m
	nivel 2	k = 5.0	E5	N/m

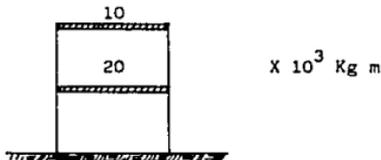


fig. 2.21 Datos del problema

Solución:

a. Matriz de Masas:

$$[M] = \begin{bmatrix} 20 & 0 \\ 0 & 10 \end{bmatrix} \quad X 10^3 \text{ kgm}$$

b. Matriz de Rigideces:

$$[K] = \begin{bmatrix} 500 & -100 \\ -100 & 100 \end{bmatrix} \quad X 10^3 \text{ N/m}$$

c. Ecuación de frecuencias
sustituyendo en ecuación 2.29

$$\begin{bmatrix} 500 & -100 \\ -100 & 100 \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} 20 & 0 \\ 0 & 10 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{bmatrix} = \{0\} \quad (2.32)$$

para que la ecuación tenga solución no trivial es necesario que:

$$\det \left(\begin{bmatrix} 500 & -100 \\ -100 & 100 \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} 20 & 0 \\ 0 & 10 \end{bmatrix} \right) = 0 \quad (2.33)$$

o bien

$$\det \begin{bmatrix} 500 - 20w^2 & -100 \\ -100 & 100 - 10w^2 \end{bmatrix} = 0 \quad (2.34)$$

Desarrollando el determinante y simplificando se llega a la ecuación de frecuencias (polinomio característico).

$$200 (w^2)^2 - 7,000 w^2 + 40,000 = 0 \quad (2.35)$$

simplificando:

$$(w^2)^2 - 35 w^2 + 200 = 0$$

por medio de la fórmula general para ecuaciones de segundo grado se obtienen sus raíces, que son:

$$w1^2 = 7.2 \quad w2^2 = 27.8$$

de donde, $w1 = 2.68$ rad/seg y $w2 = 5.27$ rad/seg.

Nótese que el número de cada frecuencia se escogió tomando en cuenta que el primer modo corresponde a la frecuencia más baja.

Sustituyendo en la ecuación del periodo $T = 2\pi/w$:

$$T1 = 2.34 \text{ seg} \quad T2 = 1.19 \text{ seg}$$

d. Configuraciones modales:

Sustituyendo los valores de w en la ecuación 3.34 se obtiene para $w1$:

$$\begin{bmatrix} 356 & -100 \\ -100 & 28 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x1 \\ x2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Una solución general podría considerar $x-t$, donde t es un parámetro cualquiera; sin embargo, como cualquier configuración relativa es suficiente, se considerará $x1 = 1.0$:

$$\{X\} = \begin{bmatrix} 1.0 \\ 3.56 \end{bmatrix}$$

y para $w2$:

$$\begin{bmatrix} -56 & -100 \\ -100 & 178 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x1 \\ x2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\{X\} = \begin{bmatrix} 1.0 \\ -0.56 \end{bmatrix}$$

e. Resumen:

Primer modo:

$$\begin{aligned} \omega_1 &= 2.68 \text{ rad/seg} & f_1 &= 0.43 \text{ ciclos/seg} \\ T_1 &= 2.34 \text{ seg} & (X) &= \begin{matrix} 1.0 \\ 3.56 \end{matrix} \end{aligned}$$

Segundo modo:

$$\begin{aligned} \omega_2 &= 5.27 \text{ rad/seg} & f_1 &= 0.84 \text{ ciclos/seg} \\ T_1 &= 1.19 \text{ seg} & (X) &= \begin{matrix} 1.0 \\ -0.56 \end{matrix} \end{aligned}$$

f. Coeficientes de participación:

Primer modo:

Nivel	Masa	x	m*x	x ²	m*x ²
1	20	1.00	20	1.00	20
2	10	3.56	35.6	12.67	126.7
			Σ 55.6		Σ 146.7

$$C_p = 1 / 2.68 \quad (55.6 / 146.7) = 0.14$$

Segundo modo:

Nivel	Masa	x	m*x	x ²	m*x ²
1	20	1.00	20	1.00	20
2	10	-0.56	-5.6	0.31	3.1
			Σ 14.4		Σ 23.1

$$C_p = 1 / 5.27 \quad (14.4 / 23.1) = 0.11$$

g. Desplazamientos máximos esperados :

Para la obtención de los desplazamientos es necesario recurrir a las N.T.C. (Ver tema 6.3), donde para la Zona III:

$$\begin{aligned} T_a &= 0.6 & T_b &= 3.9 & r &= 1 \\ Y \text{ para estructuras del grupo B:} & & c &= 0.40 \end{aligned}$$

Primer modo:

$$T = 2.34 \quad T_a < T < T_b \text{ entonces}$$

$$a = 0.1 + (0.4 - 0.1) 2.34/0.6 = 1.27$$

$$A = a * g = 1.27 * 9.81 = 12.45 \text{ cm/seg}^2$$

$$U_1 = 12.45 * 0.16 * 1.0 = 1.99 \text{ cm.}$$

$$U_2 = 12.45 * 0.16 * 3.56 = 7.08 \text{ cm.}$$

E S P E C T R O G R A F I A S I S M I C A

3.1 A S P E C T O S G E N E R A L E S

Como se vió en el capítulo anterior, los movimientos del terreno provocados por un sismo son registrados alrededor del mundo por medio de acelerógrafos. Las gráficas que estos aparatos producen, los acelerogramas, después de haber sido corregidas y ajustadas por posibles errores, son integradas para obtener gráficas de velocidad y desplazamiento del suelo (5).

A pesar de la gran cantidad de información que contiene un registro de aceleraciones del terreno, resulta difícil de aplicar para fines de ingeniería. Sin embargo, con base en el acelerograma de un sismo determinado, se puede tener un espectro de Fourier que proporciona información sobre el movimiento del terreno, así como un espectro de respuesta o bien uno de diseño que contienen información sobre el comportamiento estructural.

3.2 F A C T O R E S Q U E D E T E R M I N A N L A R E S P U E S T A E S T R U C T U R A L

La respuesta de las estructuras ante un sismo determinado varía según determinados factores que pueden ser diferentes para cada una de ellas.

Los principales factores que determinan los efectos de un sismo sobre una estructura son:

- a.- Las características de la estructura
- b.- Las características de las ondas que llegan al sitio donde esta la estructura.
- c.- El tipo de suelo en la zona de la estructura.

Las características de las estructuras que determinan su comportamiento, tienen que ver principalmente con la regularidad de la misma, como se ve en capítulos posteriores.

Las características del movimiento del suelo que son importantes para aplicaciones de ingeniería sísmica son:

- 1.- Desplazamientos máximos del terreno.
- 2.- Duración del movimiento intenso.
- 3.- Período de la excitación que es el tiempo que el suelo tarda en completar un ciclo, la frecuencia es el número de ciclos por segundo.

Cada uno de estos parámetros influye en la respuesta de la estructura de diferente forma. Los desplazamientos máximos, determinan la amplitud de la vibración de la estructura. La duración del movimiento determina la severidad de la sacudida de la estructura. Un sismo con una aceleración moderada y una duración larga puede causar más daños que un sismo con fuerte aceleración y poca duración. La frecuencia afecta en mayor grado mientras más se acerque a la frecuencia de la estructura (Ver el fenómeno de resonancia sección 2.1).

Los factores más importantes que influyen en el movimiento del terreno son: la magnitud del sismo, la distancia del epicentro, características geológicas de la zona y tipo de sismo como se explica en el capítulo 1.

Algunos de los efectos ocasionados en las estructuras por los factores antes mencionados como son la amplitud del movimiento, duración del movimiento intenso, la frecuencia y las características del suelo pueden ser mejor representados por medio del Espectro de respuesta (5).

3.3 E S P E C T R O D E F O U R I E R

Con base a los acelerogramas y por medio de la integración, es posible conocer directamente las velocidades y los desplazamientos del terreno.

El espectro de fourier es una gráfica que describe la manera en que el suelo responde a diferentes frecuencias (Ver fig. 3.1).

3.4 E S P E C T R O D E R E S P U E S T A

El espectro de respuesta de un sismo en un cierto lugar, es una gráfica que describe las máximas respuesta de un sistema de un grado de libertad (como se vió en el capítulo 2), para diferentes periodos.

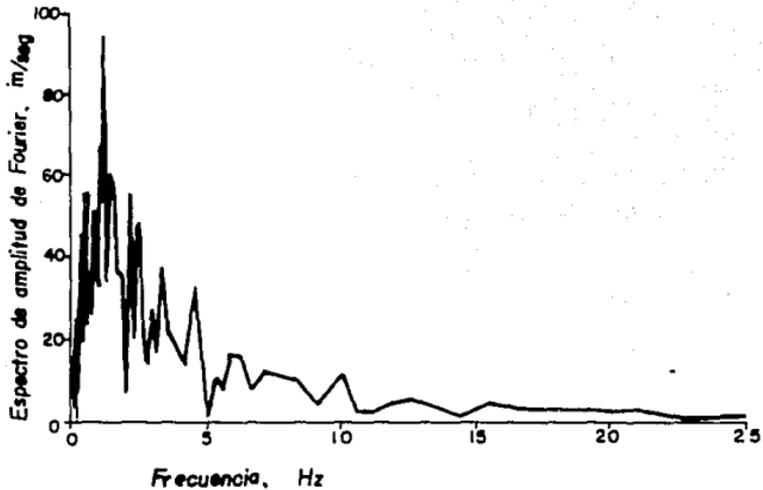


fig. 3.1 Espectro de Fourier
Temblor de Taft, 1952, S69E

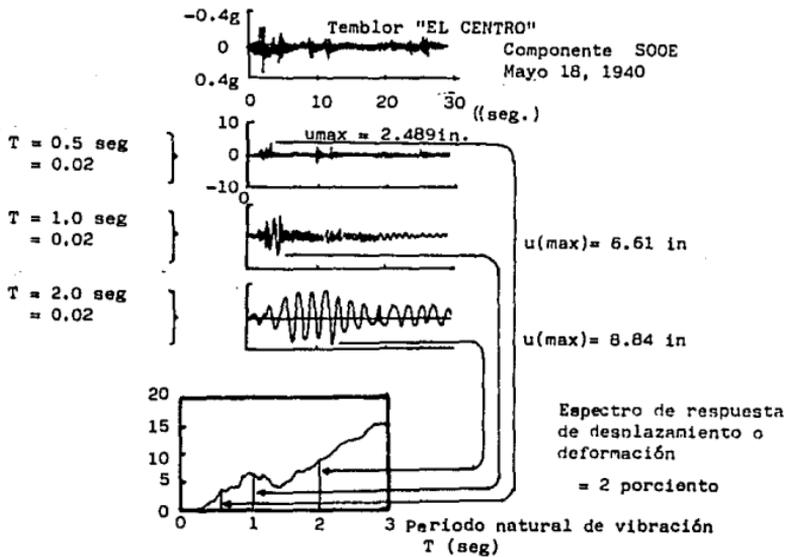


fig. 3.2 Cálculo de espectro de respuesta de desplazamiento.

Los acelerogramas son la base para la elaboración de los espectros de respuesta, a pesar de que la información que contienen, aceleración, no es aplicable directamente para fines de ingeniería sísmica, por medio de la integración se obtienen los desplazamientos, de los cuales se elige solo el máximo (5) (Ver fig. 3.2).

Los valores máximos de desplazamiento para periodos determinados, se grafican para obtener el espectro de respuesta.

Así por ejemplo se puede observar en la figura 3.3 que para el sismo de El Centro tal como se registró su componente Sur, un sistema con un periodo fundamental de 1 seg. sin amortiguamiento tendría una velocidad de 0.8 g.

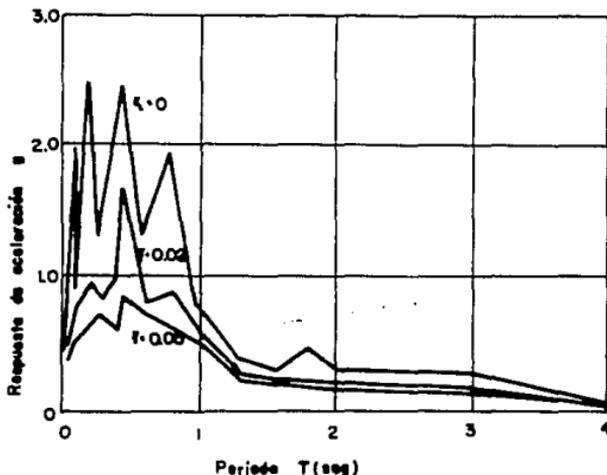


fig. 3.3 Espectro de Respuesta Elástica de aceleración. Componente Sur. El Centro, 1940.

Teniendo los valores del espectro de respuesta para los desplazamientos máximos es posible conocer por medio de una aproximación los espectros de velocidad y aceleración, llamados espectros de pseudovelocidad (Pv) y pseudoaceleración (Pa) (5).

Es conveniente que el espectro de respuesta este graficado en papel tetralogarítmico para que en determinada frecuencia o periodo se puedan leer los valores de desplazamiento máximo relativo, pseudo velocidad (Pv) y pseudo aceleración (Pa), simultáneamente.

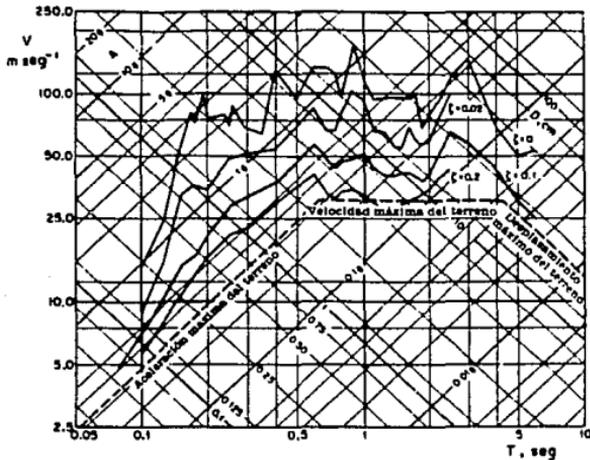


fig 3.4 Espectros de respuesta para sistemas elásticos Mayo, 1940 temblor de El Centro componente NS.

En la figura 3.4 se pueden apreciar de manera simultánea, para el sismo de El Centro componente NS, cuales son el desplazamiento, la velocidad y la aceleración máximas para sistemas de un grado de libertad con diferentes grados de amortiguamiento. Por ejemplo, para una fracción de amortiguamiento crítico del 10 %, un sistema que tenga un período de 1 seg las respuestas máximas son:

- S - X max = 5 cm
- Pv - V max = 50 cm/seg
- Pa - A max = .5 g

3.5 ESPECTRO DE DISEÑO

Los espectros de respuesta presentan demasiadas irregularidades como para poder ser empleados para diseño estructural, es por ello que habiendo trazado un gran número de estos, cada uno de un determinado sismo, se procede a dibujar una envolvente a las curvas medias de los mismos, esta envolvente recibe el nombre de Espectro de Diseño (1), que también representa la amplificación del movimiento del terreno para varios periodos o frecuencias de una estructura.

Debido a que las características detalladas de los sismos futuros son desconocidas, la mayoría de los espectros de diseño son hechos con el promedio de varios espectros de respuesta de sismos con características similares. Para la aplicación práctica

los espectros de diseño se representan como curvas suaves, o a base de líneas rectas (5).

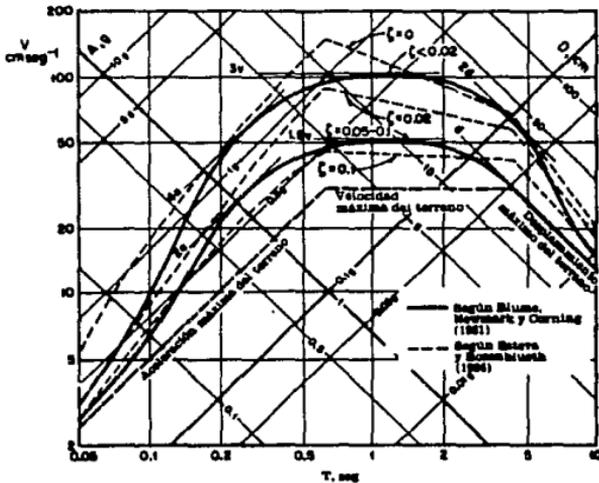


fig. 3.5 Espectros diseño

El espectro de diseño facilita la obtención de la aceleración y la fuerza sísmica correspondientes a una estructura con un determinado periodo o frecuencia, ya que conocida la aceleración se puede calcular la fuerza por medio de la segunda ley de Newton, $F = m a$.

3.6 INFLUENCIA DE LA GEOLOGIA EN LOS ESPECTROS DE RESPUESTA Y DE DISEÑO.

Las características geológicas de una zona determinan el comportamiento la superficie del suelo para un movimiento dado en el subsuelo, modificando la intensidad y la frecuencia del movimiento. En general para suelos duros como la roca la aceleración y la velocidad aumentan notablemente para periodos de ondas cortos por ejemplo hasta de 0.5 seg., mientras, en terrenos blandos se amplifica la aceleración y la velocidad para periodos de ondas largos, entre 0.5 y 1.5 segundos por ejemplo (5) (ver fig. 3.6)

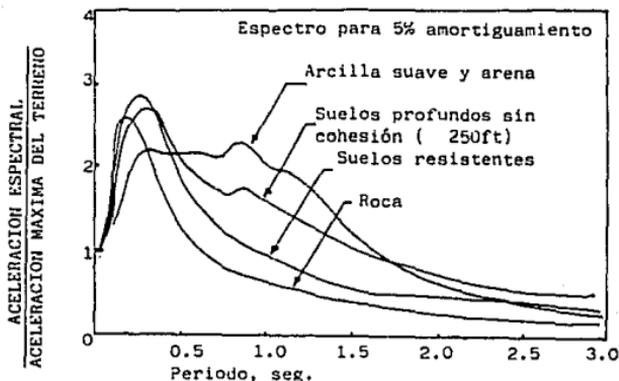


fig. 3.6 Espectros de aceleración promedio de diseño para diferentes tipos de suelo

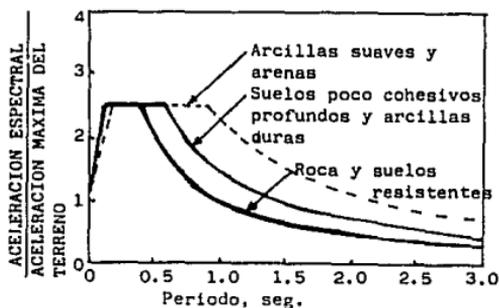


fig. 3.7 Espectro de diseño normalizado para diferentes tipos de suelo

3.7 INFLUENCIA DE LA MAGNITUD Y LA DURACION DEL SISMO EN LOS ESPECTROS DE RESPUESTA Y DISEÑO.

La magnitud de los sismos afecta en un cierto grado a los espectros ya que para magnitudes grandes, por ejemplo de 6 a 7, se ha observado que la aceleración muestra una amplificación mayor que para sismos con magnitudes inferiores, de 5 a 6 (5). (Ver fig. 3.8).

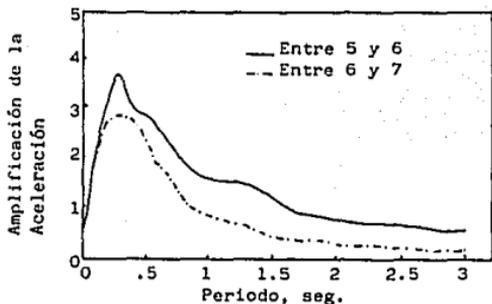


fig. 3.8 Efecto de la magnitud del sismo en espectros de diseño

La influencia de la duración del movimiento severo ha sido recientemente estudiada, y se ha descubierto que mientras mayor sea la duración del movimiento, la aceleración sufre una mayor amplificación y viceversa (5) (ver fig. 3.9).

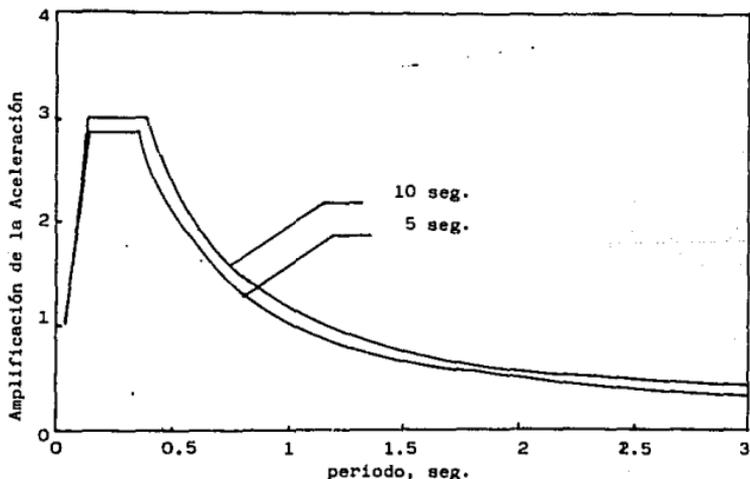


fig. 3.9 Influencia de la duración del movimiento fuerte en espectros de diseño

3.8 USO DE ESPECTROS DE RESPUESTA.

El uso de Espectros de respuesta puede facilitar el problema de tener que considerar desplazamientos y fuerzas a cada instante, durante un sismo, ya que para la mayoría de los casos solo las respuestas máximas del sistema son necesarias.

El máximo valor de desplazamiento se definirá entonces, como desplazamiento espectral, S_d (5).

S_d se podría expresar como una suma de funciones armónicas que al derivarse resulta una suma de funciones armónicas multiplicadas por la frecuencia w .

Si por ejemplo S_d consistiera tan solo en una función simple como la siguiente:

$$S_{d\max} = [\text{sen } wt] \quad (\text{v. abs}) \quad (3.1)$$

derivando la ecuación de desplazamiento una vez se obtiene la velocidad, tomando el valor absoluto para hacerla máxima se obtiene:

$$V_{m\max} = S_d' = w \cos wt \quad (3.2)$$

Entonces la máxima velocidad de respuesta puede obtenerse al multiplicar el desplazamiento espectral por la frecuencia circular w . A este parámetro se le conoce como pseudovelocidad, y se expresa de la siguiente forma:

$$P_{sv} = w S_d \quad (3.3)$$

De forma similar derivando por segunda vez la ecuación de desplazamiento máximo se obtiene la aceleración, entonces se pueda obtener la máxima aceleración, multiplicando el desplazamiento espectral por la frecuencia circular al cuadrado. Este producto se define como pseudo aceleración y se expresa de la siguiente forma:

$$P_{sa} = w^2 S_d \quad (3.4)$$

Entonces conociendo el desplazamiento máximo se pueden conocer directamente los valores de Fuerza cortante máxima en la base y Momento de Volteo máximo en un sistema de un grado de libertad con las siguientes ecuaciones :

$$V_{\max} = m \cdot P_{sa} = m w^2 S_d \quad (3.5)$$

$$M_{\max} = h m \cdot P_{sa} = h m w^2 S_d \quad (3.6)$$

donde:

m = masa de la estructura
 h = altura de la estructura

Los valores de Desplazamiento espectral, Pseudo velocidad y pseudo aceleración para un periodo determinado se pueden obtener directamente de un espectro de respuesta como el que se muestra en la figura 3.10 para poder ser aplicados en las ecuaciones 3.5 y 3.6.

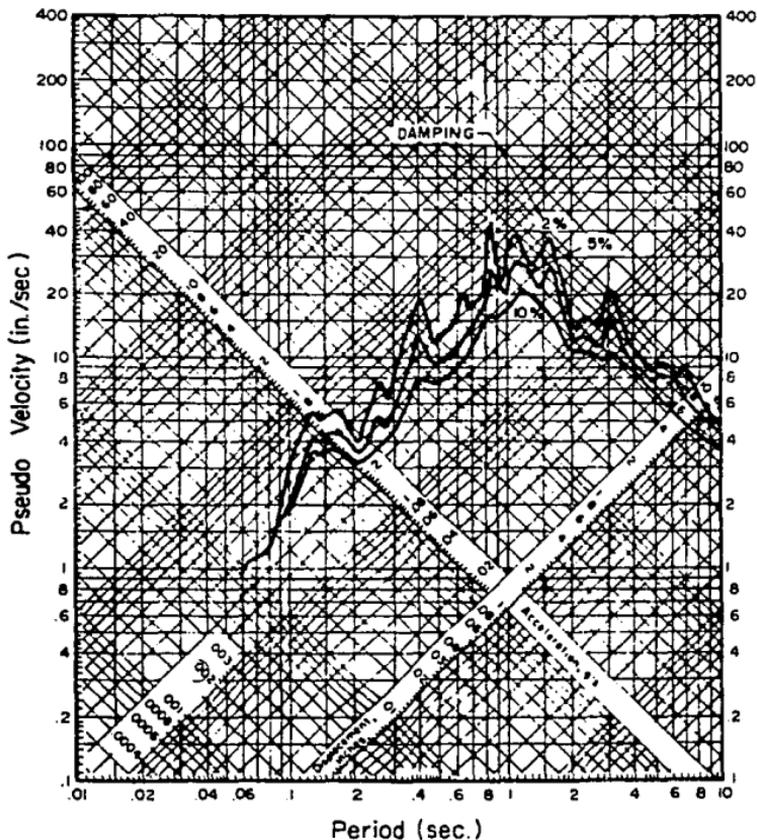


fig. 3.10 Espectro de respuesta

3.9 USO DE ESPECTROS DE DISEÑO

El uso de espectros de respuesta para un solo sismo, es aconsejable para el análisis, sin embargo no es recomendable para diseño. Por la gran cantidad de irregularidades que presentan, las estructuras de un periodo parecido, o muy cercano pueden caer en una crestas o en un valle, ocasionando que sean sobrediseñadas o deficientes, respectivamente.

El espectro de diseño para un determinado lugar, considera los posibles sismos, cercanos y lejanos, que puedan afectar a la zona, es por eso que es más conveniente usarlos para obtener los desplazamientos y pseudo velocidad y aceleración, y hacer uso de las formulas para el calculo de esfuerzos.

Tabla 3.1

Valores relativos de los factores de amplificación espectrales

Porcentaje de amortiguamiento crítico	Factor de amplificación para		
	Desplazamiento	Velocidad	Aceleración
0	2.5	4.0	6.4
0.5	2.2	3.6	5.8
1	2.0	3.2	5.2
2	1.8	2.8	4.3
5	1.4	1.9	2.6
10	1.1	1.3	1.5
20	1.0	1.1	1.2

Para suelos consistentes, Newmark y Hall han propuesto un método para construir un espectro de diseño partiendo de la máxima aceleración del terreno (5) (Ver apéndice A).

ALGUNOS COMENTARIOS A L
R E G L A M E N T O D E C O N S T R U C C I O N E S
P A R A E L D . F . / 1 9 8 7

4.1 I N T R O D U C C I O N

Análisis Sísmico es la determinación de los elementos mecánicos (fuerzas axiales y cortantes, momentos flexionantes y torsionantes) que actúan sobre cada miembro de una estructura así como de las deformaciones de la misma, cuando esta sometida a acciones sísmicas. Para ello en el caso del Distrito Federal es importante hacer algunas consideraciones tomando en cuenta el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1987 (R.D.F./87), así como, las Normas Técnicas Complementarias (N.T.C.) para diseño por sismo, mencionando y abreviándolos.

Los requisitos que deben cumplir el proyecto, la ejecución y el mantenimiento de los edificios, para lograr un nivel de seguridad adecuado contra fallas estructurales, así como para un comportamiento estructural aceptable en condiciones normales de operación se encuentran contenidos en el Título Sexto, "Seguridad Estructural de las Construcciones", del Reglamento en cuestión. Del cuál se mencionaran de manera breve y sintetizada algunos de los aspectos principales.

4.2 Z O N I F I C A C I O N D E L D I S T R I T O
F E D E R A L

El Distrito Federal por sus características de suelo esta dividido en tres zonas (ART. 219), que repercuten directamente en el comportamiento de los edificios, y son:

ZONA I. Lomas, formadas por rocas o suelos firmes.

ZONA II. Transición, constituida por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre.

ZONA III. Lacustre, compuesta por depósitos de arcilla muy compresible, separadas por capas arenosas con contenido de limo o arcilla.

La zona se determina por medio de una exploración, para edificios importantes. Si la edificación es pequeña o medianas puede hacerse por medio del mapa de zonificación (ver fig.4.1)Y en caso de quede ubicado a menos de 200 m. de la frontera entre dos zonas, se considerará la zona más desfavorable.

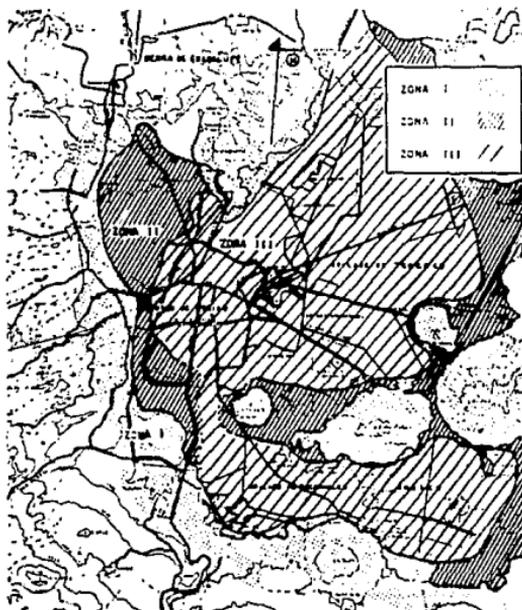


fig. 4.1 Mapa de zonificación D.F.

4.3 CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS

Las estructuras se clasifican en el reglamento (ART. 174) según el número de personas y los valores que alojen, en:

GRUPO A

Son aquellas estructuras cuya falla podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales, o que constituyan un peligro por alojar sustancias tóxicas, así como edificios cuyo funcionamiento es esencial en caso de emergencia, como hospitales, escuelas, salas de reuniones de más de 200 personas.

GRUPO B

Que son construcciones comunes, y a su vez se subdividen en:

Subgrupo B1.

Para zonas I y II: Construcciones de más de 30 m de altura o más de 6000 m³ construidos.

Para zona III: Construcciones de más de 15 m de altura o más de 3000 m³ construidos.

Subgrupo B2.- Todas las demás de este grupo.

4.4 CLASIFICACION DE LAS ACCIONES

Para resistir las acciones que afectan a las estructuras, en especial aquellas provocadas por los sismos, el proyecto arquitectónico deberá permitir una estructuración eficiente y regular, según las N.T.C., de no ser así deberán ser diseñadas para condiciones más severas (Ver ART. 187, Capítulo III).

Las acciones que actúan en las estructuras se clasifican según su duración sobre la estructura con su intensidad máxima, de la siguiente manera, según el ART. 186 del reglamento

ACCIONES PERMANENTES

Son aquellas que actúan continuamente sobre la estructura y su intensidad varía poco con el tiempo, y son por ejemplo: carga muerta, empuje del suelo, preesfuerzo, movimientos diferenciales en los apoyos. Dentro de las acciones permanentes las que tienen mayor importancia son las Cargas muertas, que son los pesos de todos los elementos constructivos, acabados y objetos que ocupen un lugar permanente, así como, un peso que no cambia (ART. 197).

ACCIONES VARIABLES

Son aquellas cuya intensidad varía con el tiempo, por ejemplo: carga viva, temperatura. Para las acciones variables la que cuenta con mayor importancia es la carga viva.

Se llaman cargas vivas a las fuerzas que se producen por la ocupación y uso de las construcciones y que no son permanentes (ART. 198).

ACCIONES ACCIDENTALES

Son de origen externo, no se deben al funcionamiento de la estructura, sin embargo deben considerarse ya que pueden tener una intensidad considerable en un breve lapso de tiempo, como son: Sismo, Viento, Explosiones, Incendios, Lluvia Excesiva, etc.

4.5 SEPARACION ENTRE LINDEROS Y JUNTAS CONSTRUCTIVAS (ART. 177 Y 211)

Para evitar que las construcciones en un movimiento brusco choquen entre sí es necesario que conserven una separación mínima entre sí, por lo que deben separarse de sus linderos con los predios vecinos de acuerdo a lo siguiente:

$$\text{sep} = \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \text{desp} + \text{coef H} \end{cases} \quad \text{rige el mayor}$$

donde:

sep - separación de linderos.

desp - desplazamiento ocasionado por las fuerzas sísmicas reducidas (- Q') y multiplicadas por el factor de comportamiento sísmico (Q).

coef - 0.001 para zona I
0.003 " " II
0.006 " " III.

H - altura del edificio desde el nivel del terreno.

Se considera el valor mayor para la separación.

Si se emplea el método simplificado de análisis sísmico, la separación será:

$$\text{sep} = \begin{cases} 5 \text{ cm} \\ \text{desp} + \text{coef H} \end{cases} \quad \text{rige el mayor}$$

donde:

coef - 0.007 para zona I
0.009 " " II
0.012 " " III.

Al tratarse de dos cuerpos de un mismo edificio o de edificios adyacentes la separación mínima será cuando menos igual a la suma de la separación de linderos que le corresponda a cada uno.

Es muy importante que las separaciones en colindancias y juntas constructivas se indiquen claramente en planos arquitectónicos y estructurales, para evitar posibles confusiones y futuros accidentes.

Los espacios deben quedar libres de obstrucción, si se usan tapajuntas, estas deberán permitir desplazamientos entre los cuerpos, para evitar que funcionen como una sola pieza que no fue diseñada de esa forma

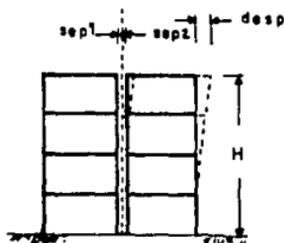


fig.4.2 Separación entre linderos

4.6 ACABADOS Y RECUBRIMIENTOS

Los acabados y recubrimientos (ART. 178) que al desprenderse puedan causar daños a ocupantes de edificios o transeuntes, así como, todos los elementos no estructurales que puedan restringir desplazamientos o que tengan peso considerable (ART. 179) deben ser fijados según el Director Responsable de Obra y Corresponsable de Seguridad Estructural apruebe.

4.7 ESTADOS LIMITE

Para el correcto diseño y funcionamiento de las estructuras es necesario que se observen los estados limite que a continuación se definen.

ESTADO LIMITE DE FALLA (ART 183): Es el agotamiento de la capacidad de carga de algún elemento estructural, o daños irreversibles que afecten la resistencia de manera importante, por ejemplo, la resistencia máxima a compresión del concreto, o bien a cortante.

ESTADO LIMITE DE SERVICIO (ART 184): Son deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afectan al buen funcionamiento de una construcción, pero que no influyen en la capacidad de carga de la misma, por ejemplo pandeo en losas, vibraciones muy fuertes, etc. Y los más importantes que se deben considerar son:

1. Deflexión vertical

La Flecha Vertical máxima permitida incluyendo efectos a largo plazo es:

$$\text{flecha} = \text{claro}/240 + 0.5 \text{ cm}$$

Si se tienen elementos no estructurales que no soporten deformaciones apreciables (por ej. vidrios) la flecha máxima será:

$$\text{flecha} = \text{claro}/480 + 0.3 \text{ cm}$$

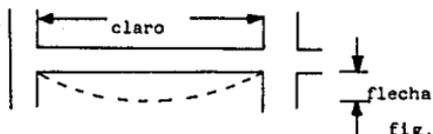


fig. 4.3 flecha vertical

2. Deflexión Horizontal

El máximo valor permitido para la deflexión horizontal es de:

$$\text{deflexión} = \text{altura entrepiso}/250$$

y en caso de tener elementos no estructurales vulnerables:

$$\text{deflexión} = \text{altura entrepiso} / 500$$

4.8 COMBINACIONES DE CARGAS PARA EL DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS

Para el correcto diseño de las estructuras, la estructura, así como, cada una de sus partes deben cumplir con lo siguiente:

- a.- Ante combinación de acciones más desfavorables no debe sobrepasar su estado límite de falla.
- b.- En condiciones normales de operación, no debe rebasar su estado límite de servicio, es decir, que no debe llegar más allá de las deformaciones máximas permitidas, ni vibrar demasiado.

Para el diseño de toda estructura debe tomarse en cuenta los efectos de cargas muertas, vivas considerando además sismo y de ser necesario viento (ART. 185).

Se debe verificar la seguridad estructural para las siguientes combinaciones de efectos (Art. 188):

1. Acciones permanentes + acciones variables (aquella que represente la mayor intensidad instantánea).
2. Acciones permanentes + acciones variables (todas) + acciones accidentales (una por cada combinación).

Y revisar que la combinación de cargas multiplicado por su factor de carga no sobrepase el estado límite de falla; y que la combinación de cargas, a su vez, no sobrepasen el estado límite de servicio.

4.9 FACTORES DE CARGA (ART. 194).

I. Para la combinación 1. de cargas, anteriormente mencionada, los factores de carga, F_c , son los siguientes:

$F_c = 1.4$ para estructuras del grupo B.
 $F_c = 1.5$ " " " grupo A.

II. Para la combinación 2. de cargas:

$F_c = 1.1$

III. Para fuerzas que ayuden a la resistencia o estabilidad de la estructura:

$F_c = 0.9$

IV. Para la revisión de estados límite de servicio:

$F_c = 1.0$

4.10 DISEÑO POR SISMO

En el capítulo VI del Reglamento se establecen las bases y requisitos generales mínimos de diseño para que las estructuras tengan seguridad adecuada ante efectos de sismos.

Para el análisis de las estructuras se debe considerar la acción de dos componentes horizontales ortogonales, no simultáneas.

Se deberá tomar en cuenta la rigidez de todo elemento estructural o no que sea significativa, para el análisis, calculando fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos laterales de la estructura, considerando a excepción del método simplificado de análisis, efectos por torsión y teniendo en cuenta efectos de flexión de sus elementos, y cuando sean significativos, los de fuerza cortante, fuerza axial y torsión de elementos, así como, efectos de segundo orden.

Se conocen como efectos de segundo orden a las fuerzas gravitacionales actuando en la estructura deformada ante acción de fuerzas verticales y horizontales.

Es importante verificar que la estructura y su cimentación no alcancen ningún estado límite de falla o de servicio a que se refiere el Reglamento.

En el diseño de elementos que contribuyan en más de 35 % a la capacidad total en fuerza cortante, momento torsionante o de volteo de un entrepiso cualquiera, se deberán considerar factores de resistencia menores en un 20 % a los que corresponderían.

Para muros que contribuyen a resistir fuerzas laterales se debe tener cuidado de que queden bien ligados a los marcos estructurales o a castillos o dadas en todo el perímetro, y su rigidez se debe tomar en cuenta en el análisis verificando adecuadamente su resistencia de acuerdo a las normas correspondientes.

Si los muros no ayudan a resistir fuerzas laterales, se deben sujetar a la estructura de manera que no restrinjan la deformación de la misma. Es recomendable que los muros de este tipo sean de materiales muy flexibles o débiles.

Se llama coeficiente sísmico al cociente de la cociente de la fuerza horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto del sismo, entre el peso de la estructura sobre dicho nivel (Ver tabla 6.1) (ART. 206).

La diferencia entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos no debe ser mayor que 0.006 veces la diferencia de elevaciones. Si los elementos que no puedan soportar grandes deformaciones, como muros de mampostería, están desligados de la estructura principal y no sufren daños, el límite puede ser de 0.012 (ART. 209).

ESTRUCTURACION SISMORRESISTENTE

5.1 INTRODUCCION

La resistencia sísmica de una estructura esta dada por medio del análisis estructural, sin embargo las características arquitectónicas juegan un papel muy importante en el comportamiento sísmico de la estructura.

Son varios los aspectos arquitectónicos a considerar para el correcto funcionamiento de la estructura, referentes al tamaño, proporciones, forma y distribución de elementos estructurales y no estructurales, en el proyecto; además de sus características como son periodo natural de vibración, amortiguamiento viscoso, resistencia, rigidez y ductilidad.

El diseño sismorresistente tiene como finalidad el proyectar estructuras óptimas, que soporten los efectos de los sismos con las menores consecuencias y al precio más bajo. De aquí que se desprenden los siguientes objetivos:

- 1.- Que los edificios no se dañen ante sismos frecuentes de baja intensidad.
- 2.- Que los edificios presenten daños estructurales mínimos y pocos daños no estructurales ante sismos de intensidad moderada.
- 3.- Que en sismos de intensidad excepcional las edificaciones no sufran colapso aunque presenten daños estructurales.
- 4.- Que las deformaciones en sismos moderados no incomoden o causen sensación de inseguridad a sus ocupantes y en sismos severos no causen pánico incontrolable.

5.2 CARACTERISTICAS DESEABLES EN LAS ESTRUCTURAS

Para que una estructura presente un comportamiento sísmico adecuado los ingenieros deben cuidar la configuración teniendo en cuenta las siguientes características deseables:

- I. Poco peso.

- II. Sencillez, simetría y regularidad, tanto en planta como en elevación.
- III. Rigidez considerando las propiedades del suelo.
- IV. Uniformidad en la distribución de resistencia.
- V. Hiperestaticidad y líneas escalonadas de defensa.

5.3 CONFIGURACION ARQUITECTONICA Y SUS EFECTOS.

La configuración de una edificación a la larga determina la forma en que esta responderá ante los efectos sísmicos, como se distribuyen las fuerzas sísmicas en el edificio, y en la intensidad relativa de esas fuerzas.

Para un movimiento sísmico, lo que más influye en la respuesta es la masa del edificio, y es la distribución de las masas dentro del mismo lo que indica la forma en que se distribuirán las fuerzas de inercia.

Es por eso que las estructuras deber tener cierta regularidad en cuanto a la distribución de sus masas o elementos (ver fig. 5.1) para evitar fuerzas adicionales provocadas por la concentración de masas * (5) (ver fig. 5.2).

La excentricidad por torsión esta restringida por las N.T.C., debiendo ser menor que el 10 % de la dimensión de la base en el sentido considerado (ver fig. 5.3).

Es importante observar que según la segunda ley de Newton, mientras mayor sea la masa (peso) de la estructura, mayor será el producto por la aceleración causada por el sismo (fuerza sísmica), por lo que se deba revisar el peso de los elementos estructurales, como no estructurales.

La sencillez de una estructura, permite comprender más fácilmente su comportamiento ante los efectos de un sismo.

Es aconsejable el evitar plantas muy alargadas, ya que mientras mas alargada sea la planta, mayor será la diferencia en el movimiento de sus extremos al paso de las ondas sísmicas.

En el caso de que por requisitos arquitectónicos el edificio deba ser muy alargado en planta, se recomienda dividir la construcción por medio de juntas constructivas.

Es importante mencionar que las plantas en H, U, L o T tienen concentraciones de esfuerzos en los ángulos entrantes, además posibles efectos asimétricos y enormes problemas en la predicción del comportamiento, por lo que se aconseja evitarlas (ver fig. 5.4).

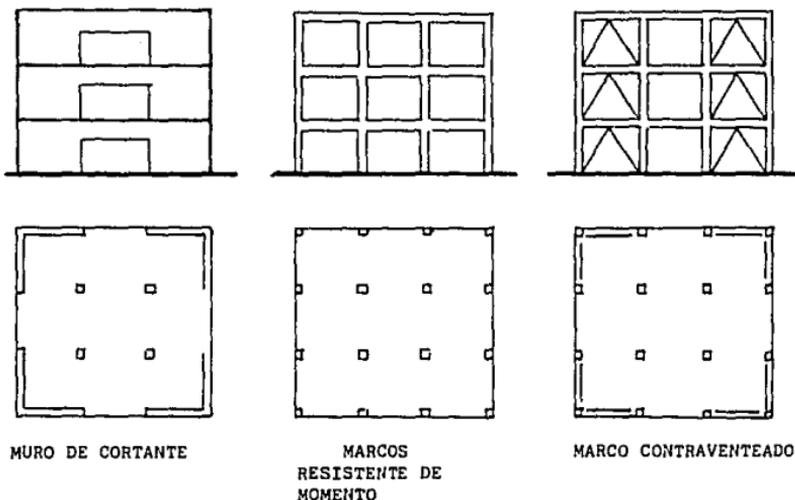


fig. 5.1 Configuraciones sísmicas óptimas



fig. 5.2 Concentraciones de masas

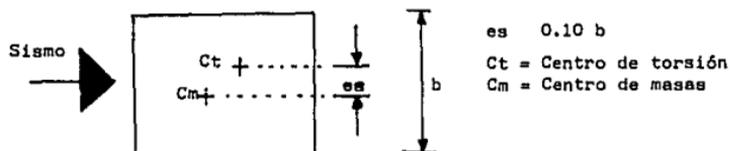
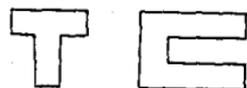


fig. 5.3 limitación de excentricidad torsional

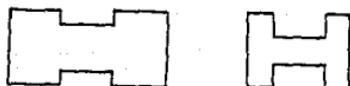
Si el diseño arquitectónico comprende plantas de este tipo, en el caso de las entrantes y salientes muy grandes se recomienda introducir juntas constructivas (ver fig. 5.5) y si son pequeñas reforzar las losas en donde hay acumulación de esfuerzos.

En cuanto a elevación es importante evitar estructuras altas y esbeltas, ya que esto trae consigo momentos de volteo y fuerzas de compresión muy grandes en las columnas.

Además se deben evitar cambios bruscos de geometría en elevación, ya que esto ocasiona un cambio brusco de masa y de rigidez que solo un análisis estructural muy concienzudo podría tomar en cuenta.



Asimetría



Comportamiento difícil de predecir

fig. 5.4 Dificultad en plantas tipo T,C,H

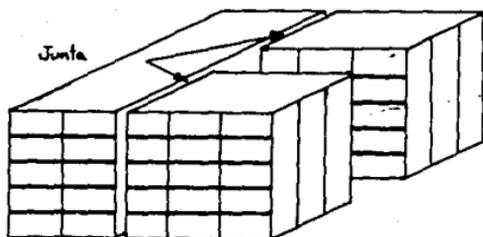


fig. 5.5 Juntas Constructivas

5.4 R I G I D E Z

Es importante para la rigidez considerar las propiedades del suelo, ya que la respuesta estructural será menor en un sismo mientras menos se parezca el periodo fundamental del edificio al del terreno por el efecto de resonancia.

Entonces es recomendable que para terrenos muy compresibles (periodos largos) se hagan estructuras muy rígidas (periodos cortos), mientras que para terrenos duros (periodos cortos) se aconsejan estructuras muy flexibles que presentan periodos mas largos (ver tabla 5.1).

Es muy importante que la rigidez tenga una distribución uniforme en los niveles, evitando cambios bruscos de la misma de un nivel a otro (ver fig. 5.6).

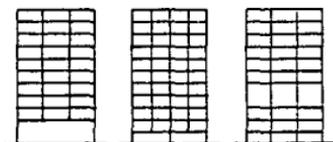


fig. 5.6 Cambios de rigidez.

5.5 UNIFORMIDAD EN LA RESISTENCIA, RIGIDEZ Y DUCTILIDAD

Las estructuras tienen cierta capacidad de deformarse bajo alguna sollicitación y de regresar a su estado normal, por lo que se puede decir que, dentro de ciertos límites, son elásticas. La capacidad de los elementos de deformarse más allá del límite elástico se llama ductilidad (3) (ver fig. 5.7).

	Ventajas	Desventajas
Estructuras Flexibles	<ul style="list-style-type: none"> (1) Especialmente apropiada para sitios con período corto; para edificios con períodos largos (2) La ductilidad es más fácil de lograr (3) Más fácil de analizar 	<ul style="list-style-type: none"> (1) Respuesta alta en sitios de período largo (2) Los marcos flexibles de concreto reforzado son difíciles de reforzar (3) Los elementos no estructurales pueden invalidar el análisis (4) Los elementos no estructurales son difíciles de detallar
Estructuras Rígidas	<ul style="list-style-type: none"> (1) Apropiaada para sitios de período largo (2) Más fácil de reforzar concreto reforzado rígido (por ejemplo, con muros de cortante) (3) Elementos no estructurales más fáciles de detallar 	<ul style="list-style-type: none"> (1) Respuesta alta en sitios de período corto (2) La ductilidad apropiada no es fácil de lograr con seguridad (3) Más difícil de analizar

Tabla 5.1 Estructuras flexibles contra Estructura rígidas

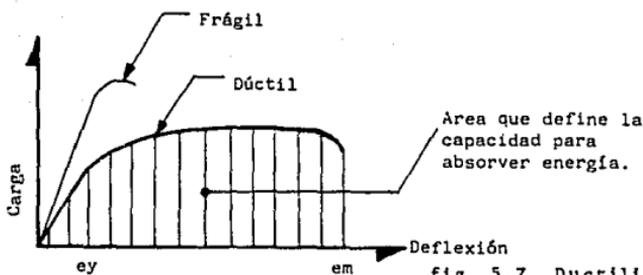


fig. 5.7 Ductilidad

Para lograr la uniformidad en cuanto a resistencia, rigidez y ductilidad, se debe procurar que:

- a) Que exista una distribución uniforme y continua de columnas y muros, que no presente rematamientos desde la cimentación hasta el último nivel.
- b) Que los claros de las trabes tengan dimensiones similares.
- c) Que las columnas y trabes tengan anchos similares.
- d) Que ningún elemento estructural cambie bruscamente de sección ni de refuerzos.

5.6 HIPERESTATICIDAD Y LINEAS ESCALONADAS DE DEFENSA

La base de la seguridad que presentan las estructuras hiperestáticas está en el hecho de que son redundantes, esto es, que presentan la formación de numerosas articulaciones plásticas antes de llegar al colapso.

Las líneas escalonadas de defensa estructural se refieren a que primero fallan los elementos más débiles, luego lo más fuertes. Al venir un sismo, primero fallarán las mamposterías, luego empezarán a presentarse articulaciones plásticas en las trabes y por último en las columnas.

Es muy importante diseñar las estructuras de manera que las articulaciones plásticas se presenten primero en trabes que en las columnas, así solo en un caso muy severo trabajaran las columnas cuya falla ocasionara el derrumbe del edificio.

Una de las ventajas más importantes de las líneas escalonadas de defensa es que la estructura falla paulatinamente, de manera que los ocupantes pueden desalojar la zona.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS

6.1 ELECCION DEL TIPO DE ANALISIS

Las características de la estructura son vitales para la elección del tipo de análisis que se va a hacer.

El método dinámico de análisis puede emplearse en el análisis de cualquier estructura.

Pero existen otros métodos más sencillos que se pueden usar cuando las estructuras cumplen con ciertas características que facilitan el análisis.

Los métodos tradicionales de diseño suponen estructuras regulares para poder utilizar fuerzas laterales equivalentes aplicadas a la estructura (5), por ejemplo: Método Estático de diseño.

En estructuras irregulares (ver figura 6.1) que sobrepasan determinada altura, es inadecuado usar métodos que consideren fuerzas horizontales equivalentes aplicadas a la estructura, y por eso deberá ser usado un análisis dinámico de fuerzas laterales.

El método estático de análisis puede ser utilizado si las estructuras no son mayores de 60 m.

El Método simplificado de análisis requiere de satisfacer más condiciones para poder ser aplicado, estas se verán más adelante.

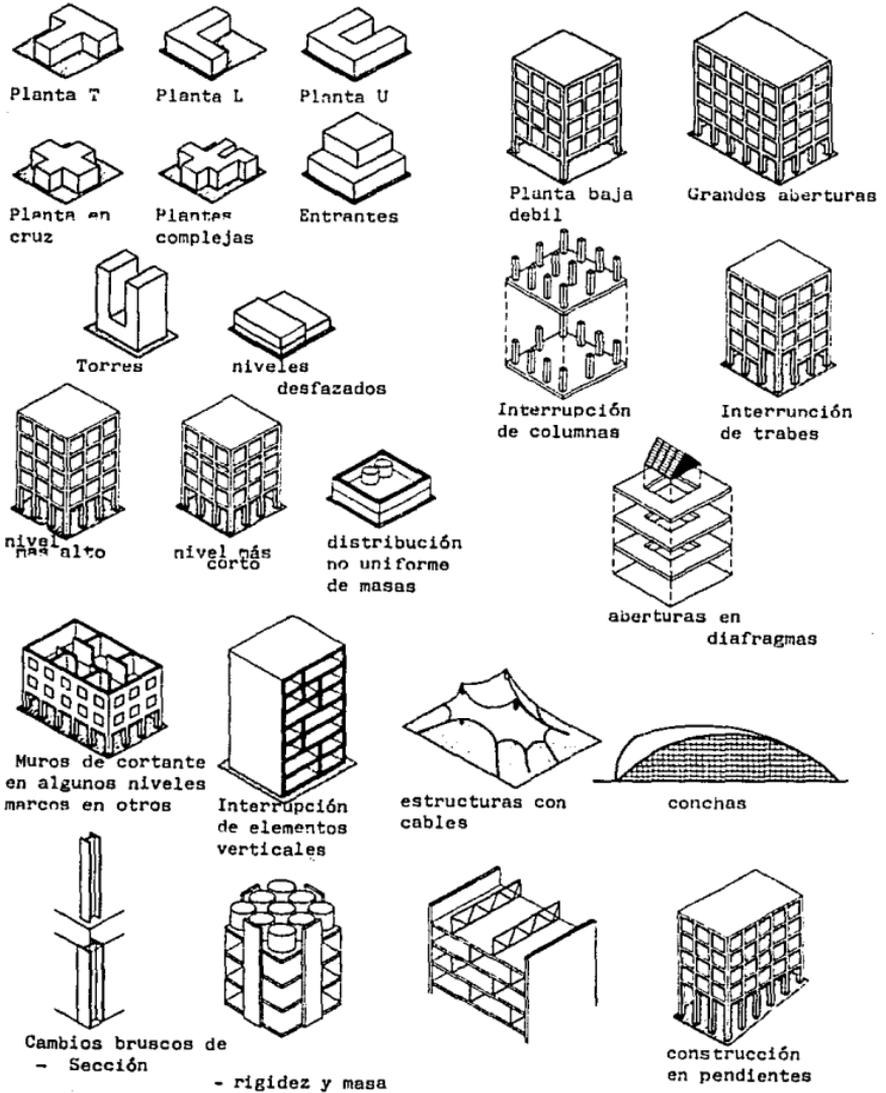


fig.6.1 Estructuras irregulares

6.2 ESPECTROS PARA DISEÑO SISMICO

Los espectros de diseño que se utilizan para diseño sísmico aplicando el análisis dinámico modal según las normas técnicas complementarias consideran las siguientes hipótesis para el análisis de la estructura:

1.- La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño, a , esta dada por las siguientes expresiones:

$$\begin{array}{ll} a = (1-3T/T_a) c/4 & \text{si } T < T_a. \\ a = c & \text{si } T_a < T < T_b. \\ a = (T_b / T)^r c & \text{si } T > T_b. \end{array}$$

donde:

- a - aceleración espectral expresada como función de g
- T - período natural de la estructura [seg]
- T_a y T_b [seg]
- c - coeficiente sísmico, según el artículo 206 del RDF-87
- r - exponente que depende de la zona en que se halla la estructura
- g - aceleración de la gravedad (9.81 m/seg²)

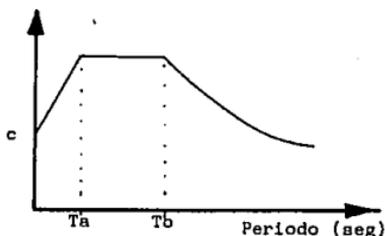


fig. 6.2 Espectro de diseño

Si se debe diseñar una estructura dentro de la zona sombreada de la figura 6.3, que pertenece a la zona III, para estructuras del grupo B se debe tomar $c = 0.4$ y para estructuras del grupo A, $c = 0.6$

Los valores de Ta, Tb y r se obtienen de la tabla 6.1 siguiente:

Tabla 6.1. Valores de Ta, Tb, r y c

Zona	Ta	Tb	r	c	
				grupo B	grupo A
I	0.2	0.6	1/2	0.16	0.24
II	0.3	1.5	2/3	0.32	0.48
III*	0.6	3.9	1	0.40	0.60

* Revisar parte sombreada en la figura 6.3

Los valores de la tabla para Ta, Tb y r se obtuvieron de las Normas Técnicas Complementarias, mientras los valores de c son del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

6.3 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO

Al aplicar el método Estático o el dinámico para análisis sísmico, las fuerzas sísmicas calculadas, pueden reducirse según las características estructurales del edificio, por medio del factor de comportamiento sísmico Q , cuyo valor varía de la siguiente forma y de acuerdo a las siguientes consideraciones:

I.- $Q = 4$ para:

1) Estructuras cuya resistencia es a base de marcos de acero o concreto, con o sin contravientos, con o sin muros de concreto. Donde los marcos solos resisten al menos el 50 % de las fuerzas provocadas por el sismo.

2) Estructuras a base de muros ligados a marcos, con o sin contravientos. Considerando para los muros de mampostería que la mampostería maciza solo resiste el 20 % de las fuerzas del sismo, mientras que la mampostería hueca no resiste nada, y para muros de concreto que estos resisten al menos el 80 % de las fuerzas laterales 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 del 35 % del promedio de los cocientes de todos los entrepisos. Para el cálculo de la capacidad resistente de cada entrepiso, se deben tomar en cuenta todos los elementos que contribuyan a la resistencia.

4) Es importante para poder aplicar estas consideraciones que los marcos de acero o de Concreto en las estructuras sean dúctiles.

II.- $Q = 3$ si no se cumplen las condiciones 1 o 3 del caso anterior. Pero en todos los caso se tiene alguno de los siguientes sistemas:

- a. Columnas de acero o concreto y losas planas.
- b. Marcos de acero o de concreto.
- c. Muros de concreto.
- d. Marcos y muros de Concreto.
- e. Diafragmas de madera contrachapada.

III.- $Q = 2$ si algún entrepiso no cumple con los casos I y II en y la resistencia esta dada por alguno de los siguientes sistemas:

- a. Columnas de acero o concreto y losas planas.
- b. Marcos de acero o de concreto con o sin contraviento.
- c. Muros de concreto.

- d. Muros de mampostería maciza confinada por castillos, dadas columnas o traveses de concreto o acero.
- e. Diafragmas contruidos con duelas inclinadas, verticales, u horizontales, con diagonales.
- f. elementos de concreto prefabricados o presforzados.

IV.- $Q = 1.5$ si la resistencia esta dada por muros de mampostería hueca confinada o con refuerzo interior, por combinaciones de muros de mampostería hueca y los casos anteriores, o bien por estructuras a base de marcos y armaduras de madera.

V.- $Q = 1$ Para estructuras que no se encuentren en ninguno de los casos anteriores.

El resto de los temas tratados por las Normas técnicas Complementarias en cuanto Métodos de Diseño se verá en el siguiente Capitulo.

6.4 CON D I C I O N E S D E R E G U L A R I D A D

Para que una estructura pueda ser considerada como regular para las N.T.C. para diseño por sismo que la relación de la altura no sea mayor que 2.5 la dimensión menor de la base, y que no sean estructuras muy largas de la planta, que el largo de la planta no sea mayor a 2.5 veces el ancho, como se ve en la figura 6.4.

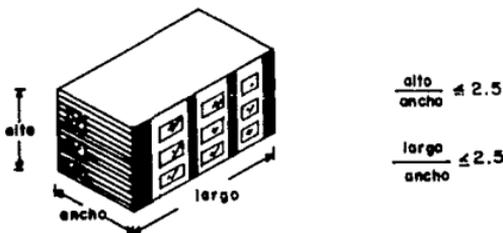


fig. 6.4 limitación en dimensiones

La distribución por nivel de las cargas debe ser uniforme, y nunca mayor a la del nivel inferior, esto es para evitar que la estructura llegue a funcionar como un péndulo invertido por su concentración de masas en los niveles superiores.

Así mismo la carga de cada nivel no es menor al 70% del nivel inmediato anterior. Sin embargo el último nivel si puede estar exento de esta última condición. (ver fig. 6.5)

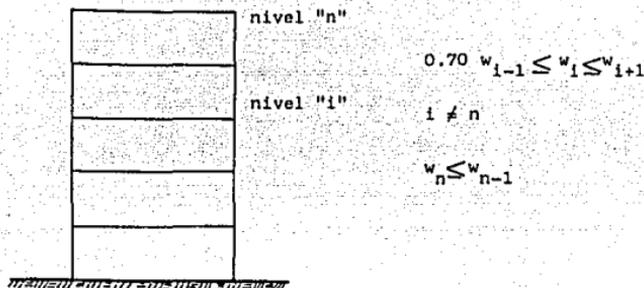


fig. 6.5 limitación en variación de cargas por nivel

Así como es importante la distribución uniforme de cargas para el correcto comportamiento de las estructuras, las áreas de cada nivel deben permanecer constantes, nunca puede ser mayor el área de un nivel con respecto al nivel inferior, ni menor en 70%, a excepción del último nivel que sí puede ser menor. (ver fig. 6.6)

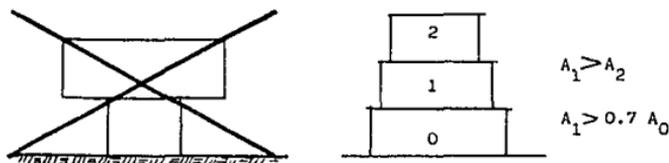


fig. 6.6 Restricción de áreas en niveles

Se deben considerar estructuras a base de sistemas de piso o techo rígido y resistente en cada nivel, y columnas restringidas en dos direcciones por diafragmas horizontales y trabes o losas planas (ver fig. 6.7).

La rigidez al corte de cada nivel no puede exceder del doble de la rigidez del nivel inferior (ver fig. 6.8)



fig. 6.7 Estructuras a base de marcos losa y columnas

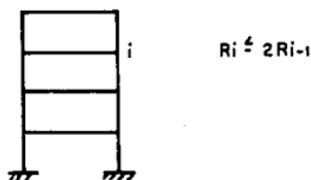


fig. 6.8 Limitación de variación de rigidez

Las entrantes y salientes estén limitadas al 20 % de la dimensión de la base en el sentido considerado (ver fig. 6.9).

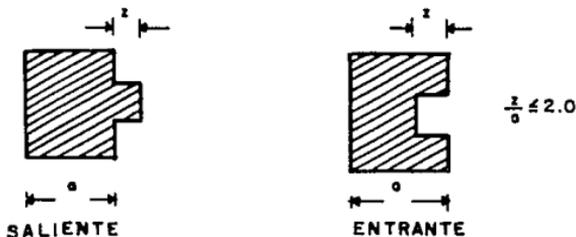


fig. 6.9 Restricción de entrantes y salientes.

Las aberturas no deben abarcar más del 20 % del área del nivel, sin provocar asimetría y no deben cambiar su ubicación de un nivel a otro. La longitud de la abertura debe ser menor al 20 % de la longitud del lado de la base considerado (ver fig. 6.10).

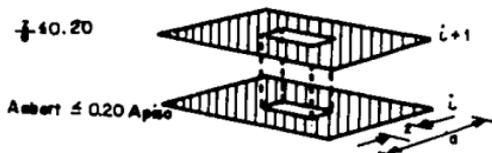


fig. 6.10 Aberturas

DISEÑO SISMORRESISTENTE

Metodos Tradicionales y Nuevas tendencias

7.1 INTRODUCCION

Para el diseño sismorresistente de las estructuras existen una gran cantidad de métodos, que se utilizan según el tipo de edificación de que se trate.

Dentro de los métodos tradicionales basados en el reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, existen métodos de análisis estático y de análisis dinámico de estructuras.

Cada uno de los métodos tiene una serie de pasos a seguir, que a continuación se describen.

7.2 METODO SIMPLIFICADO

El empleo del método simplificado de diseño se encuentra restringido para construcciones a base de muros de carga, con relaciones geométricas prefijadas y con una altura máxima de 13 m (ver sección 7.2.1).

El método simplificado de análisis consiste en verificar que las fuerzas cortantes totales que actúan en cada piso, no excedan a la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectadas en la misma dirección que la aceleración, sin considerar desplazamientos horizontales, torsiones, y momentos de volteo.

7.2.1 CONDICIONES PARA EL METODO SIMPLIFICADO

Para poder aplicar el método simplificado de análisis, es necesario que la estructura cumpla con las siguientes características:

1.- El 75 % de las cargas verticales son soportadas por muros ligados entre sí por medio de losas corridas, conservando una distribución geométrica con respecto a dos ejes ortogonales.

Cierta asimetría se permite, siempre y cuando existan dos muros de carga perimetrales paralelos, cada uno de longitud mínima igual a la mayor dimensión de la planta (ver fig. 7.2)

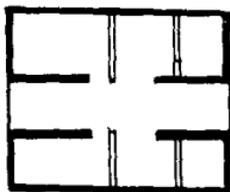


fig. 7.1 Distribución simétrica de muros

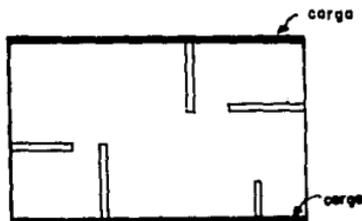


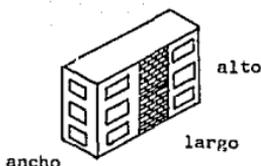
fig. 7.2 Muros de carga perimetrales paralelos

2.- En planta la relación de la largo a ancho no es mayor a 2

$$L/b < 2$$

3.- La altura del edificio no es mayor a 13 m y la relación de la altura y la dimensión mínima de la base no es mayor a 1.5

$$h/b < 1.5$$



LIMITACION EN ELEVACION

$$\frac{\text{nlto}}{\text{ancho}} \leq 1.5$$

LIMITACION EN PLANTA

$$\frac{\text{largo}}{\text{ancho}} \leq 2.0$$

fig. 7.3 restricción de dimensiones

4.- Los muros de piezas de mampostería serán confinados y los bloques huecos serán reforzados interiormente conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

7.2.2 APLICACION DEL METODO SIMPLIFICADO DE ANALISIS

Para hacer un análisis estático simplificado en construcciones bajo acciones de sismo + carga vertical es necesario:

1.- Revisar que la estructura sea regular, y que cumpla con las condiciones para la aplicación del método estático simplificado (Ver tema 7.2.1).

2.- De acuerdo con la zona de ubicación, características del terreno e importancia de la edificación, se obtiene c de la tabla de las N.T.C. (Tabla 7.1).

3.- Calcular el peso por nivel y el peso total de la estructura, considerando las cargas estáticas, debidas al peso propio, cargas permanentes y cargas vivas.

El peso total de la construcción (W_{total}) será igual a la superficie total construida, multiplicada por el peso unitario.

Para un cálculo preliminar del peso total se puede suponer un peso unitario de $W = 850 \text{ kg/m}^2$ que involucra el peso de muros, losas, acabados y carga viva (3).

4.- Es conveniente hacer la revisión por cargas verticales de una vez, ya que no es complicado y es necesario. Para la revisión se debe:

a) Calcular Densidad Total de Muros (D_t), obteniendo la longitud de muros por planta en ambos sentidos, (L_x, L_y):

$$Dt = Dx + Dy = (Lx + Ly) e$$

donde:

e = espesor de muros

Revisar por cargas verticales de la siguiente forma:

- b) Calcular carga total vertical actuante de diseño

$$Wu = f.c. * Wtotal$$

donde:

f.c. = factor de carga = 1.4 para combinaciones con acciones permanentes y variables (ver tema 4)

- c) Obtener la Carga vertical resistente de los muros:

$$Wr = Dt * Fe * fm$$

donde:

Dt = densidad de muros

Fe = factor reductivo para tomar en cuenta efectos de excentricidad y esbeltez = 0.60

fm = resistencia nominal a compresión de la mampostería, considerando un factor de reducción por incertidumbres:

$$fm = 0.6 fm^* = 0.6 * 19 = 11.4 \text{ kg/cm}^2$$

- d) Comparar Wr con la carga vertical actuante Wu.
Wr debe ser mayor que Wu.

5.- Revisar fuerza cortante sísmica en la base de la estructura:

$$Vtotal = Wtotal * c \quad (7.1)$$

$$Vu = Vtotal * f.c.$$

donde:

c = Factor de comportamiento sísmico (ver sección 7.2.3)

f.c. = 1.1 (ver sección 4.9)

Se obtienen las fuerzas cortantes, como resultado de obtener un conjunto de fuerzas horizontales (Fi) actuando sobre cada uno de los puntos donde se suponen concentradas las masas, utilizando la siguiente expresión:

$$Fi = [(wi*hi) / \sum(wi*hi)] * c * Wtotal \quad (7.2)$$

Este cortante sísmico en la base debe ser menor o igual que la resistencia al cortante proporcionada por los muros de planta baja.

Es conveniente para facilitar los cálculos hacer uso de tablas como la del ejemplo 7.1.

6.- Revisar cortante resistente para cada muro de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$VR - Fr (0.5 V* AT + 0.3P) \leq 1.5 Fr V* AT$$

donde:

P = Wtotal * Area Tributaria

Considerando que rige el mayor.

Según las dimensiones de los muros si la altura del muro es menor que 1.33 veces la longitud se considera que $Vr = Vr$, pero si la altura es mayor o igual $Vr = (L/H 1.33)^2 Vr$ (ver N.T.C. para muros de mampostería).

7.2.3 COEFICIENTES SISMICOS EN EL METODO SIMPLIFICADO

Los coeficientes sísmicos para ser empleados en el método simplificado, según aparecen en la tabla 7.1, de conformidad con las N.T.C. ya consideran una reducción por comportamiento sísmico. Es importante mencionar que dichos valores son más conservadores que los que se emplean en el método estático (tabla 6.1) ya que en el método simplificado se omite la revisión del efecto de torsión.

Las estructuras de mampostería, tienden a un comportamiento relativamente frágil, ya que tienen una menor capacidad de deformación, es por eso que se consideran fuerzas sísmicas resistentes menores que para otros materiales.

Los coeficientes correspondientes al Distrito Federal para construcciones del grupo B, se muestran en la tabla 7.1. En caso de tratarse de edificaciones del grupo A estos coeficientes deberán ser multiplicados por 1.5.

Tabla 7.1

zona	Muros de piezas macizas o diafragmas de madera contrachapada altura de la construcción			Muros de piezas huecas o diafragmas de duelas de madera altura de la construcción		
	< 4m	4m<h<7	7<h<13	< 4m	4m<h<7	7<h<13
I	0.07	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11
II y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23

Ejemplo 7.1

Calcular las fuerzas sísmicas y el cortante para la siguiente estructura.

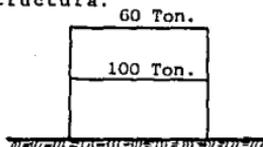


fig. 7.4 de estr con 2 niveles y cargas indic en tabla

Tabla 7.2

Nivel i	w _i Ton	h _i m	w _i *h _i	w _i *h _i /Σ(w _i *h _i)	F _i Ton	V _i Ton
2	60	6	360	0.38	10.1	
1	100	3	300	0.31	8.2	10.1
		Σ	660			18.3

7.3 METODO ESTATICO

7.3.1 INTRODUCCION

El método estático, es un método aproximado de análisis, que considera fuerzas cortantes calculadas a base de una distribución lineal de las aceleraciones, lo que conduce a diseños más conservadores que el método dinámico.

Al igual que el método simplificado, este método, se basa en encontrar una fuerza horizontal equivalente que se distribuye en la altura total del edificio para conocer las aceleraciones y los desplazamientos de cada entrepiso.

Sin embargo el método estático de diseño considera aparte de los efectos por las fuerzas horizontales, también los efectos por torsión y por volteo que el sismo ocasiona.

Para utilizar el método estático de diseño es necesario tomar en cuenta ciertas características y propiedades de la estructura:

a) Que se trate de una estructura aproximadamente regular, tanto en planta como en elevación, ya que las estructuras de configuración irregular presentan mayores daños por efectos sísmicos.

b) Que los elementos resistentes estén distribuidos de forma sensiblemente simétrica, para que no presente cambios bruscos de rigidez.

c) Que las masas de los entrepisos, secciones transversales y momentos de inercia de los elementos estructurales, no difieran en más de un 30 % de las de los pisos adyacentes.

Es requisito indispensable para la aplicación del método estático de diseño que la altura del edificio no sea mayor de 60 metros, de no ser así es necesario aplicar el método dinámico para el diseño.

Es necesario conocer el tipo de estructura de que se trate, la importancia, es decir, la clasificación, la zona de ubicación, la geometría y las cargas verticales a las que estará sometida para poder hacer uso de los factores indicados por el reglamento de construcciones.

7.3.2 REGULARIDAD Y FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO

La regularidad de la estructura es una característica muy importante, ya que esta determinara el factor de comportamiento sísmico para diseño (ver Normas técnicas complementarias).

Para estructuras regulares se utiliza $Q' = Q$.

Cuando se trata de una estructura irregular el factor deberá reducirse y se utiliza $Q' = 0.8 Q$.

7.3.3 DISTRIBUCION VERTICAL DEL CORTANTE

De manera similar que en el método simplificado se procede a conocer el Cortante en la base de la estructura en las dos direcciones ortogonales.

Una vez conocido el cortante en la base se procede a distribuirlo en la altura total del edificio, en cada punto donde se encuentran concentradas las masas.

Las fuerzas horizontales provocan deformaciones en el edificio ocasionando que las aceleraciones aumenten conforme aumenta la altura llegando a ser mayores que las del terreno.

Para calcular las fuerzas cortantes de diseño a diferentes niveles de un edificio, se supone una distribución lineal de las aceleraciones, considerando la aceleración en la base como nula y ubicando la aceleración máxima en el nivel superior.

La fuerza cortante que actúa en cualquiera de los entrepisos será igual a la suma de las fuerzas laterales sobre dicho entrepiso (ver fig. 7.5).

$$F_i = W_i h_i / \sum (W_i h_i) c / Q' W_t$$

La forma en que se distribuyen las fuerzas cortantes en cada entrepiso, depende de la matriz de rigideces general de cada estructura.

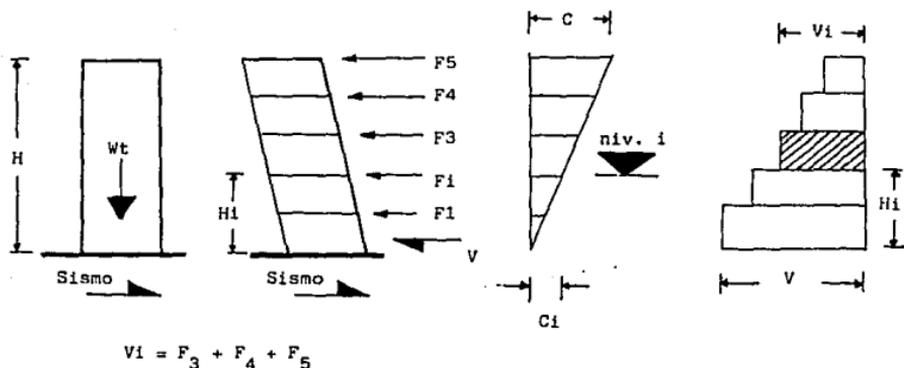


fig. 7.5

Para el caso de estructuras a base de marcos, que trabajen como estructuras de cortante (ver apéndice B), la matriz de rigideces puede calcularse de manera aproximada con las rigideces de entrepiso por medio de las fórmulas de Wilbur (ver apéndice C).

7.4 EFECTOS DE TORSION

Por las características de distribución de los edificios, las fuerzas cortantes que actúan en una estructura pueden no incidir en el centroide geométrico de la estructura, centro de masas (C.M.) (ver fig. 7.6).

El punto de acción de las fuerzas cortantes de un nivel, centro de cortantes coincide con el centro de masas si la distribución de las cargas y la geometría del nivel considerado se repite en los niveles superiores a él.

El centro de Torsión o de rigideces (C.R), depende de la ubicación y rigidez de todos los elementos estructurales verticales sismorresistentes (muros y columnas), siendo el centroide de los mismos.

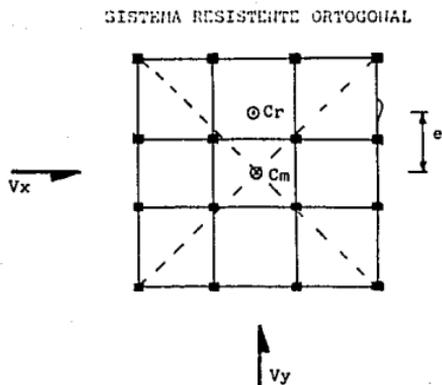
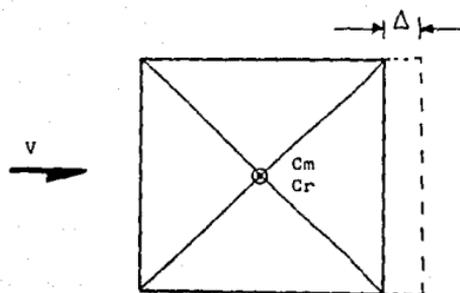


fig. 7.6

Cuando el centro de masas (C.M.) coincide con el centro de rigideces (C.R.) no hay torsión y el desplazamiento solo provoca esfuerzos cortantes en los elementos orientados en la dirección analizada (ver fig. 7.7).

Sin embargo, cuando el centro de masas no coincide con el centro de rigideces, se provoca un esfuerzo adicional de torsión debido a la excentricidad entre estos (ver fig. 7.8).



TRASLACION

fig. 7.7

El esfuerzo adicional es provocado por un momento torsionante en cada entrepiso, que es igual a la fuerza cortante que actúa en el mismo, multiplicada por la excentricidad.

$$M_t = V_e$$

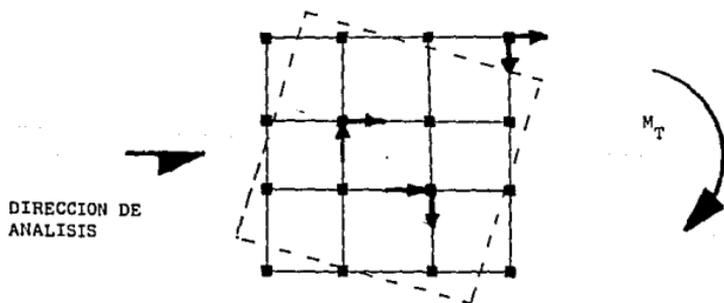


fig. 7.8

Las normas técnicas complementarias para diseño por sismo, consideran una excentricidad de diseño producida por la no coincidencia de el centro de masas y el de rigideces, considerando un factor de amplificación y además la excentricidad accidental que cubre las incertidumbres de la distribución de las cargas en las plantas en el instante del sismo, tal que:

$$e = 1.5 e_s + 0.1 L \quad \text{o bien,} \quad e = e_s - 0.1 L$$

donde:

e_s = excentricidad torsional

L = Máxima dimensión en planta del nivel, en la dirección perpendicular a la fuerza cortante

considerando de estas la que resulte más desfavorable.

El momento torsionante ocasiona esfuerzos cortantes en todos los elementos sismorresistentes verticales, tanto en la dirección de análisis como en la dirección perpendicular, es por eso que todas las columnas deberán diseñarse para resistir la flexocompresión biaxial.

El cortante por torsión (V_t) en cada marco, se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$V_t = M/J \quad k_d \quad (7.1)$$

donde:

V_t = cortante por torsión

M = Momento torsionante de entrepiso

J = Rigidez torsional

$$= \sum k_x Y_t^2 + \sum k_y X_t^2$$

X_t, Y_t = Distancias al centro de torsión medidas perpendicularmente a la dirección en planta de cada marco.

7.5 M O M E N T O D E V O L T E O

Es muy importante considerar las condiciones de estabilidad de las estructuras, ya que por efecto de las fuerzas laterales que actúan sobre esta, tienden a sufrir un efecto de vuelco (ver fig. 7.9)

El momento de volteo para cada grupo de elementos resistentes en un nivel dado puede reducirse, ya que los cortantes no alcanzan el máximos de sus valores de simultáneamente, multiplicándolo por:

$$0.80 + 0.20 Z$$

donde:

$$Z = H_i/H$$

El borde del cimiento
tiende a levantarse
durante breves intervalos
de tiempo.

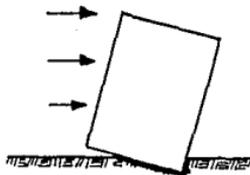
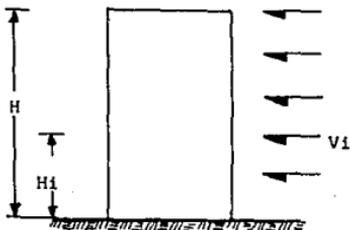


fig. 7.9 volteo

Se debe cumplir que el momento reducido de volteo no sea menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentra por encima de dicho nivel.



$$0.80 + 0.20 Z$$

siendo :

$$Z = \frac{H_i}{H}$$

fig. 7.10

7.6 D I A G R A M A D E S E C U E N C I A G E N E R A L
 U T I L I Z A N D O E L M E T O D O E S T A T I C O

7.7 EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN P - DELTA

Entre los efectos de segundo orden, el más importante es el efecto P-Delta.

Cuando un edificio es sometido a cargas verticales y laterales, se provocan fuerzas internas resistentes y momentos en cada piso.

Se presentan entonces momentos adicionales causados por cargas verticales actuando sobre sus brazos de palanca a causa de la deformación lateral por las cargas horizontales (ver figura 7.11).

Estos momentos adicionales, afectan directamente a la estructura, incrementando los valores del momento por volteo y del momento torsional obtenidos del análisis por cargas laterales y verticales actuando sobre el diagrama indeformado del edificio.

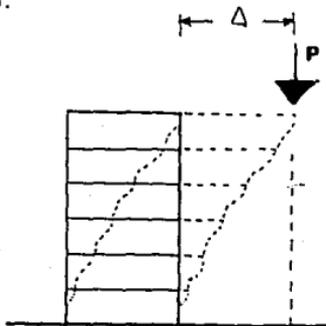


fig. 7.11 Efecto P-delta

7.8 METODO DINAMICO MODAL ESPECTRAL DE DISEÑO

7.8.1 INTRODUCCION

En el caso de estructuras complejas o irregulares, el método estático no ofrece la suficiente aproximación, es por eso que se aconseja recurrir a un método dinámico de diseño.

Existen diversos métodos dinámico de análisis entre ellos el Análisis modal espectral y el Calculo paso a paso de respuestas a temblores.

El método dinámico que propone el reglamento es un método modal basado en los modos de vibración del edificio y en el empleo de espectros de diseño.

7.8.2 P R I N C I P I O S B A S I C O S

La forma de vibración del edificio esta en función de las masas y de la rigidez de entrepiso, que se puede obtener independientemente de la forma de vibración.

Para estructuras de cortante, es decir, para aquellas que tienen comportamiento de marco, es posible conocer la rigidez de entrepiso de forma aproximada por medio de las formulas de Wilbur (ver Apendice C).

Para conocer los diferentes modos de vibración de la estructura es necesario plantear una matriz de rigideces y una matriz de masas como se expuso en el tema 3.5, y por medio de la expresión mencionada en el tema 3.6 conocer los máximos desplazamientos esperados de la estructura.

7.8.3 S E C U E N C I A G E N E R A L

El primer paso del método dinámico consiste en conocer las frecuencias naturales del edificio y las configuraciones que corresponden a sus modos de vibración, partiendo de la suposición que las masas están concentradas al nivel de los pisos.

Así se realiza un análisis numérico del sistema por medio de una expresión matricial encontrando el periodo de cada modo de vibración (ver tema 3.5).

$$T_j = 2\pi/\omega$$

Conociendo el periodo de vibración se puede conocer la aceleración espectral a partir del espectro de diseño:

$$A_j = a_j * g$$

donde:

a_j - fracción de g en función de T_j en el espectro de diseño

g - aceleración de la gravedad (9.81 m/seg²).

Por otro lado es necesario calcular el coeficiente de participación de cada modo, con la siguiente expresión:

$$C_p = \frac{\sum m_i z_{ij}}{\sum m_i z_{ij}^2}$$

Con lo cual se calculan los desplazamientos máximos y las fuerzas sísmicas de cada modo (tema 3.6 y 3.7).

Las fuerzas sísmicas de diseño se calculan una vez conocidas todas las fuerzas sísmicas modales, y sirven para calcular el cortante sísmico y el momento de volteo (tema 7.3.7) (Ver diagrama de secuencia general).

7.8.4 RECOMENDACIONES

a) Es necesario considerar el efecto de todos los modos de vibración, cuando su período sea igual o mayor a 0.4 seg, en ningún caso podrán considerarse menos de tres modos (3).

b) Una vez obtenidas la respuestas de cada modo natural de vibración, estas se combinan de acuerdo con la siguiente expresión:

$$R_{jdis} = \sqrt{\sum R_{ij}^2}$$

donde:

R_{ij} - Respuesta en el modo i y para el nivel j , que puede ser: Fuerza sísmica, deformación, momento de volteo, etc.

i - modo

j - nivel

R_{jdis} - Respuesta de la estructura (para diseño) en el nivel j .

7.8.5 DIAGRAMA DE SECUENCIA GENERAL PARA EL METODO DINAMICO

7.9 ANÁLISIS DINAMICO PASO A PASO

Otro método que se ha empleado para el análisis de estructuras muy importantes es el análisis paso a paso.

Este método de análisis consiste en la integración directa de las ecuaciones del movimiento, para una excitación correspondiente a un acelerograma representativo del sismo de diseño.

Sin embargo el procedimiento paso a paso es menos usado, ya que es de una gran laboriosidad. Además presenta dificultades para tomar en cuenta el comportamiento inelástico y para definir el acelerograma de diseño (9).

7.10 NUEVAS TENDENCIAS DE DISEÑO

7.10.1 GENERALIDADES

En general para facilitar el análisis de los edificios se han elaborado modelos matemáticos más simples, reduciendo las estructuras tridimensionales a estructuras planas cuyo análisis es más sencillo.

A pesar de que en algunas universidades estos conceptos tienen ya un par de décadas, ha sido recientemente que se han desarrollado programas de computadora que se encuentran al alcance de todos los que lo requieran y que permiten analizar las estructuras en tres dimensiones, así como métodos que emplean elementos finitos para definir mejor las distribuciones de esfuerzos y deformaciones en diferentes zonas de la estructura.

En realidad lo más importante no es el análisis del modelo en sí, ya que contando con las herramientas adecuadas, la solución se puede obtener de manera sencilla. Lo que en verdad importa es la congruencia entre el modelo propuesto y la estructura real, ya que si no existe congruencia, los resultados del análisis no son seguros, aunque se tenga una sensación de gran precisión.

A pesar de que las hipótesis hechas sean razonables, así como los parámetros empleados en el análisis, es muy importante lograr una correcta interpretación de los mismos para entrar a los programas, así como la adecuada interpretación y representación de resultados, en planos estructurales completos.

7.10.2 PROGRAMAS EXISTENTES MAS COMUNES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Como referencia y con el fin de dar a conocer el los métodos de diseño empleados en la actualidad, es conveniente mencionar los nombres de algunos de los programas existentes para microcomputadoras, que sirven para realizar el análisis y diseño estructural de las construcciones.

1. CONKER Se utiliza para el diseño de marcos de concreto dúctiles y no dúctiles, creado en Agosto de 1984 por Ashraf Habibullah, Inc., Berkeley, California.
2. ETABS84 Sirve para realizar el análisis tridimensional de sistemas de edificios. Fue realizado en Febrero de 1984 por Ashraf Habibullah, Inc., Berkeley, California.
3. SUPER-ETABS Realiza el análisis tridimensional de sistemas estructurales. Fue hecho en Febrero de 1985, por B.F. Maison y G.A. Rodríguez en la Universidad de California, Berkeley, Ca.
4. PLOTTER Sirve para hacer representaciones gráficas de deformaciones geométricas e indeformaciones interactuadas, que es un proceso posterior del ETABS84. Fue hecho en Julio de 1984, por Ashraf Habibullah, Computadoras y Estructuras, Inc., Berkeley, California.
5. SAPSO Son series de programas de análisis estructural creados en Enero de 1984, por Edward L. Wilson y Ashraf Habibullah, Computadoras y Estructuras, Inc., Berkeley, California.
6. Para hacer analisis sísmico de edificios. Creado en 1984 por Javier Cesin Fara, tesis profesional Universidad La Salle.
7. SAPLOT Paquete posterior al SAPSO para la representación gráfica de deformaciones geométricas e indeformaciones interactuadas. Creado en Julio de 1984, por Edward L. Wilson y Ashraf Habibullah, Computadoras y Estructuras, Inc., Berkeley, California.
8. STEELER Constituye un proceso posterior al ETABS84, para revisión de esfuerzos para sistemas de edificios "AISC". Fue hecho en Abril de 1984, por Edward L. Wilson y Ashraf Habibullah, Computadoras y Estructuras, Inc., Berkeley, California.

9. WALLER Creado para la IBM, P.C., para el diseño de edificios a base de muros de cortante, en Abril de 1985, por Ashrad Habibullah, Computadoras y Estructuras, Inc., Berkeley, California.
10. ST10M Para análisis del elemento finito, creado por software ingenieril, Miami, Florida.
11. ST10MB Consiste en un análisis mejorado de elemento finito creado por Software ingenieril Mc2, Miami, Florida.
12. ST12M Programa creado por Software ingenieril para lograr un auto arreglo estructural y entrada de análisis de elemento finito.
13. ST15M Programa para diseño de vigas de acero estructural por Software Ingenieril, Miami, Florida.
14. ST16M Programa para diseño de vigas de concreto reforzado hecho por Software Ingenieril, Miami, Florida.
15. ST19M Sistema Uno para diseño estructural, Sistema Dos para diseño de losas de concreto. Estos sistemas fueron realizados por Software Ingenieril Mc2, Miami, Florida.
16. ST17M Sistema para diseño de columnas de acero estructural, por Software Ingenieril, Miami, Florida.
17. ST18M Es un programa para diseño estructural de columnas de concreto creado por Software Ingenieril, Miami, Florida.
18. M2M Paquete para ruta crítica de manejo de proyectos, de Software Ingenieril, Miami, Florida.
19. B-FRAME Programa para análisis de retícula de marcos y gráficas tridimensionales, realizado por Asociaciones ECOM., Inc., Milwaukee, Wi.
20. S-FRAME Se usa para el análisis de marcos en el espacio y para gráficas tridimensionales, y fué hecho por Asociaciones ECOM., Inc., Milwaukee, Wi.
21. FA-1 Para análisis de marcos continuos por Asociaciones ECOM., Inc., Milwaukee, Wi.

- 22. FA-2 Para análisis de marcos continuos por Asociaciones ECOM., Inc., Milwaukee, Wi.
- 23. FA-3 Programa para análisis de marcos multi-pisos creado por Asociaciones ECOM., Inc., Milwaukee, Wi.
- 24. FA-4 Programa que realiza el análisis completo de vigas hecho por Asociaciones ECOM., Inc., Milwaukee, Wi.
- 25. TA-1 Programa usado para el análisis de armaduras planas desarrollado por Asociaciones ECOM., Inc., Milwaukee, Wi.
- 26. DA-1 Programa de análisis dinámico hecho por Asociaciones ECOM., Inc., Milwaukee, Wi.
- 27. SA-1 Para Análisis de muros de cortante, creado por Asociaciones ECOM., Inc., Milwaukee, Wi.

Como estos, existen muchos otros programas para análisis y diseño de vigas, columnas, losas planas, cimentaciones, calculo de momentos de inercia de secciones, pandeo de columnas y análisis y diseño estructural, que se emplean como herramientas en la actualidad por los calculistas, para resolver los problemas de diseño sismorresistente con una mayor precisión y velocidad.

7.10.3 F U T U R O D E L A I N G E N I E R I A S I S M I C A

En cuanto al futuro de la Ingeniería sísmica, la experimentación en el laboratorio y en el campo cobrará gran importancia en los próximos años, para lograr conocer las características dinámicas de la corteza y el comportamiento de las ondas sísmicas en ella y establecer modelos probabilístico de la ocurrencia de sismos de gran magnitud (24), y simular sus características.

El nacimiento de nuevas computadoras deberá permitir el estudio analítico de la interacción estructura-suelo-estructura tridimensional para lograr adoptar soluciones, en cuanto a cimentación, compatibles con las del resto de los edificios de la manzana.

Para el calculo de la respuesta estructural, se recurrirá a modelos probabilístico que tomen en cuenta las características de las estructuras y su comportamiento ante los sismos simulados, incorporando las incertidumbres del edificio en particular; para calcular la probabilidad de que una estructura

llegue a cada uno de sus estados límite potenciales. En otras palabras se podrá calcular el vector de confiabilidad estructural, dado que ocurre un sismo de determinadas características.

Deberán recibir mas atención el comportamiento de aisladores ante sismos de mayor intensidad a la de diseño, los efectos de rotación de la base con respecto a ejes horizontales, torsiones accidentales, y el riesgo de que los aisladores se calienten en exceso por un accidente nuclear durante un macrosismo.

R E C O M E N D A C I O N E S S O B R E E S T R U C T U R A C I O N

8.1 R E C O M E N D A C I O N E S G E N E R A L E S

La etapa final de un proyecto estructural corresponde al dimensionamiento de los elementos del edificio, y de este depende el correcto funcionamiento de la estructura en servicio así como, ante fuerzas externas como sismos.

Para el diseño sismorresistente, la forma de la construcción, el tipo y arreglo de elementos estructurales así como la distribución de las masas, juegan un papel primordial en la respuesta de la estructura.

Para lograr una reducción de los riesgos de un mal comportamiento ante acciones sísmicas, es importante conservar una sencillez, uniformidad y simetría en la construcción.

Es obligación del proyectista lograr que se cumplan estas cualidades, sin interferir con las necesidades primarias de funcionamiento.

La sencillez de la estructura permite claramente entender la forma en que esta responderá ante las cargas laterales provocadas por un sismo, además que permite ver la forma de disipación de la energía introducida por el mismo.

Es importante recordar que se debe contar con la existencia de sistemas estructurales que proporcionen a la edificación rigidez y resistencia en dos direcciones ortogonales

8.2 D U C T I L I D A D D E L A E S T R U C T U R A

Las estructuras de concreto construidas en zonas sísmicas deben ser de comportamiento dúctil, es decir, que la gráfica carga deflexión tenga una rama amplia de comportamiento no elástico, como se muestra en la figura siguiente (fig 8.1), ya que, las estructuras deben tener la capacidad de absorber una parte de la energía que les transmite el sismo, así, mientras mayor ductilidad tenga un edificio mayor será su capacidad de absorción de energía (14).

La capacidad de absorción de energía de las estructuras esta dada por el área bajo la curva de la gráfica carga-deflexión (14).

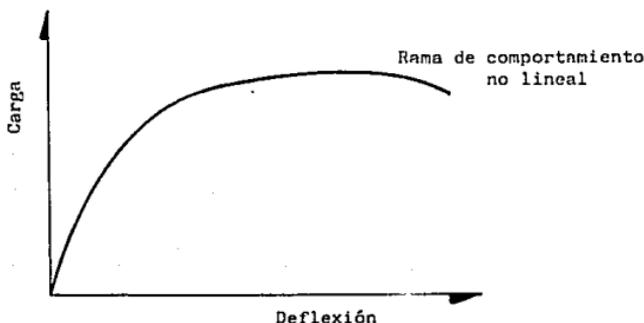


fig. 8.1 Gráfica de comportamiento inelástico

Diseñar un edificio que resista un sismo de mediana a gran intensidad, trabajando únicamente en la zona de comportamiento elástico lineal, resultaría sumamente antieconómico, es por eso que generalmente se busca que las estructuras bajo la acción de sismos severos trabajen principalmente en la zona de comportamiento no lineal, absorbiendo así, una parte de la energía, en lugar de tener que resistirla.

Los detalles del refuerzo tienen gran influencia sobre el tipo de comportamiento dúctil o frágil de la estructura.

Es de especial importancia evitar las fallas de tipo frágil, como las que se originan por fuerzas cortantes, falta de anclajes adecuados o empalmes incorrectos, ya que son muy peligrosas, pudiendo fallar en cualquier momento sin el menor aviso, lo que podría significar una gran pérdida de vidas humanas.

Una correcta ductilidad se logra evitando las fallas frágiles, así como, aumentando la capacidad de deformación del concreto por medio de un correcto confinamiento del mismo, y para lograr un comportamiento satisfactorio y la resistencia adecuada de los elementos estructurales de concreto reforzado se debe garantizar la correcta interacción del concreto y el acero, teniendo en cuenta algunas medidas de control de calidad en los materiales.

8.3 RECOMENDACIONES SOBRE EL CONCRETO

El concreto de calidad estructural, debe tener un control de calidad estricto, ya que cualquier descuido puede ocasionar que los elementos no trabajen como fueron diseñados y sufran posibles fallas.

El concreto debe ser mezclado en una máquina mezcladora, por ejemplo, una revolvedora si el concreto se hace en obra, teniendo en cuenta que lo que conduce a la resistencia y calidad de un concreto es el tiempo de mezclado y no la velocidad de rotación.

Si el volumen de concreto es considerable es recomendable el uso de concreto premezclado.

Es de gran importancia cuidar la relación agua-cemento, que determina la resistencia y la trabajabilidad.

Un aumento desmedido del agua para hacerlo más manejable puede conducir a una disminución de la resistencia y la calidad del mismo.

Para verificar la calidad en obra se realizan las pruebas de revenimiento, que varía de acuerdo al tipo de elemento estructural que se va a vaciar (ver figura 8.2).

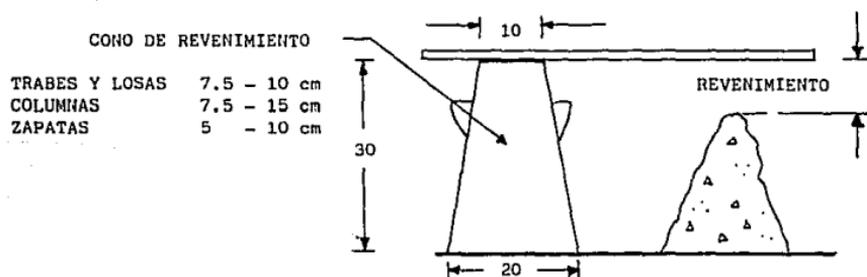


fig. 8.2 revenimiento para dif elem pp 231 ug

Además de las pruebas en obra para establecer la resistencia se hacen pruebas de compresión a cilindros de concreto tomado del concreto usado en los elementos.

Se debe evitar la segregación del agregado grueso, este defecto puede ser ocasionado durante el transporte o por el impacto durante el vaciado.

Para la compactación del material el método más efectivo y recomendable, para lograr la consolidación de un concreto recién vaciado es la vibración por medios mecánicos.

Los vibradores deben insertarse y extraerse en un espaciamiento uniforme para ninguna porción quede sin vibrar, evitando que el vibrador toque el acero ya que se afecta la adherencia en las zonas donde el concreto ha endurecido.

8.4 RECOMENDACIONES SOBRE EL ACERO DE REFUERZO

Por lo que ya se ha mencionado, la capacidad de absorción de energía, en una estructura de concreto reforzado, depende de la ductilidad de los elementos que la integran.

La ductilidad de los elementos depende principalmente de la cantidad, ubicación y detallado del acero de refuerzo, pero es importante también cuidar aspectos como el habilitado y manejo del mismo para lograr los resultados óptimos.

La principal característica del acero es su límite de fluencia (f_y) (ver fig. 8.3) que no debe exceder de $4,200 \text{ kg/cm}^2$, ya que aceros de más alta resistencia pueden no tener una zona de fluencia suficiente para desarrollar la ductilidad requerida.

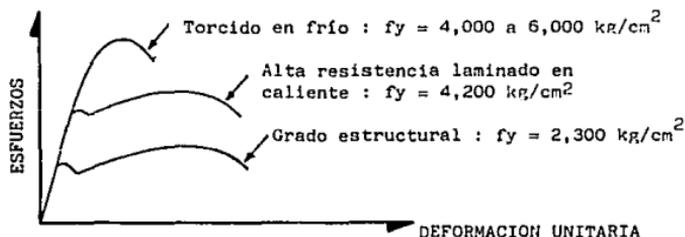


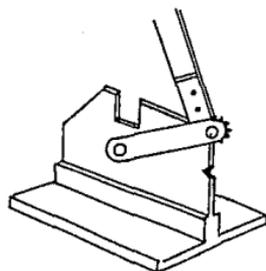
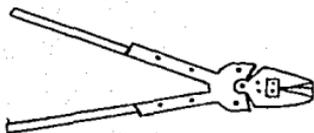
fig. 8.3 esfuerzo de fluencia del acero

Los cortes del acero se deben hacer cuidando que la longitud sea exacta, comprobando con planos.

Dependiendo de la sección el acero de refuerzo se puede cortar con tenazas o con tijeras de mano (ver fig. 8.4).

Cuando se utilice soplete para cortar se debe tener cuidado de no calentar otras zonas a parte de la de corte.

TENAZAS DE CORTE



TIJERA DE MANO

fig. 8.4 tenaza de corte y tijera

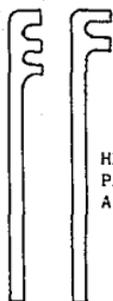
La unión de aceros de gran diámetro es posible hacerla por medio de la soldadura, respetando las normas sobre el precalentamiento y considerando el equivalente de carbono en la composición química del acero.

En caso de varillas a soldarse, el corte deberá hacerse con segueta para evitar calentamiento.

Es importante mencionar que la soldadura puede afectar las propiedades físicas y químicas del acero, reduciendo su ductilidad, es por eso que debe evitarse en zonas de máxima tensión.

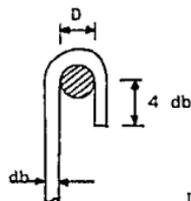
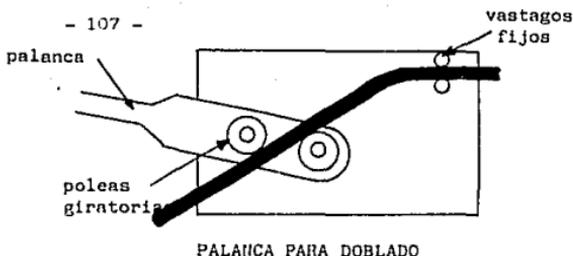
Los dobleces de la varilla se deben hacer en frío, excepto cuando el director de la obra permita el calentamiento, sin embargo no se debe permitir que la temperatura se eleve más de la temperatura que corresponde a un color rojo-café (aprox. 530 C) si el acero no está tratado en frío, ni a más de 400 C en caso contrario (3).

Es posible hacer cambios en los diámetros de varillas, siempre y cuando el área resultante, no sea menor que la especificada.



HERRAMIENTA
PARA DOBLADO
A MANO

Para los ganchos ó
doblecés de varillas se
emplearán pernos con los
diámetros mínimos especificados.



DIAMETROS MÍNIMOS DE DOBLADO

Varilla	Diámetro interior
#3 - #8	6 db
#9 - #11	8 db

* Para estribos del #5o menor
el diámetro será de 4 db.

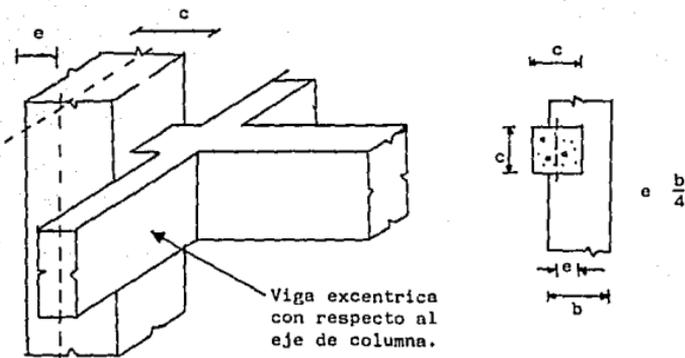
fig. 8.5 herramientas de doblado

8.5 V I G A S

Con respecto a las dimensiones de las vigas, se tiende a limitar la relación ancho a peralte y longitud para evitar que la excesiva esbeltez provoque problemas de pandeo lateral que limitan la ductilidad que pueda desarrollarse.

Es importante observar que la transmisión de momentos entre viga y columnas pueda realizarse sin que aparezcan esfuerzos considerables por cortante o por torsión, por lo cual debe limitarse la excentricidad que pueda tener el eje de la viga con respecto al de la columna, evitando situaciones como la que se observa en la figura 8.6.

Debido a la incertidumbre que existe en la determinación de las fuerzas sísmicas y a las grandes variaciones que pueden sufrir los puntos de inflexión durante un temblor debe colocarse una cuantía mínima de acero longitudinal y transversal en ambos lechos y en toda la longitud, ya existe la posibilidad de que la distribución de momentos flexionantes cambie durante un sismo, e inclusive se inviertan los signos de los mismos y se debe evitar la falla frágil por flexión en todas las secciones.



a) Conexión excéntrica viga-columna

b) Excéntrica admisible

fig. 8.6 Excéntrica admisible

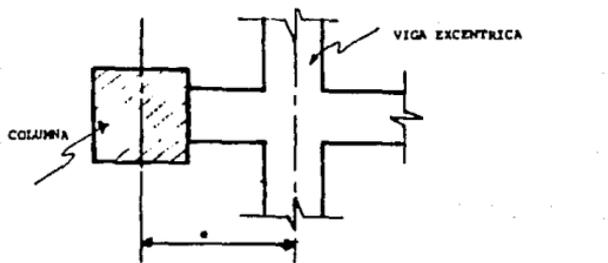
Los requisitos de refuerzo en los extremos de las vigas, deben ser más estrictos, ya que es donde es más probable que se formen articulaciones plásticas en caso de un sismo severo.

Para garantizar que los extremos cuenten con la capacidad de rotación y para proteger contra el posible cambio de signo del momento se debe colocar una mayor cantidad de refuerzo de momento positivo, además que el esfuerzo transversal debe tener un menor espaciamiento.

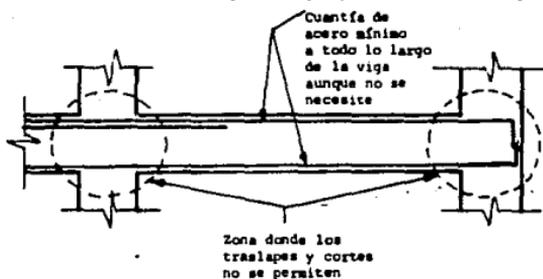
Es muy importante evitar cortes y traslapes de barras longitudinales en los extremos para evitar que aparezcan tensiones en el concreto, cuando sea imposible evitarlos, los traslapes deben confinarse con con refuerzo especial, de acuerdo con las recomendaciones de los reglamentos.

El uso de soldadura afecta las propiedades físicas y químicas del acero y reduce su ductilidad, por lo que no es recomendable hacer traslapes soldados en los lugares de momentos máximos.

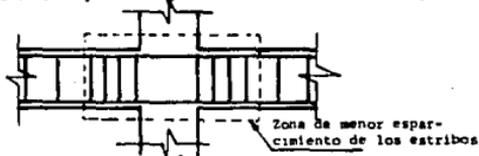
Los requisitos para estribos que considera el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, tiene como objetivo principal evitar la falla frágil por tensión diagonal, de tal forma que por lo menos un estribo atraviese cualquier posible grieta diagonal provocada por cortante.



a) Excentricidad entre ejes de vigas y columnas (vista en planta)



b) Requisitos indispensables para el acero de refuerzo longitudinal



c) Requisitos para el acero de refuerzo transversal

fig. 8.7 Requisitos de detalle para vigas de concreto reforzado

8.6 C O L U M N A S

Para evitar que el refuerzo longitudinal de las columnas llegue a fluir el R.D.F. proporciona una serie de reglas de tal forma que al formarse los mecanismos de falla, las articulaciones plásticas aparezcan en las vigas y no en las columnas.

Para reducir el riesgo de falla frágil por flexocompresión en las columnas, es necesario proporcionar un correcto refuerzo de confinamiento.

La manera mas apropiada para proporcionar una cierta ductilidad a la falla por flexocompresión en el concreto reforzado es por medio de un zuncho de refuerzo helicoidal, que restrinja los ensanchamientos del concreto cuando este llega a esfuerzos cercanos a la falla (9).

Sin embargo, constructivamente hablando, los zunchos helicoidales solo son aplicables a columnas de sección circular, o bien, a columnas cuadradas cuyo refuerzo principal tenga una distribución circular. Entonces, para columnas de sección rectangular, la manera de proporcionar un cierto confinamiento, es por medio de estribos de varios ramas o estribos y grapas poco espaciados (9) (ver figura 8.8b).

8.7 U N I O N D E V I G A S Y C O L U M N A S

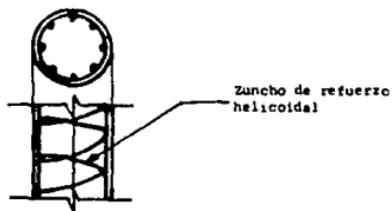
Las uniones viga-columna presentan en general una falla frágil, por lo que es preciso diseñarlas de manera especial para que pueda presentarse un comportamiento no lineal sin disminución de resistencia.

Para lograr que los elementos que llegan a las uniones puedan desarrollar toda su capacidad, es necesario diseñar las conexiones de tal forma que tengan una mayor resistencia a dichos elementos.

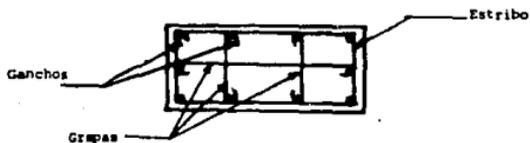
Es importante evitar también las fallas por anclaje, que se presentan frecuentemente en las uniones de vigas extremas.

Quando se emplean barras de diámetros grandes, es posible que el ancho de la columna no sea suficiente para proporcionar la longitud de anclaje; para este caso puede optarse por emplear barras de menor diámetro o ensanchar la columna o proporcionar algún anclaje mecánico al refuerzo.

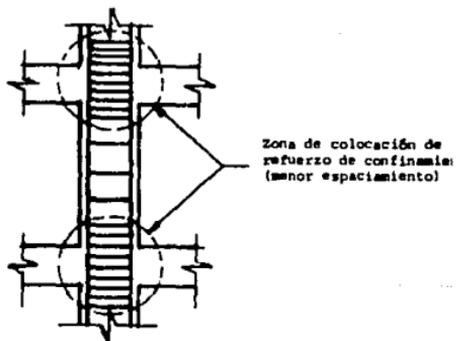
Es importante mencionar que el anclaje debe quedar dentro de una región confinada (14).



a) Zuncho de refuerzo helicoidal para columnas circulares



b) Estribos y grapas para columnas rectangulares



c) Distribución del refuerzo transversal sobre la longitud de la columna.

fig. 8.8 Requisitos de detalle para columnas de concreto reforzado

8.8 EFECTO DE COLUMNA CORTA

El reducir la altura de algunas columnas con relación al resto de los elementos verticales de un entrepiso, provoca un incremento en su rigidez, y por lo tanto una concentración de esfuerzos en las zonas más rígidas.

Cuando los postes en un marco de piso rígido, son de la misma altura y sección, los cortantes y los momentos generados en los mismos tienden a ser iguales y los elementos verticales sufren la misma deformación (ver fig. 8.9).

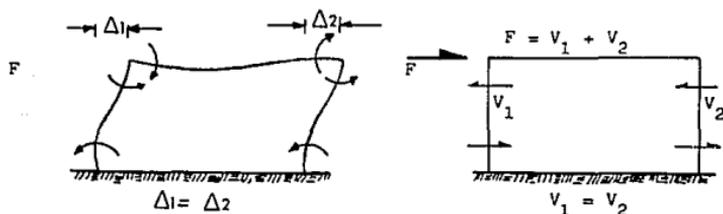


fig. 8.9 Efecto de columna corta

Si se reduce la altura de un poste, la deformación sigue siendo la misma, pero la rigidez del elemento aumenta por lo que el cortante aplicado en el poste corto, tendrá que ser superior al del poste con mayor altura.

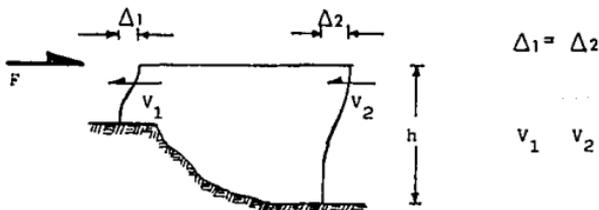


fig. 8.10 Columna corta

Son muchos y muy frecuentes los casos en que se puede presentar el efecto de columna corta, que para acciones gravitacionales puede no afectar el comportamiento, pero puede resultar muy dañino en las respuestas de edificio bajo efectos sísmicos.

En ocasiones, la colocación de muros divisorios de mampostería o de concreto, cuya altura es menor a la de la columna, puede ocasionar, si no fueron debidamente considerados, que la columna, se vea reducida de su longitud, incrementando su rigidez y generando una concentración de esfuerzos en esa zona.

La solución para los casos como el mencionado, consiste en desligar el muro o pretil de concreto de la columna por medio de una junta rellena con un material flexible (ver fig. 8.11).

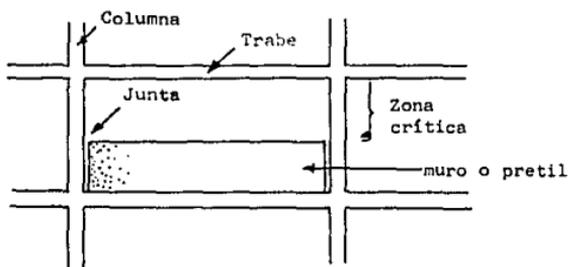


fig 8.11 Junta entre muro o pretil y columna

También la colocación de sistemas de piso en desnivel (ver fig. 8.12), así como la construcción de un edificio en desnivel (ver fig. 8.13) podría conducir al mismo efecto de columna corta, debiendo ser considerado esto, para la hora del diseño.

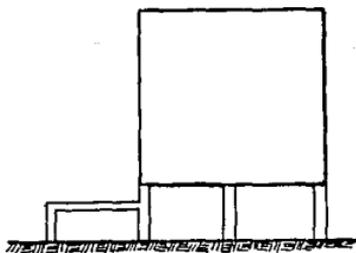


fig. 8.12 Sistema de piso en desnivel

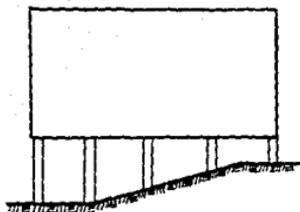


fig. 8.13 Edificio en desnivel

8.9 SISTEMAS DE PLANTA BAJA FLEXIBLE

Por razones arquitectónicas es frecuente encontrar edificios que en planta baja ven interrumpidos los muros de cortante que venían de pisos superiores, o bien, cuya altura en este nivel es doble (ver fig. 8.14), ocasionando que el edificio se comporte como un péndulo invertido, y se le llama sistema de piso blando o planta baja flexible.

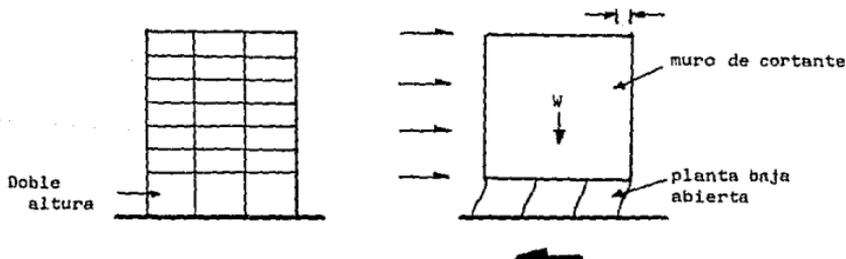


fig. 8.14 Sistema de planta baja flexible

En las columnas de la planta baja se presenta una gran demanda de ductilidad, difícil de lograr, originándose flexión adicional en las columnas de la planta baja por el desplazamiento lateral de las mismas (efecto P-delta), y que provoca grandes esfuerzos por cortante y flexión en elementos verticales.

Es entonces necesario buscar alternativas de solución para este efecto mediante la introducción de muros de cortante perimetrales y núcleos rígidos que limiten el desplazamiento o a base de marcos de mayor dimensión que den una relativa continuidad en la altura.

8.10 M U R O S D E R E L L E N O D E M A M P O S T E R I A

La presencia de muros de relleno en edificaciones a base de marcos puede ocasionar alteraciones en su comportamiento estructural ante cargas laterales, aun cuando solo hubieran sido planteados como divisiones, ya que al ligarse a la estructura aumentan la rigidez y la resistencia de los elementos que los rodean.

Con una disposición mas o menos simétrica, los muros de relleno pueden ayudar a la estructura, protegiendo a los marcos y en muchos casos hasta evitando el colapso del edificio, como se vio en la ciudad de México en el sismo de 1985.

Sin embargo, cuando los muros no se distribuyen de manera simétrica, pueden ocasionar concentraciones de masas y rigidez que provocan efectos adicionales de torsión muy severos que generalmente no son previstas en el diseño estructural

Una posible solución a este problema, es ubicar los muros que participan en el comportamiento del sistema, como muros estructurales; y aquellos muros de relleno que generan acciones nocivas de torsión por su gran peso y poca flexibilidad que sean sustituidos por muros de materiales ligeros como madera, paneles de lámina, o tablaroca, con empaques en los extremos que eviten ser dañados en un sismo, o bien, desligar los muros del sistema con un sistema adecuado para evitar que restrinja las deformaciones de los marcos (ver fig. 8.15).

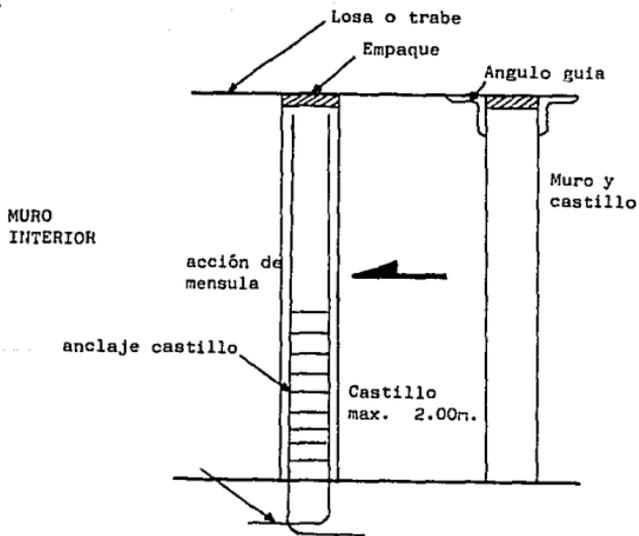
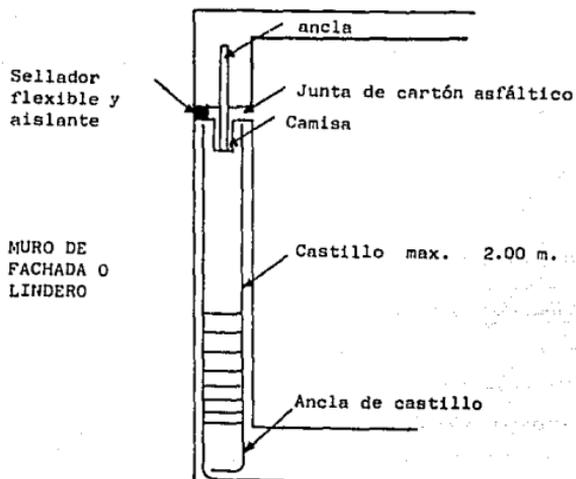


fig. 8.15 Muros desligados

sistem de desligar

A I S L A M I E N T O S I S M I C O Y D I S I P A D O R E S D E E N E R G I A

9.1 I N T R O D U C C I O N

La mayoría de los edificios en la actualidad, tienden a ser muy altos y, por cuestiones económicas, muy flexibles

Con la altura, los periodos de vibración de los edificios flexibles tienden a aumentar y fácilmente caen en la región crítica del espectro de diseño.

Las edificaciones de gran altura y flexibles entonces actúan como amplificador de las vibraciones de la tierra, sufriendo considerables deformaciones y aceleraciones de los entrepisos.

Todo esto ha traído como consecuencia que las estructuras sean consideradas como sistemas dinámicos cuyo amortiguamiento interno es la principal limitación de las respuestas ante una excitación sísmica.

Sin embargo, la disminución de la respuesta sísmica puede lograrse de diferentes formas:

- 1.- Incrementando la rigidez de la estructura
- 2.- Disminuyendo la rigidez de la estructura
- 3.- Aumentando la ductilidad del conjunto estructural
- 4.- Aumento de amortiguamiento en la estructura, con la incorporación de dispositivos mecánicos que tengan comportamiento dinámico histerético.
- 5.- Uso de masas resonantes.
- 6.- Logrando separar a la estructura de los efectos del suelo.
- 7.- Modificando el periodo de vibración de la estructura con el fin de reducir su respuesta estructural, que esta directamente relacionada con las frecuencias de vibración que se presentan en el sitio.

Para lograr la separación de la estructura de los efectos del suelo, surge el aislamiento sísmico, que por medio de un sistema flexible en la base separa una sola región de la estructura, evitando así que el resto se dañe durante un sismo (ver fig. 9.1).

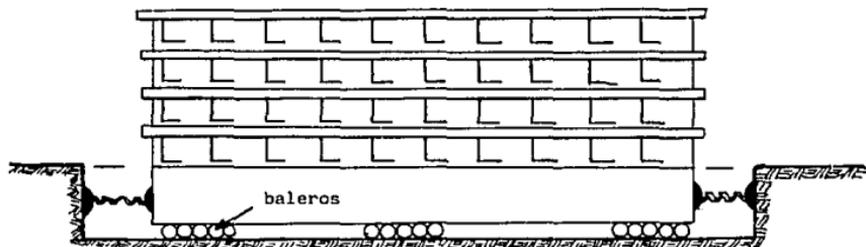


fig. 9.1 Aislador de base.

Una de las formas más efectivas de dar amortiguamiento adicional es por medio de la disipación histerética de energía, a base de dispositivos llamados por su función disipadores de energía.

El término histerético se refiere a la compensación por medio de ciclos de carga de la curva carga y descarga (ver fig. 9.2).

El trabajo realizado durante la carga no es completamente recuperado en la descarga, ya que una parte de la energía es disipada en forma de calor.

Los mecanismos de disipación de energía proporcionan por medio de un comportamiento histerético del material una reducción de la respuesta estructural, perdiéndose parte de la energía en forma de calor.

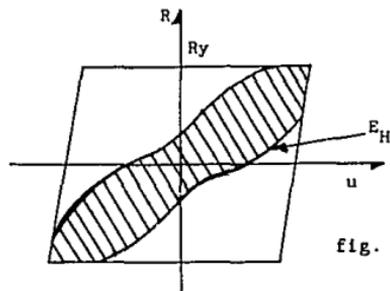


fig. 9.2 Ciclo de histéresis

9.2 AISLAMIENTO SISMICO

El aislamiento sísmico es una estrategia de diseño basada en la premisa de que es posible desacoplar una estructura del piso y así protegerla de los efectos dañinos del sismo.

La flexibilidad y capacidad de absorción de energía, son atributos deseables en una estructura, pero las grandes deformaciones no lo son, es por eso que surge la idea de aislar una sola región de la estructura creando un sistema flexible en la base, para que el resto de la estructura conserve su integridad durante el sismo.

Para lograr esto, y al mismo tiempo satisfacer todas las condiciones de servicio, el aislamiento sísmico introduce una flexibilidad adicional a la base de la estructura, así como un amortiguamiento extra para controlar las deflexiones que ocurren durante el aislamiento.

El daño entonces puede estar bien localizado y por lo tanto existe una mayor facilidad para su reparación.

El concepto existe desde hace casi cien años, sin embargo, es hasta ahora que el aislamiento sísmico constituye una alternativa de diseño sismorresistente.

9.2.1 ELEMENTOS BASICOS DE UN SISTEMA DE AISLAMIENTO SISMICO

En los desarrollos actuales los elementos básicos de un sistema de aislamiento sísmico son:

- 1.- Una montura flexible para alargar el periodo de vibración del sistema, lo suficiente como para reducir las fuerzas sísmicas.
- 2.- Un amortiguador o disipador de energía para controlar las deformaciones relativas entre el edificio y el terreno.
- 3.- Un medio para dar rigidez bajo cargas laterales pequeñas, como viento y sismos pequeños.

9.2.2 FLEXIBILIDAD ADICIONAL

La flexibilidad adicional se logra por medio de varios sistemas, uno de ellos es a base de cojinetes elastoméricos (ver fig. 9.2), que parece ser la forma más práctica y de mayor aplicación hoy en día.

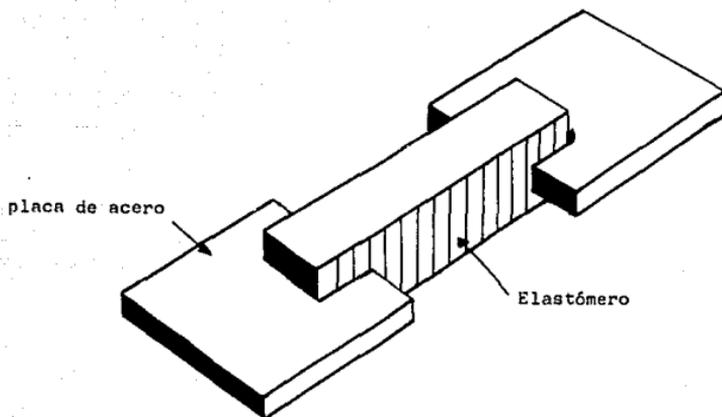


fig. 9.3 Elastómeros

Otros dispositivos para aumentar la flexibilidad incluyen placas deslizantes, suspensión en cables, pilas encamisadas, cimentaciones balanceantes (escalonadas), cojines de aire y resortes helicoidales.

La flexibilidad extra para aumentar el periodo de la estructura, trae consigo desplazamientos relativos mayores, pero estos pueden ser reducidos si se introduce un amortiguamiento adicional a nivel de los aisladores.

9.2.3 DISIPADORES DE ENERGIA

Los mecanismos de disipación de energía proporcionan por medio de un comportamiento histerético del material un amortiguamiento adicional a la estructura.

Para lograr el comportamiento de disipación, han sido desarrollados una serie de dispositivos mecánicos a base de acero dulce o plomo, aprovechando sus características de deformación inelástica, ya que con la deformación plástica de un metal es posible lograr un gran nivel de disipación de energía (ver fig. 9.4).

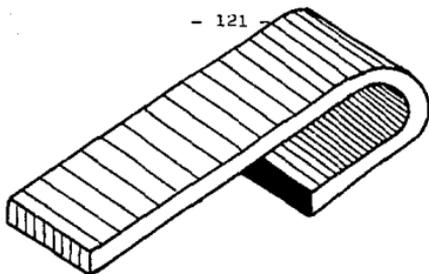


fig. 9.4 Disipador de energía histerética.

Otra forma de disipación de energía es la fricción, que generalmente se usa para limitar deformaciones, sin embargo, es un sistema más caro por lo general, además de que puede sufrir excentricidades permanentes entre sus partes deslizantes después de un sismo.

Amortiguamiento hidráulico también ha sido usado con gran éxito en algunas estructuras, ya que es posible lograr fuerzas de alto amortiguamiento con flujos de fluidos viscosos, sin embargo, el costo de mantenimiento y así como el costo inicial son elevados, motivo por el cual el uso de estos dispositivos se encuentra restringido.

9.2.4 R I G I D E Z P A R A C A R G A S L A T E R A L E S P E Q U E Ñ A S

La flexibilidad lateral requerida para aislar contra cargas sísmicas trae consigo que el sistema estructural vibre perceptiblemente bajo cargas frecuentes, como pequeños sismos o viento.

Para evitar las vibraciones, es necesario rigidizar lateralmente la estructura para cargas pequeñas.

Es posible hacer uso de la resistencia elástica del mecanismo de disipación de energía.

Existen elastómeros especialmente formulados que a bajas deformaciones tienen un alto módulo de elasticidad, de 3 a 4 veces mayor, que su módulo a grandes deformaciones.

El uso de elastómeros para el aislamiento es ideal, ya que el suavizamiento del material ocurre con el incremento de deformaciones.

El uso de cojinetes de plomo-hule y otros disipadores de energía mecánica proveen la rigidez necesaria para cargas laterales pequeñas ya que cuentan con una alta rigidez inicial.

Existen otros sistemas de aislamiento, a base de dispositivos de restricción sacrificable, que constan de un componente rígido diseñado para fallar a un nivel determinado de carga lateral, y que deberá ser reemplazado después de cada sismo.

En resumen, las fuentes de flexibilidad y disipación de energía, expuestos anteriormente son:

a. Sistemas de montura flexible:

- Bloques de goma no reforzados
- Cojinetes elastoméricos (bloques de goma reforzados)
- Placas deslizantes
- Soportes de bola o rollo
- Pilas encamisadas
- Sistemas balanceantes
- Sistemas de suspensión por cables
- Colchones de aire
- Resortes Helicoidales

b. Dispositivos amortiguadores o mecanismos:

- Deformaciones plásticas de un metal
- Fricción
- Elastómeros de alto amortiguamiento

9.2.5 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL AISLAMIENTO SISMICO

La intención de los reglamentos de construcción modernos a nivel mundial, no es proteger una estructura ni su contenido, sino la de garantizar la seguridad de sus ocupantes.

Así, en lugar de resistir las fuerzas tan grandes que son generadas por un sismo, el aislamiento sísmico separa la estructura de los movimientos del suelo, logrando con esto considerables reducciones en las fuerzas sísmicas, desde 5 hasta 10 veces.

El aislamiento sísmico tiene la habilidad de eliminar las demandas de ductilidad de la estructura, ya que absorbe una buena parte de los esfuerzos.

Gracias al aislamiento sísmico, es posible hacer una reducción en los daños de elementos tanto estructurales como no estructurales del edificio, y por lo tanto la seguridad del contenido del mismo aumenta.

Es conveniente entonces además de hacer un análisis sísmico común considerar el uso de aisladores sísmicos, ya que es posible disminuir notablemente los daños en los elementos estructurales, debido a que se logra que estén sometidos a esfuerzos menores.

Se han hecho estudios sobre el costo de los daños en estructuras convencionales y aisladas, observando que:

Para zonas de sismicidad moderada y para estructuraciones a base de marcos, el aislamiento sísmico puede reducir los daños hasta 5 veces.

Para estructuras a base de marcos contraventeados en el sur de California, el aislamiento sísmico muestra una reducción de daños hasta de 6 veces.

Sin embargo, se han hecho estudios y se ha comprobado que los sistemas de aisladores sísmicos funcionan muy bien en suelos duros, pero en suelos blandos tienden a aumentar las respuestas de la estructura provocando deformaciones inaceptables.

Por lo mismo no son sistemas recomendables para el suelo blando de la ciudad de México.

9.3 DISIPADORES DE ENERGÍA

Los reglamentos de construcción en zonas sísmicas, consideran que las estructuras que cumplan con los requisitos fijados de ductilidad y resistencia, tienen suficiente capacidad para disipar la energía introducida por un sismo.

Sin embargo para determinados periodos del movimiento, no necesariamente el mayor, los esfuerzos a los que se ve sometida la estructura provocan que las demandas de disipación excedan a las capacidades de la misma.

Es importante entonces diseñar estructuras que además de ser dúctiles tengan buena capacidad de disipación de energía.

Estudios recientes para el caso del suelo blando de la Ciudad de México, han demostrado que los daños en estructuras disminuyen notablemente con el uso de disipadores de energía en edificios de mediana altura, debido a la disminución de la demanda de ductilidad de la misma. Esto es de particular importancia para estructuras con periodos muy similares a los del suelo.

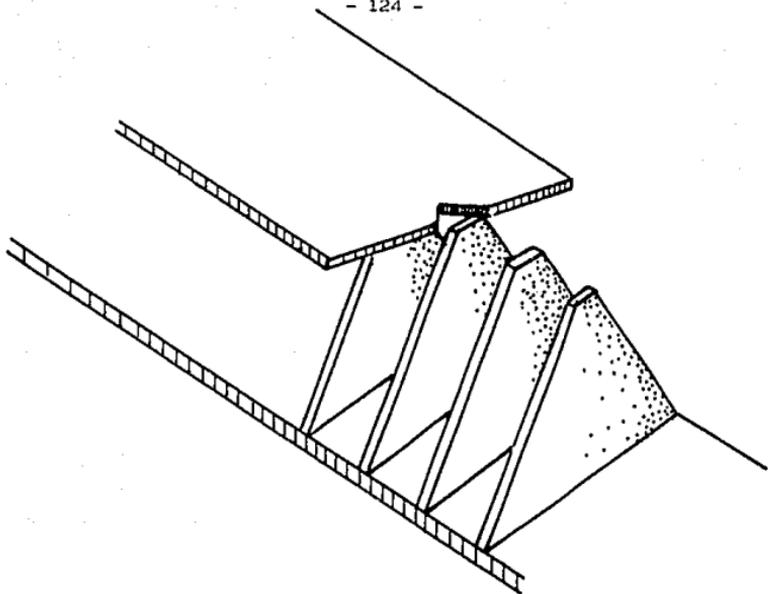


fig. 9.5 Disipador de energía histerética.

CONCLUSIONES

La acción de un sismo en una estructura depende tanto de las características del movimiento terrestre, como de la interacción entre el movimiento sísmico, las propiedades del suelo subyacente y las de la estructura.

Es necesario conocer las características de los sismos, y estudiar las propiedades del terreno y de las estructuras, además de sus comportamientos bajo las acciones sísmicas para poder prevenir los daños causados por los movimientos terrestres.

El diseño sismorresistente requiere principalmente de la selección de un sistema estructural idóneo y eficiente que pueda absorber los efectos del sismo, además de un cuidado especial en los requisitos de dimensionamiento y detalle de los elementos estructurales y no estructurales.

Un diseño adecuado para soportar acciones comunes puede resultar inapropiado para resistir efectos sísmicos.

Es importante aprovechar la capacidad de deformación de las estructuras más allá del rango elástico, ya que el dimensionamiento para lograr que la respuesta de la construcción se mantenga dentro de un comportamiento que no implique daño estructural, ante un sismo fuerte, representa un costo muy elevado.

Las características de ductilidad de los elementos estructurales y de la estructura completa es de importancia fundamental en el diseño sísmico ya que se pretende evitar una falla frágil del edificio que provocaría el colapso del mismo ante sollicitaciones mayores a su capacidad.

Para lograr un diseño sísmico adecuado es importante:

a. Definir con ayuda de la sismología y los estudios de mecánica de suelos las acciones de diseño. En el caso del Distrito Federal, el Reglamento de Construcciones especifica los datos a emplearse para el diseño de estructuras en distintas zonas.

b. La selección de una estructura adecuada, ya que los efectos del sismo en una estructura dependen principalmente de las propiedades de la misma.

c. El cálculo de la respuesta estructural por medio de métodos de análisis sísmico representativos de los movimientos que sufre la cimentación del edificio.

d. El dimensionamiento y detallado de la estructura, evitando fallas frágiles locales, por medio de la ductilidad para lograr una disipación uniforme de energía.

Se deben cuidar los detalles estructurales, no solo a nivel secciones y uniones de elementos, sino también en las conexiones entre la estructura y los elementos no estructurales, así como, que los materiales cumplan con las características de calidad que se necesitan.

Es muy importante que observar que las características del edificio usado para diseño sean iguales a las características reales de la estructura.

Por las características del suelo de la Ciudad de México, los aisladores de base no presentan un comportamiento adecuado, sin embargo, los disipadores de energía pueden resultar convenientes en edificios de mediana y gran altura, para disminuir los periodos naturales de vibración de los mismos, alejándolos del los periodos del suelo y de los sismos de gran intensidad.

A P E N D I C E A

Metodo de Newmark y Hall
para construcción de espectros de diseño

En suelos consistentes Newmark y Hall proponen construir un espectro de diseño a partir de la máxima aceleración del terreno (5), de acuerdo con lo siguiente:

La aceleración máxima del terreno es normalizada a 1.0 g. (9.81 m/seg²). Los valores correspondientes de velocidad y desplazamiento máximos del terreno son proporcionales a la aceleración máxima, siendo 1.22 m/seg² la velocidad máxima y 0.91 m. el máximo desplazamiento del terreno.

Es importante hacer notar que estos valores representan movimientos más intensos que los que comunmente se utilizan para un diseño sísmorresistente; sin embargo son muy cercanos a los valores reales obtenidos en suelos duros. Estos valores pueden ser generalizados para diseño en suelos con menores aceleraciones haciendo una relación a escala determinada.

Se observan tres regiones del espectro, en donde la respuesta es aproximadamente igual a un valor amplificado de la respuesta del terreno. Y para obtener el espectro de diseño de sistemas de un grado de libertad se aplican los factores de amplificación de la tabla A.1 para estructuras con diferente porcentaje de amortiguamiento crítico.

El máximo desplazamiento de la estructura se obtiene multiplicando el máximo desplazamiento del terreno por el factor de amplificación para desplazamiento. De la misma forma se obtienen la velocidad y la aceleración máximas, y así se construye el espectro de diseño correspondiente. Los valores máximos de desplazamiento obtenidos se aplican a las formulas 3.20 y 3.21 y se obtienen los esfuerzos máximos en la base de la estructura.

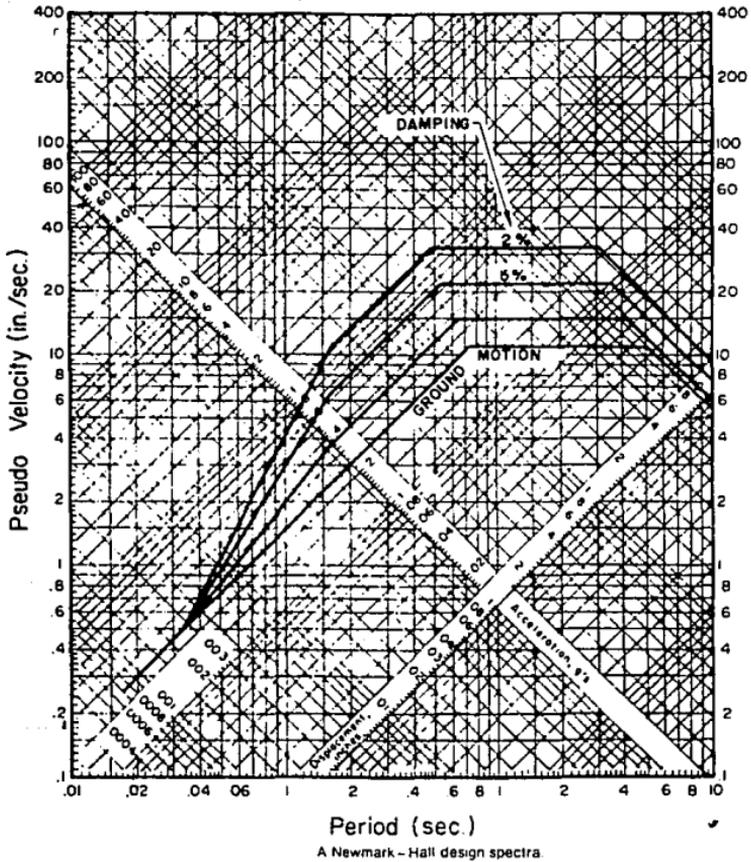


Figura A.1 Espectro de Diseño de Newmark y Hall

Tabla A.1 Valores recomendados de amortiguamiento

Nivel de Esfuerzo	Tipo de Estructura	Porcentaje de amortiguamiento Crítico
esfuerzo de trabajo menor o igual a 1/2 del esfuerzo de falla	Acero, concreto preesforzado, concreto bien reforzado (grietas pequeñas)	2 - 3
	Concreto reforzado con agrietamiento considerable	3 - 5
	Acero atornillado, estructuras de madera	5 - 7
justo antes o en el esfuerzo de falla	Acero, concreto preesforzado, concreto bien reforzado (grietas pequeñas)	5 - 7
	Concreto pretensado que ya no tiene pretensado	7 - 10
	Concreto reforzado	7 - 10
	Acero atornillado, estructuras de madera	10 - 15
	Estructuras de madera clavadas	15 - 20

A P E N D I C E B

I N D I C E D E R O T A C I O N N O D A L

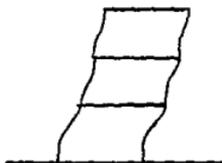
Cuando las trabes son más rígidas que las columnas, la estructura trabaja ante acciones laterales como un marco y se le llama estructura de cortante (ver figura).

Por el contrario si la rigidez en las columnas es mayor que en las trabes, la estructura se deforma como un gran cantiliver y se le llama estructura de flexión (ver figura).

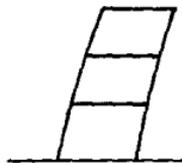
El índice de rotación nodal sirve para determinar las características del comportamiento de una estructura, determinando si la estructura se comporta como estructura de flexión o bien de cortante.

$$R_o = \sum (I/L) \text{ trabes} / \sum (I/L) \text{ columnas}$$

- Si $R_o > 0.1$ se trata de una estructura de cortante, en la que se presentan puntos de inflexión en todas sus columnas.
- Si $R_o < 0.01$ Es una estructura de flexión.
- Si $0.01 < R_o < 0.1$ La estructura tiene un comportamiento mixto



Estructura de cortante



Estructura de flexión

A P E N D I C E C

R I G I D E Z D E E N T R E P I S O

(F o r m u l a s d e W i l b u r)

La forma de vibración de la estructura esta en función de las masas, así como de la rigidez de los elementos estructurales que soportan la vibración.

La rigidez de entrepiso es la relación entre la fuerza cortante que actua en el entrepiso considerado y el desplazamiento horizontal relativo de los dos niveles que lo delimitan (ver fig. .1) y depende de las rigideces de cada uno de los elementos estructurales que intervienen en la resistencia del entrepiso.

$$R_i = V_i / (\delta)_i$$

donde :

- R_i - rigidez del entrepiso i
- V_i - Cortante directo en el entrepiso i
- delta - desplazamiento relativo entre los extremos que delimitan al entrepiso

La obtención de las rigideces de entrepisos para estructuras de cortante con marcos regulares y elementos estructurales de momento de inercia constante, puede hacerse en la práctica profesional por medio de las fórmulas de Wilbur.

Sin embargo, es más recomendable su uso en prediseño y para la revisión de resultados obtenidos por la computadora.

Las fórmulas de Wilbur consideran que la estructura esta empotrada en la base y dan las rigideces del primer entrepiso, del segundo y de un entrepiso cualquiera (n) superior; son las siguientes:

Para el primer entrepiso:

a) Suponiendo columnas empotradas en la cimentación:

$$R_1 = \frac{48 E_c}{h_1 \left| \frac{4h_1}{k_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{kt_1 + \frac{k_{c1}}{12}} \right|}$$

b) Suponiendo las columnas articuladas en la cimentación:

$$R_1 = \frac{24 E_c}{h_1 \left| \frac{4h_1}{k_{c1}} + \frac{2h_1 + h_2}{kt_1} \right|}$$

Para el segundo entrepiso:

a) Suponiendo columnas empotradas en la cimentación:

$$R_2 = \frac{48 E_c}{h_2 \left| \frac{4h_2}{k_{c2}} + \frac{h_1 + h_2}{kt_1 + \frac{k_{c1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{kt_2} \right|}$$

b) Suponiendo las columnas articuladas en la cimentación:

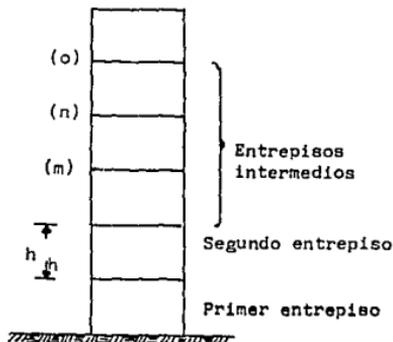
$$R_2 = \frac{48 E_c}{h_2 \left| \frac{4h_2}{k_{c2}} + \frac{h_2 + h_3}{kt_2} + \frac{2h_1 + h_2}{kt_1} \right|}$$

Para entrepisos intermedios, entrepiso n :

$$R_n = \frac{48 E_c}{h_n \left| \frac{4h_n}{k_{cn}} + \frac{h_n + h_n}{k_{tn}} + \frac{h_n + h_o}{k_{tn}} \right|}$$

donde:

- R_n - rigidez de entrepiso
- k_{tn} - rigidez (I/L) del las vigas del nivel sobre el entrepiso n
- k_{cn} - rigidez (I/L) del las columnas del entrepiso n
- m,n,o - indices que identifican 3 niveles consecutivos de abajo hacia arriba.
- h_n - altura del entrepiso n



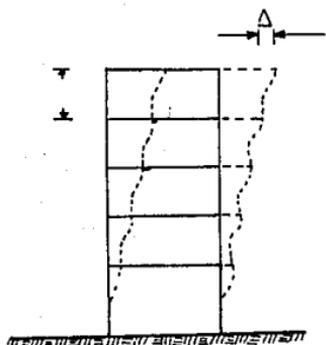


fig. C.1

R E F E R E N C I A S

- (1) Newmark & Rosenblueth
Fundamentos de Ingeniería Sísmica
México D.F., 1982
- (2) Christopher Arnold & Robert Reitherman
Configuración y Diseño Sísmico de Edificios
México D.F., 1987
- (3) Raúl Gómez Tremari
Fundamentos de Diseño y Construcción
Sísmorresistente
Universidad de Guadalajara, 1988
- (4) Bruce A. Bolt.
Earthquakes, a Primer
University of California, Berkeley
U.S.A., 1978
- (5) Farzad Naeim
The seismic design Handbook
U.S.A., 1989
- (6) Rosenblueth y Naeim
IMCYC
- (7) Scientific American.-
Continents Adrift and Continents Aground
- (8) National Academy of Sciences.
Continental Tectonics, Studies in Geophysics
- (9) Roberto Meli Piralla
Diseño Estructural
México, 1985
- (10) Jose Manuel García Rosiles
Detallado de acero de refuerzo en edificios
resistentes a sismos
Tesis profesional
Universidad La Salle, 1990
- (11) María Angélica Hurtado Ferrer
Daños sísmicos en edificios con estructura de
concreto. Detección, prevención y reparación
Tesis profesional
Universidad La Salle, 1991
- (12) Luis Roji Gurateb
Riesgo sísmico en la Ciudad de México
Tesis Profesional
Universidad La Salle, 1990

- (13) Jose Ponce De León Martínez
 Procesos de diseño sismorresistente de edificios
 Tesis profesional
 Universidad La Salle, 1989
- (14) Oscar M. Gonzalez Cuevas
 Aspectos fundamentales del concreto reforzado
 Francisco Robles Fernandez Villegas
- (15) D.M. Lee and I.C. Medland
 Estimation of base isolated structure responses
 Bulletin of the New Zeland National Society for
 Earthquake Engineering. Vol 11 No.4
- (16) D.M. Lee and I.C. Medland
 Base Isolation - An historical development, and the
 influence of higher mode responses
 Bulletin of the New Zeland National Society for
 Earthquake Engineering. Vol 11 No.4 (19
- (17) M. Novak and P. Henderson
 Base-Isolated buildings with soil-structure
 interaction
 Earthquake engineering and structural dynamics,
 Vol 18,751-765 (1989)
- (18) Roberto Cuellar Morales
 Rogelio Lopez Vazquez
 Estudio y aplicación del Super-Etabs Versión PC
 Tesis profesional
 U.N.A.M. 1989
- (19) Gustavo Rafael Aranda Hernandez
 Victor José Palencia Gómez
 Análisis Sísmico de Estructuras
 Tesis profesional
 Francisco José Sánchez Seima
 U.N.A.M., 1974
- (20) Mario Rodríguez.
 Disipación de Energía Introducida por terremotos en
 estructuras.
 Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería
 Sísmica. Manzanillo, Colima 1991.
- (21) Armando Sosa García, Sonia E Ruiz, Ricardo Gonzalez
 Alcorta y Armando Nieto.
 Comportamiento de Estructuras con aislamiento
 Sísmico.
 Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería
 Sísmica. Manzanillo, Colima 1991.
- (22) Reglamento de Construcciones para el Distrito
 Federal, 1987.

- (23) **Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. 1987.**
- (24) **Emilio Rosenblueth.
El Futuro de la Ingeniería Sismica.
Memorias del VIII Congreso de Ingeniería sísmica.
Acapulco, Gro. 1989.**

INDICE DE LAMINAS

CAPITULO 1

- 1.1 Movimiento de tectónica de placas
- 1.2 Distribución de placas tectónicas
- 1.3 Movimiento convergente
- 1.4 Subducción de placa de cocas
- 1.5 Movimiento Divergente
- 1.6 Movimiento de fallas
- 1.7 Esquema de movimientos
- 1.8 Falla geológica
- 1.9 Teoría del rebote elástico
- 1.10 Clasificación de las fallas
- 1.11 Tipos de ondas sísmicas
- 1.12 Ondas reflejadas y refractadas
- 1.13 Foco y epicentro
- 1.14 Mapa mostrando líneas isosistas del temblor de México, 19 Mayo 1962
- 1.15 Definición de la magnitud de Richter
- 1.16 Homograma para el cálculo de la magnitud de Richter
- 1.17 Modelos sencillos de sismógrafos que registran el movimiento vertical y el horizontal en dos direcciones
- 1.18 Integración de un acelerograma
- 1.19 Comparación de Acelerogramas
- 1.20 Diagrama de un sismoscopio
- 1.21 Sísmicidad del mundo
- 1.22 Zonas sísmicas
- 1.23 Regionalización sísmica de México

CAPITULO 2

- 2.1 Definición de periodo
- 2.2 Formas naturales devibración
- 2.3 Periodos fundamentales de diversas estructuras
- 2.4 Definición de grados de libertad
- 2.5 Grados de libertad
- 2.6 Sistemas de un grado de libertad
- 2.7 Idealización de sistema de un grado de libertad
- 2.8 Sistema de un grado de libertad sin amortiguamiento
- 2.9 Vibración libre de sistemas de lgdl sin amortiguamiento
- 2.10 Estructura del ejemplo 2.1
- 2.11 Rigidez de elementos
- 2.12 Vibración libre de sistemas de lgdl con amortiguamiento
- 2.13 Amortiguamiento en estructuras
- 2.14 Excitación aleatoria
- 2.15 Sistemas de varios grados de libertad
- 2.16 Sistema de dos grados de libertad
- 2.17 Modos de vibración de una estructura de dos grados de libertad
- 2.18 Sistemas de dos grados de libertad

- 2.19 Diagramas de cuerpo libre para masas de la figura 2.17b
- 2.20 Espectro de diseño mostrando T_n , T_b y c
- 2.21 Datos del problema 2.6.1

CAPITULO 3

- 3.1 Espectro de Fourier, temblor Taft, 1952, S69E
- 3.2 Cálculo del espectro de respuesta de desplazamiento
- 3.3 Espectros de respuesta elástica de aceleración
- 3.4 Espectros de respuesta para sistemas elásticos
- 3.5 Espectros de diseño
- 3.6 Espectros de aceleración promedio de diseño para diferentes tipos de suelo
- 3.7 Espectros de diseño normalizado para diferentes tipos de suelo
- 3.8 Efecto de la magnitud del sismo en espectros de diseño
- 3.9 Influencia de la duración del movimiento fuerte en espectros de diseño
- 3.10 Espectro de respuesta

CAPITULO 4

- 4.1 Mapa de zonificación D.F.
- 4.2 Separación entre linderos
- 4.3 Flecha vertical

CAPITULO 5

- 5.1 Configuraciones sísmicas óptimas
- 5.2 Concentraciones de masas
- 5.3 Limitación de excentricidad torsional
- 5.4 Dificultad en plantas tipo T, C, H
- 5.5 Juntas constructivas
- 5.6 Cambios de rigidez
- 5.7 Ductilidad

CAPITULO 6

- 6.1 Estructuras irregulares
- 6.2 Espectro de diseño
- 6.3 Subzonificación de la zona del lago y la zona de transición
- 6.4 Limitación en dimensiones
- 6.5 Limitación en variación de cargas por nivel
- 6.6 Restricción de áreas en niveles
- 6.7 Estructuras a base de marcos, losa y columnas
- 6.8 Limitación de variación de rigidez
- 6.9 Restricción de entrantes y salientes
- 6.10 Aberturas

CAPITULO 7

- 7.1 Distribución simétrica de muros
- 7.2 Muros de carga perimetrales paralelos
- 7.3 Restricción de dimensiones
- 7.4 Estructura para el ejemplo 7.1
- 7.5 Distribución de cortante
- 7.6 Sistema resistente ortogonal
- 7.7 Traslación
- 7.8 Torsión
- 7.9 Volteo
- 7.10 Volteo
- 7.11 Efecto P-delta

CAPITULO 8

- 8.1 Gráfica de comportamiento inelástico
- 8.2 Revenimiento para diferentes elementos
- 8.3 Esfuerzo de fluencia del acero
- 8.4 Tenaza de corte y tijera
- 8.5 Herramientas de doblado
- 8.6 Excentricidad admisible
- 8.7 Requisitos de detalle para vigas de concreto reforzado
- 8.8 Requisitos de detalle para columnas de concreto reforzado
- 8.9 Efecto de columna corta
- 8.10 Columna corta
- 8.11 Junta entre muro o pretil y columna
- 8.12 Sistema de piso en desnivel
- 8.13 Edificio en desnivel
- 8.14 Sistema de planta baja flexible
- 8.15 Muros desligados, sistema para desligar

CAPITULO 9

- 9.1 Aislador de base
- 9.2 Ciclo de histéresis
- 9.3 Elastómeros
- 9.4 Disipador de energía histerética
- 9.5 Disipador de energía histerética

APENDICES

- A.1 Espectro de Diseño de Newmark y Hall
- B.2 Estructura de Cortante y de flexión
- C.1 Rigidez de entrepiso

I N D I C E D E T A B L A S

1.1	Escala de Mercalli modificada	15
1.2	Escala de Intensidad del Observatorio Central de Tokio	10
1.3	Relación entre magnitud, intensidad, energía, aceleración y velocidad del terreno	19
3.1	Valores relativos de los factores de amplificación espectrales	58
5.1	Estructuras flexibles contra estructuras rígidas	71
6.1	Valores de T_a , T_b , r y c	76
7.1	Coefficientes sísmicos para construcciones del grupo B	85
7.2	Ejemplo 7.1	
A.1	Valores recomendados de amortiguamiento	129