

27



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGON**

**"DISEÑO SISMO-RESISTENTE
DE EDIFICIO PARA OFICINAS".**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
J. SABINO VARELA ARAMBURO

Asesor: ING. RICARDO HERAS CRUZ

273591

México.

2000



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

J. SABINO VARELA ARAMBURO
P R E S E N T E .

En contestación a la solicitud de fecha 29 de octubre del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el profesor, ING. RICARDO HERAS CRUZ, pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado, "DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE EDIFICIO PARA OFICINAS", con fundamento en el punto 6 y siguientes del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Méx., Octubre 29 de 1999
EL DIRECTOR

LIC. CARLOS EDUARDO LEVY VAQUERO



c.c.p. Secretaría Académica.
c.c.p. Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil.
c.c.p. Asesor de Tesis.

AGRADECIMIENTOS

A DIOS

POR DARMELA VIDA
POR HABERME PERMITIDO LLEGAR A ESTE
MUNDO Y PONERME EN ESTE LUGAR
POR ESTAR SIEMPRE CONMIGO
POR SER MI MEJOR CONSEJERO
POR SER MI GUIA
POR SER MI DIOS

A MI HIJA

YA QUE GRACIAS A TI ME DI
CUENTA DE CUANTO ME
QUIEREN MIS PADRES, GRACIAS
POR SER LA LUZ QUE SIEMPRE
BRILLARA EN MI VIDA Y EL MAS
GRANDE REGALO DE DIOS.
GRACIAS VANE.

A LA VIDA

POR DÁRMELO
TODO

A MI

POR SER EL MAS SEVERO PERO EL
MEJOR DE LOS AMIGOS
POR SER NOBLE Y HONESTO
POR EL GRAN ESFUERZO QUE
PONES EN LOGRAR TUS METAS A
PESAR DE LOS OBSTACULOS

A TI

GRACIAS POR ENSEÑARME EL ARTE DE VIVIR,
Y HACER DE MI VIDA UNA OBRA DE ARTE.
GRACIAS POR QUERERME COMO SOY,
GRACIAS POR ENSEÑARME A VOLAR
GRACIAS POR ESTAR A MI LADO
GRACIAS POR TU APOYO INCONDICIONAL
GRACIAS AMOR
GRACIAS ANGELES B. S.C.

A GREGORIO Y CARMEN

POR HABERME ENSEÑADO A SER
HONESTO, POR FORJAR EN MI
TODOS LOS VALORES QUE TENGO
COMO PERSONA Y POR DARMELA
SIEMPRE SU APOYO SINCERO E
INCONDICIONAL EN TODO
MOMENTO
GRACIAS PAPAS.

A MI HERMANO GREGO (O.E.D.)

POR HABERME PERMITIDO SER SU
HERMANO POR HABER ESTADO A MI
LADO EN LOS MOMENTOS DIFICILES, Y
POR QUE DONDE QUIERA QUE ESTES YO
SE QUE ESTAS CONMIGO.

A MIS HERMANOS CRISTINA Y ANGEL

POR DEMOSTRARME SU
CARIÑO INCONDICIONAL Y
HABERME PERMITIDO
ENTRAR EN SUS VIDAS

A MI ABU/ELITA TEO

QUE ME CUIDO CUANDO YO MAS
LO NECESITABA
Y POR SER MI SEGUNDA MADRE

A MIS AMIGOS DE ALMA

ANGELICA, BETO,
CATALINA, CRISTINA, ERICK,
IRASEMA Y MARCOS. GRACIAS
POR DEJARME SER PARTE DE SUS
VIDAS Y BRINDARME SU SINCERA
Y CORRESPONDIDA AMISTAD.
GRACIAS HERMANOS.

A MI PRIMO CHUCHO
POR SER COMO UN HERMANO MAS
PARA MI

A MI ASESOR DE TESIS

GRACIAS RICHARD POR
SACRIFICAR TU VALIOSO TIEMPO
EN COMPARTIR TUS
CONOCIMIENTOS CONMIGO Y
APOYARME PARA LA
REALIZACIÓN DE ESTA TESIS. DE
MANERA MUY ESPECIAL GRACIAS.

A TODAS AQUELLAS PERSONAS A LAS CUALES
ADMIRO Y QUE, SIN SABERLO, HAN CONTRIBUIDO
CON SU EJEMPLO A MI DESARROLLO PERSONAL, Y
PROFESIONAL.

GRACIAS:
C.P. GUADALUPE GUERRERO CAMPOS
DR. JORGE VALDIVIA LOPEZ
ARQ. MANUEL VILLANUEVA VAZQUEZ
LIC MIGUEL AYALA PEÑA
ZEFERINO PEÑA ZETINA
LIC RAMON LOSA GONZALES
ING. GUILLERMO LOPEZ RODRIGUEZ
ING. ANGELES SANCHEZ CAMPOS
MARCOS ALARCON
M EN I FRANCISCO LOBACO AMAYA

A MIS MAESTROS

A ELLOS QUE CONTRIBUYERON
CON SU SABIDURIA Y
EXPERIENCIA A FORJAR EN MI
UNA EDUCACION.

A TODOS AQUELLAS PERSONAS
QUE COLOCARON OBSTACULOS
EN EL TRAYECTO DE MI VIDA, YA
QUE GRACIAS A ELLOS HE
APRENDIDO HA SOBREPONERME
EN SITUACIONES DIFICILES Y CON
ELLO SER CADA DIA MAS FUERTE.

A LA E.N.E.P.-ARAGON

POR HABERME FORMADO
PROFESIONALMENTE Y ASI
CONTRIBUIR A LOGRAR UNA DE
MIS METAS MAS ANHELADAS.

CONTENIDO

	Pag.
INTRODUCCION.....	8
 CAPITULO I. CONCEPTOS DE SISMOLOGIA Y DINAMICA	
1.1 Sismos, sus causas.....	13
1.2 Transmisión de movimiento.....	19
1.3 Intensidad y escala de temblores.....	22
1.4 Esfuerzos que causan los sismos en las construcciones.....	26
 CAPITULO II. ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO	
II.1 Criterios de diseño sismo-resistente.....	62
II.2 Enfoque para un diseño sismo-resistente.....	66
II.3 Aspectos normativos y criterios de diseño sísmico usados en el reglamento de construcciones para el distrito federal.....	68
II.4 Conceptos básicos para el análisis sísmico	76
II.5 Normas técnicas complementarias para diseño por sismo.....	81
 CAPITULO III. CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO	
III.1 Características de los edificios que definen la respuesta a sismos.....	113
III.2 Características de los materiales.....	121
III.3 Características relevantes de un edificio para el comportamiento sísmico	124
III.4 Dimensionamiento de los sistemas estructurales.....	132

CAPITULO IV. APLICACIÓN DEL DISEÑO SISMO – RESISTENTE

IV.1 Análisis de cargas	158
IV.2 Interacción suelo-estructura	162
IV.3 Archivo de datos del edificio para SAP90	171
IV.4 Resultados del análisis estructural	174
IV.5 Determinación de las secciones de los elementos estructurales.....	182

V. CONCLUSIONES.

V.1 CONCLUSIONES.....	194
-----------------------	-----

BIBLIOGRAFÍA.....	195
-------------------	-----



INTRODUCCION

UNIVERSIDAD NACIONAL
MAR DEL PLATA
FACULTAD DE INGENIERIA

INTRODUCCION.

Los sismos se consideran como uno de los fenómenos naturales más graves y peligrosos para la vida en este planeta; a través del tiempo han causado la destrucción de incontables ciudades de casi cada uno de los continentes. Es posible afirmar que entre todos los peligros naturales, estos son los menos entendidos, es por eso que en la antigüedad se les consideraba como algo sobrenatural.

Los riesgos impuestos por sismos son únicos en muchos aspectos y, consecuentemente, la adecuada planeación conducente a reducir los riesgos de sismos requiere un enfoque especial desde el punto de vista de la ingeniería.

Una característica importante del fenómeno sísmico es que el riesgo a la vida esta asociado casi completamente con estructuras construidas por el hombre. Exceptuando los deslizamientos del suelo provocados por sismos, los efectos sísmicos que causan numerosas pérdidas de vida son derrumbes de puentes, edificios, presas y otras obras realizadas por el hombre. Esto ha conducida a hacer especial énfasis en lo que respecta a la predicción de sismos en una de las regiones sísmicas de mayor actividad en el mundo. Es evidente que no se pueden evitar daños sísmicos. Es cierto que la población entera pueda ser puesta a salvo; pero no sucede lo mismo con las estructuras, que determinan en gran parte el patrón de vida de la comunidad y cuya destrucción podría ser inevitable, ocasionando cuantiosas pérdidas para la economía regional

Esta tesis tiene como intención establecer los métodos principales para la aplicación del diseño sismo-resistente en forma rápida y eficaz. El diseño sismo-resistente es un tema tan amplio e inexplorado que existen grandes dificultades en

decidir que criterio de diseño y que métodos analíticos deben aplicarse a determinado proyecto.

Los objetivos principales son los siguientes. :

1. Analizar los aspectos básicos de la evaluación del riesgo sísmico y del diseño sísmo-resistente.
2. Conocer las diversas técnicas de diseño existentes de acuerdo al R.C.D.F.
3. Proporcionar guías para aplicar el diseño así como los pasos a seguir de acuerdo a la normatividad.

Los sismos exigen a los ingenieros civiles un gran número de criterios de diseño diferentes a los procesos normales de diseño. Como algunos de estos criterios son fundamentales para determinar la forma de la estructura, es crucial que se preste la adecuada atención a las consideraciones sísmicas en las distintas etapas del diseño.

Debido a que el riesgo sísmico de un proyecto depende de la actividad sísmica de la región, debe realizarse una evaluación previa de esta. Los antecedentes pueden obtenerse de fuentes tales como autoridades locales, sismólogos o en el caso de la ciudad de México en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

La evaluación de la respuesta de un terreno a los sismos es uno de los aspectos más importantes y complicados del proceso de diseño. Para realizarla es necesario definir primero el sismo de diseño como se realiza en el desarrollo de esta tesis.

Diseñar estructuras no sólo tiene como objetivo determinar secciones estructurales y obtener esfuerzos seguros, también existen aspectos como son la economía y la facilidad de construcción. La obtención de resultados óptimos se logra cuidando todos los aspectos del análisis y del diseño partiendo de la selección adecuada de los materiales así como de una estructuración eficiente del sistema estructural y la determinación racional de las secciones.

El proyecto que se realizó en el capítulo IV es una estructura para uso de oficinas por lo que se considera dentro de las estructuras del grupo B, esta consta de 4

niveles arriba del nivel de calle y un sótano que cumple las funciones de cajón de cimentación. Aunque se menciona la interacción suelo-estructura en esta tesis no se aplica en el ejemplo ya que el edificio se sitúa en una zona I.

En los capítulos I, II y III se hace referencia a todo el marco teórico que rodea la realización de un diseño sismo-resistente.

En el capítulo I se menciona lo que son los sismos, de donde provienen y cuales son sus efectos en las construcciones así como una remembranza de aquellos conceptos importantes para la comprensión del comportamiento de los sismos y los esfuerzos que causan en las construcciones.

En el capítulo II nos enfocamos a la obtención del marco teórico que nos aboque al contexto diseño y análisis sismo-resistente, cuales son sus criterios, los enfoques, así como el aspecto normativo basándonos como eje principal en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ya que es la entidad con mayor impacto sísmico, en el inciso 5 de este capítulo se incluyen las normas técnicas complementarias para diseño por sismo para fines de consulta.

En el capítulo III se presenta una semblanza de las características que debe cumplir un edificio para que el impacto por esfuerzos causados por sismos sea el mas favorable a la estructura estas características se refieren a los materiales a utilizar en el proceso constructivo, el tipo de edificio en planta, sus características geométricas así como la separación entre los edificios adyacentes, se detallan los comportamientos de los edificios ante un sismo tales como el periodo natural de vibración, la interacción suelo - estructura, los factores de comportamiento sísmico, y los periodos fundamentales de retorno así como los desplazamientos y las rotaciones que sufren los sistemas estructurales ante un sismo de igual forma se revisan el amortiguamiento de los edificios

Por ultimo se mencionan, tomados de autores de gran reconocimiento en materia de sismos, los aspectos principales para el dimensionamiento de los elementos estructurales que posteriormente se aplicaran en el proyecto.



CARRIZO I

CONCEPTOS DE SISMOLOGIA Y

DINAMICA

AVENIDA DE

MEXICO

1.1 SISMOS, SUS CAUSAS

En el universo todo es movimiento y mutabilidad. La tierra, como es sabido, gira sobre su propio eje, da vueltas alrededor del sol y sigue a su vez los movimientos de éste, yendo con él hacia la estrella Vega de la constelación de Lira. Está sujeta a fuerzas de atracción por las masas de los demás cuerpos celestes, en especial del sol y de la luna.

Hasta las rocas se clasifican por su evolución, llamándose:

Ígneas: las que fueron constituidas por materias incandescentes (volcánicas o plutónicas según provengan o no de los volcanes).

Sedimentarias: Las que se han disgregado por acción de los agentes exteriores .

Metamórficas: Cuando con el tiempo han tenido alteraciones por medios químicos o físicos.

Pero no solo hay que considerar a las rocas como cuerpos que se formaron en otras épocas, sino también como elementos que se están formando en la actualidad.

En esta era, debido a una fuerza centrífuga hay una especie de " explosión de las galaxias " ya que estas se separan a grandes velocidades. La tierra se enfría paulatinamente, y de manera constante ocurren cambios en su estructura. Su corteza es delgada, cuyo espesor medio es de 52 Km. Independientemente de lo superficial, esta formada de dos capas:

- La de rocas graníticas
- La de rocas basálticas.

Hay partes en la profundidad de los océanos donde la base es la capa basáltica.

Después de la corteza existe la discontinuidad llamada *Mohorovicic* que se dice esta constituida por silicatos de hierro y de magnesio, luego sigue el *manto* que tiene quizá 2900 Km. De espesor y que algunos geólogos suponen que esta formado fundamentalmente por óxidos y sulfuros.

Hay otra discontinuidad que encierra al núcleo, el cual parece ser de hierro y níquel, materiales extraordinariamente comprimidos por enormes presiones y cuyas temperaturas deben de estar entre 3500 y 4000 ° C .

Tanto en la corteza como en el manto hay masas de roca que tratando de encontrar equilibrio, por años acumulan fuerzas elásticas que en un momento dado ya no resisten y al colapsarse causan movimientos bruscos o sismos.

En últimas fechas se han detectado enormes placas subterráneas que, en movimiento constante, se juntan o se separan entre sí, y causan compresiones y encimamientos que dan lugar al acomodamiento de las rocas y al que se atribuyen muchos de los sismos. Se ha calculado que tales placas suelen estar de 53 km. A 100 km. De profundidad.

También hay temblores llamados volcánicos, causados por erupciones de volcanes, y a los demás se les denomina tectónicos, aunque esta palabra, de manera genérica, también podría aplicarse a los volcánicos, ya que se refiere a fenómenos que ocurren en la tierra.

Los temblores más extensos y que han causado mayores daños han sido los tectónicos, aunque los volcánicos, en muchas ocasiones también han provocado grandes desastres.

Entre el manto se encuentra el *magma*, del cual proviene el fuego de las erupciones volcánicas.

En la tierra hay movimientos lentos llamados *bradisismos*, como en la ciudad de México, la cual se hunde paulatinamente, o como ocurre en otros sitios donde terrenos arenosos se desliza poco a poco. A los movimientos bruscos se les denomina *taquisismos*. Estos se clasifican en:

Microsismos, cuando solo son registrados por sismógrafos.

Macrosismos, cuando son notables sin ayuda de ningún aparato.

Megasismos, cuando son fortísimos.

Todos estos fenómenos pueden tomar su energía de las condiciones térmicas, de la radiactividad, el magnetismo y la fuerza gravitacional de la tierra.

Es común que un sismo sea seguido o precedido por otro u otros de mayor o de menor intensidad. En ocasiones las aguas del mar penetran por alguna grieta en las capas del magma, se evaporan y causan explosión. El movimiento de unas rocas puede causar la rotura o el movimiento de otras, por todo esto no es raro que temblores seguidos tengan dos o más epicentros.

Por causa de un sismo pueden surgir manantiales o vapores del subsuelo. Se han llegado a cegar pozos y en ocasiones se han producido avalanchas de tierra o arena en suelos inclinados que, como la lava de los volcanes han invadido campos de cultivo o poblaciones.

El *hipocentro* o *foco* del temblor es el sitio donde este se genera y el *epicentro* o *epifoco* el lugar de la superficie terrestre donde se proyecta.

Los movimientos pueden ocasionar deslizamientos lentos de tierra, inquietud en los animales que los perciben, salida de las serpientes de sus guaridas o alteración en los niveles de agua de los pozos. Cuando suceden con anterioridad, dan lugar a predecirlos, pero en muchas ocasiones corresponden a alteraciones que han sido el principio de otras mayores.

Son tantas, muy diversas y de distinto origen las causas de los sismos, por ellos, si en un lugar se han producido con cierta periodicidad esta debe considerarse como casual. En cambio, se ha notado que a veces los temblores coinciden con las altas temperaturas, por ejemplo en el verano, pues es cuando la corteza de la tierra se dilata.

Número de temblores

Según investigaciones del sismólogo inglés Milne, durante el año hay 80 mil movimientos telúricos. En los continentes, cuya superficie es menor que la de los mares suceden aproximadamente 25 mil de estos se puede decir que la milésima parte son fuertes, de donde se deduce que hay en la tierra 25 temblores fuertes por año.

En el mar los sismos son frecuentísimos y se designan como maremotos. A veces un mar muy agitado, y casi siempre cuando sus movimientos duran poco tiempo, es la consecuencia de un maremoto. Si ocurre lejos de la costa, el resultado no es de gran importancia, pero cuando sucede cerca, puede provocar en ella enormes perjuicios.

Lugares de temblores.

El hilo siempre se rompe por la parte más delgada, y la tierra tiene también sus sitios más vulnerables científicamente es muy interesante conocer y estudiar tanto el movimiento de las placas profundas como de todos los accidentes en el interior de la tierra los cuales pueden ocasionar los sismos; pero en la práctica es suficiente considerar lo que ya indicaron los griegos del siglo V A.C., "tiembla donde ha temblado mucho y tiembla fuerte donde así ha temblado".

Predecir un gran sismo en una zona sísmica como la de México es como prever un aguacero en tiempo de lluvias. Se conoce que puede venir pero es imposible saber que día y a que hora. Lo importante no es tratar de investigar cuando va a presentarse un fuerte sismo, sino realizar construcciones que lo puedan resistir.

A los sitios del mundo donde frecuentemente tiembla se les llama *zonas sísmicas o fallas geológicas*, y fundamentalmente son cuatro.

1.- la circunpaciífica: Alaska, el oriente de china (quizá tan sísmico como Japón), Japón, Borneo y Filipinas, la costa oriente de Australia, Chile, Perú, Ecuador, Colombia, Centro América, y la costa occidental de los Estados Unidos.

2.-La de los mares mediterráneos.: El mediterráneo, las costas del mar rojo, el sur de la India, las islas Celebes atraviesa el pacífico hasta los Galápagos (frente a la república del Ecuador), pasa por Panamá, el mar de las Antillas (Caribe) y vuelve a Gibraltar.

3.- La falla de África oriental: pasa por Etiopía, Somalia, Kenia, Tanzania, Mozambique y Sudáfrica hasta el cabo de Buena Esperanza.

4.- La que podría llamarse "asiática": del Mar Negro hacia el noroeste de Irán: se dirige el Cáucaso y termina en la cordillera del Himalaya.

De manera general, y en los países de actividad sísmica, tiembla más donde hay volcanes, en zonas más montañosas, en litorales escarpados y donde son mayores la inclinación y la estratificación de las rocas.

En los grandes planos, como las llanuras de Siberia, el desierto del Sahara o las planicies norteamericanas, no se registran o casi no se registran temblores.

México es fundamentalmente un país sísmico, pero también tiene zonas en las que no tiembla y zonas de gran actividad, las cuales se indica en el mapa de la FIGURA 1.1 con anotaciones al final del mismo.

En los boletines de información sísmica que publica el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, se muestra la constante sismicidad de la República, aunque, por fortuna, la mayoría de los sismos son de muy poca intensidad, pero generalmente se registran de 10 a 20 diarios.

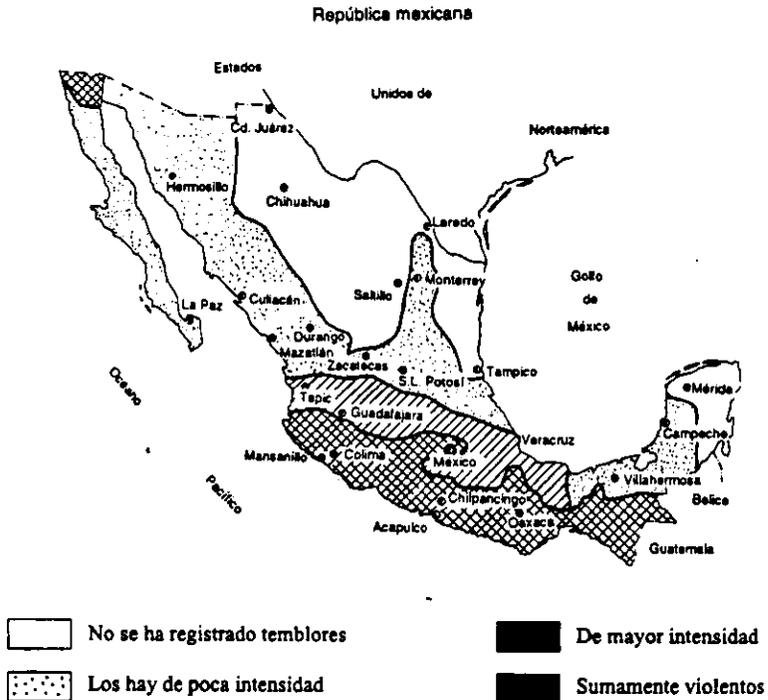


FIGURA I.1 zonas sísmicas en la república mexicana

1.2 TRANSMISIÓN DE MOVIMIENTO.

Las ondas que transmiten los movimientos, del temblor de tierra, tienen un periodo, es decir, una duración, y una amplitud.

Los temblores provocan ondas longitudinales, ondas transversales y ondas superficiales como las de un mar agitado.

Las ondas longitudinales, cuyas vibraciones tienen la misma dirección que ellas, son las más rápidas; su velocidad de transmisión puede ser de 5 Km/s. a 12 Km/s., la cual llega hasta sólo 1.5 Km/s al atravesar terrenos lodosos y para las transversales es varía de 2 Km/s. a 7 Km/s.

Tales velocidades son mayores cuando atraviesan un medio compacto y disminuyen al pasar por capas de la corteza terrestre donde las rocas tienen intersticios una con otra; en este caso, las ondas longitudinales pueden transmitirse a 3 Km/s. o 4 Km/s., y las transversales a veces reducen su velocidad hasta ser quizá de 500 m/s a 900 m/s.

La transmisión de movimiento es más rápida cuando el hipocentro es menos profundo.

Las ondas superficiales, que se propagan en las capas superiores, son las más lentas y su velocidad puede ser tan sólo de 300 m/s a 800 m/s.

Los periodos de las ondas son más largos cuando más lejos estén del hipocentro y tanto menos duro sea el terreno.

A distancias muy grandes, para las ondas longitudinales, se ha llegado a calcular hasta de 5 s a 15 s.

Y para las transversales hasta de 11 s a 14 s. Temblores de tan grandes periodos, en realidad no importan para la resistencia de las construcciones, pues ya sus movimientos son tan suaves que el efecto en ellas es muy reducido.

Cerca del epicentro de temblores fuertes, aun lejos de él, los periodos se reducen a sólo de 0.3 s a 3 s, y son los que interesan, ya que dañan a los edificios. En un punto determinado, los movimientos resultan complejísimos. A los periodos fundamentales de las ondas se suman otros de distinta índole y así resultan superposiciones de diferentes movimientos cuyas resultantes son muy variadas que, sobre todo lejos del epicentro, se manifiestan en direcciones horizontales y con menor intensidad en el sentido vertical.

Las ondas sísmicas se transmiten a través de terrenos de diversas constituciones y, frecuentemente, al llegar a una zona de discontinuidad, ésta se comporta como un nuevo foco emisor de otras ondas.

Un observador en un sitio determinado, puede percibir por medio de diversas ondas reflejadas y refractadas, distintos movimientos en diferente tiempo, cuyo origen fue uno solo, generado en el hipocentro.

El resultado de diferentes impulsos, direcciones, condiciones e intensidades, se traduce en movimientos tan variados como el de la FIGURA 1.2A tomada en un sismoscopio, en la ciudad de México, durante un temblor de 1965. La retícula puesta sobre la gráfica se compone de cuadros de 1 cm².

La gráfica de la FIGURA 1.2B corresponde a ondas de movimiento suave y lento, y la de la FIGURA 1.2C otras de movimiento intenso y rápido.

Aunque los movimientos se propagan en todos sentidos, es posible analizarlos en sus proyecciones horizontales y verticales.

Cuando las reflexiones y refracciones de las ondas pasan diferentes medios del terreno que podríamos llamar rayos sísmicos no siguen línea recta al cruzar el área referida.

Durante los sismos de 1985 en la ciudad de México, al tropezar las ondas sísmicas con las reflejadas, los movimientos se incrementaron de tal manera que llegaron a superar a los que sucedieron en lugares más cercanos al epicentro. Además, al encontrarse unas ondas con otras se provocaron movimientos que no se habían registrado en otras ocasiones.

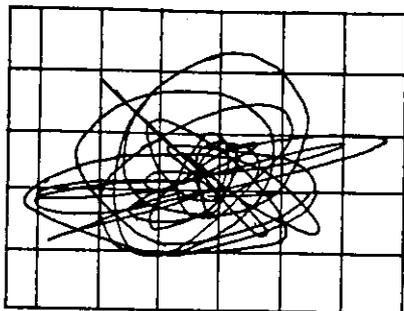


FIGURA 1.2A

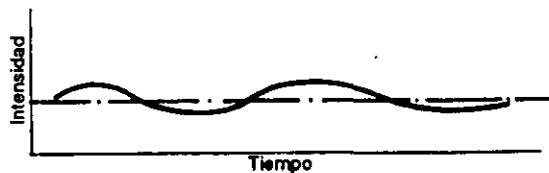


FIGURA 1.2B

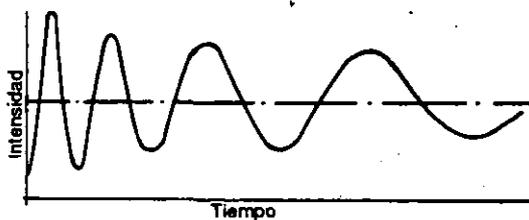


FIGURA 1.2C

Cerca del centro de la ciudad (colonia Roma) hubo desalojamiento de tierra, de aproximadamente 32 cm. Que mostraron roturas en el pavimento de la calle.

Los movimientos horizontales se propagan mucho mejor que los verticales, debido a la delgadez proporcional de la corteza terrestre; por ejemplo, al mover una hoja de papel, sin embargo también se producen esos últimos.

1.3 INTENSIDAD Y ESCALA DE TEMBLORES.

Hay varias escalas para medir la intensidad de los temblores y dar idea de los perjuicios que ocasionan

(Mercalli, Omori, Sieberg, etc.) En todas se busca una clasificación de los sismos. La mayoría se refiere a los efectos del temblor o los daños que causa en las construcciones.

Escala de Mercalli modificada (MM)

GRADO	DESCRIPCION
1	No es sentido por las personas, registrado por los instrumentos sismográficos.
2	Sentido sólo por pocas personas en reposo, especialmente en los pisos superiores, objetos suspendidos pueden oscilar.
3	Sentido en el interior de las edificaciones, especialmente en pisos superiores, pero muchos pueden no reconocerlo como temblor, vibración semejante a la producida por el paso de un vehículo liviano, objetos suspendidos oscilan.
4	Objetos suspendidos oscilan visiblemente, vibración semejante a la producida por el paso de un vehículo pesado, vehículos estacionados se bambolean, cristalería y vidrios suenan, puertas y paredes de madera crujen.
5	Sentido aun en el exterior de los edificios, permite estimar la dirección de las ondas, personas dormidas se despiertan, el contenido líquido de recipientes y tanques es perturbado y se puede derramar, objetos inestables son desplazados, las puertas giran y se abren o cierran, relojes de péndulo se paran.

- 6 Sentido por todas las personas, muchos sufren pánico y corren hacia el exterior, se tiene dificultad en caminar establemente, vidrios y vajilla se quiebran, libros y objetos son lanzados de los anaqueles y estantes, los muebles son desplazados o volcados, el revoque y enlucido de mortero de baja calidad y mampostería tipo D se fisuran, campanas pequeñas tañen.
- 7 Se tiene dificultad en mantenerse parado, percibido por los conductores de vehículos en marcha, muebles se rompen, daños y colapso de mampostería tipo D, algunas grietas en mampostería tipo C, las chimeneas se fracturan a nivel de hecho, caída del revoque de mortero, tejas, cornisas y parapetos sin anclaje, algunas grietas en mampostería de calidad media, campanas grandes tañen, ondas en embalses y depósitos de agua.
- 8 La conducción de vehículos se dificulta, danos de consideración y colapso parcial de mampostería tipo C, algún daño en mampostería tipo B; algún daño en mampostería tipo A; caída del revoque de mortero y de algunas paredes de mampostería, caída de chimeneas de fábricas, monumentos y tanques elevados, algunas ramas de árboles se quiebran, cambio en el flujo o temperatura de pozos de agua, grietas en terreno húmedo y en taludes inclinados.
- 9 Pánico general, construcciones de mampostería tipo D totalmente destruidas, daño severo y aun colapso de mampostería tipo C, daño de consideración en mampostería tipo B, daño a fundaciones, daños y colapso de estructuras aporticadas, daños en ensambles y depósitos de agua, ruptura de tubería cerrada, grietas significativas visibles en el terreno.
- 10 La mayoría de las construcciones de mampostería y a base de pórticos destruidas, algunas construcciones de madera de buena calidad dañadas, puentes destruidos, daño severo a represas, diques y terraplenes, grandes deslizamientos de tierra, el agua se rebalsa en los bordes de ríos, lagos y embalses, rieles de ferrocarril deformados ligeramente.
- 11 Los rieles de ferrocarril deformados severamente, ruptura de tuberías enterradas que quedan fuera de servicio.
- 12 Destrucción total, grandes masas de roca desplazadas, las líneas de visión óptica distorsionadas, objetos lanzados al aire.

Definición de los tipos de mampostería

- Tipo A:* buena calidad de ejecución, mortero y diseño, reforzada y confinada empleando varillas de acero, diseñada para resistir cargas laterales de sismo.
- Tipo B:* buena calidad de ejecución, reforzada, pero no diseñada específicamente para resistir cargas laterales de sismo.
- Tipo C:* calidad de ejecución media, sin refuerzo y no diseñada para resistir cargas laterales.
- Tipo D:* materiales de baja resistencia, tal como adobe, baja calidad de ejecución débil para resistir cargas laterales.

El rango de intensidades MM 1 a 6 no es relevante en términos de riesgo sísmico. El 90% del daño ocasionado por los terremotos corresponde a eventos con intensidad grado 7 a 9, expresado en la escala Mercalli Modificada.

Se inserta esta escala, porque da una idea de la forma en que se han elaborado las de este tipo

Además de que todavía puede ser útil. Su autor, inclusive, mencionó la aceleración que correspondía a cada grado, anotando, por ejemplo, que para primero la aceleración era de cero a 2.5 mm/s^2 , en tanto que al noveno sería de 500 a 1000 mm/s^2 , y para el duodécimo la suponía de 5000 mm/s^2 o más, pero el relacionó las aceleraciones observadas con los tipos de construcciones de su época las cuales ya no corresponden a las de actualidad.

Se uso después otra escala, la de *Mercalli* que tiene también 12 grados, la cual los refirió a los daños que ocasionan los sismos en las construcciones, y que se ha modernizado llamándola la escala de *Mercalli* modificada en la que para designar cada grado, hace notar no sólo los desperfectos en las diferentes construcciones actuales, sino los que se presentan, por ejemplo, en calles e instalaciones.

En estos tipos de escalas y tratándose de ciudades como México, con su gran superficie, hay personas que relacionan el grado de un sismo con un criterio incorrecto, sin pensar que en la misma hay diferentes terrenos y será necesario, por ejemplo, decir que en el temblor del 19 de septiembre de 1985, el sismo fue del grado 11 en la colonia roma o en la avenida Chapultepec, del 6 en la colonia Anzures, del 3 en la Vista Hermosa y del 1 en Cuajimalpa.

A parte de este tipo de escalas, la más usada es la de *RICHTER* la cual se refiere a la intensidad o magnitud del sismo precisamente en el epicentro. Sus grados se relacionaron con el movimiento que en un sismógrafo de *RICHTER* ocasionaba un temblor con epicentro a cien Kms De distancia.

Si el sismógrafo se mueve a 4 cm en el sentido vertical, esta dimensión se traduce en 40 mil micras cuyo logaritmo es igual a 4.6, que es o indica el grado.

Si el epicentro estuviera más lejano, con la misma intensidad, provocaría un movimiento más ligero en el sismógrafo, cuya proporción ya se tendría estudiada. Esta escala es abierta y por tanto no tiene número de grados. Es muy útil para los sismólogos, pero hay personas que por carecer de los conocimientos adecuados, cometen el error de atribuir el perjuicio de un temblor, en grado de Richter, a cierta ciudad, sin considerar la distancia del epicentro, pues es obvio que, por ejemplo, un temblor del grado 6, la desbarataría si el epicentro estuviera bajo ella y ni se sentiría si se encontrara a una larguísima distancia.

Por el hecho de que la escala está en logaritmos, hay que considerar que si en un temblor es del grado 6, habrá sido 10 veces más intenso que otro del grado 5 y 100 veces más que uno del 4.

En general, los impactos del temblor disminuyen en la medida en que se alejan del epicentro, y los periodos de las honda aumentan.

Las fuerzas se reducen más cuando más resistentes y pesadas son las masas con que chocan. En cambio, a través del agua las ondas pasan con más facilidad, y propagan sus efectos, de ahí que en los terrenos de aluvión o arcillosos, como en el valle de México, los edificios se dañen más que cuando están sobre lomas o suelos de poca compresibilidad.

De todas maneras, hay que considerar que los movimientos sísmicos son siempre resultado de diferentes impulsos, direcciones, condiciones, e intensidades. Ellos son frecuentemente acompañados por ruidos subterráneos, más notables en suelos rocosos y que muchas veces son percibidos con más facilidad por los animales cuyos oídos son más sensibles que los del humano.

En algunas ocasiones los sismos son acompañados por fenómenos lumínicos que son independientes de los rayos, las materias volcánicas incandescentes y los posibles cortos circuitos de corriente eléctrica que pueden presentarse en el momento. Se dice que los fenómenos lumínicos son "los más oscuros" de la sismología, pero de manera general los verdeazulosos se atribuyen a causa de la electricidad de la naturaleza quizá por la variación en el campo geomagnético, y los rojos por causas de origen térmico.

1.4 ESFUERZOS QUE CAUSAN LOS SISMOS EN LAS CONSTRUCCIONES.

Para simplificar problemas, con frecuencia se supone que al presentarse un sismo, la construcción va a quedar sujeta a unas fuerzas horizontales o verticales, y los diferentes elementos de ella se calculan estáticamente para soportarlas, sin tener en cuenta sus movimientos. A este tipo de cálculo se le llama estático aunque en realidad tal denominación no es correcta, pues el cálculo en sí no puede ser estático ni dinámico.

Se designa como *cálculo dinámico* al que se usa para los elementos de la estructura, si considera las acciones de las fuerzas sísmicas que no son constantes y los movimientos que provocan en la construcción. El cálculo dinámico, además de dar una visión clara del problema real, muestra las condiciones para apreciar hasta que grado y con que limitaciones se puede usar el cálculo estático.

Ante todo, como introducción al tema, es pertinente la explicación de los siguientes conceptos, los cuales servirán como base:

- Inercia
- Elasticidad
- Aceleración
- Movimiento pendular
- Velocidad angular
- Modos de vibración
- Periodos de vibración del terreno
- Sincronización o resonancia
- Factores de amplificación y de amortiguamiento
- Ductilidad
- Cálculo de constante de resorte
- Coeficiente sísmico.

Inercia

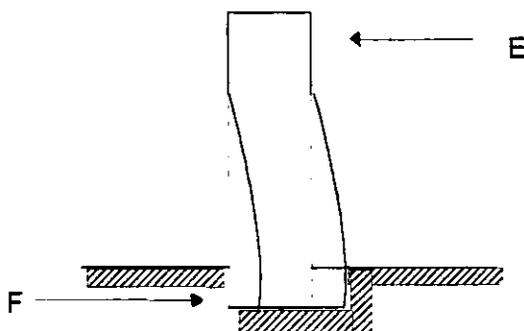


FIGURA I.3

Es la propiedad que tienen los cuerpos para oponerse al movimiento cuando están en reposo relativo, y al cambio de velocidad cuando se mueven. El motor de un coche, cuando este arranca, tiene que vencer la inercia que tiende a conservarlo en el lugar donde se encuentra. Cuando se detiene, los frenos vencen la fuerza de inercia que trata de conservarlo en movimiento.

Como, aunque sólo sea por adherencia, el edificio está ligado al terreno, este al moverse, lo arrastra en su movimiento; sin embargo, por inercia, la construcción tiende a quedarse en su posición inicial FIGURA 1.3 y si hay en ella fuerzas de reacción cuya resultante E es igual y de sentido contrario a la acción F , producida por el suelo.

Elasticidad

Es la propiedad que tienen los cuerpos, en mayor o menor grado, para volver a su forma inicial una vez que cesa la fuerza que los ha deformado temporalmente.

El terreno tiene elasticidad y por ella tiende a volver a su estado inicial cuando el sismo lo mueve, aunque también, a veces su plasticidad, puede conservar parte de su deformación.

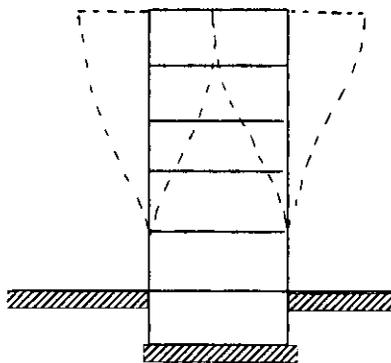


FIGURA 1.4

Si un edificio pudiera ser absolutamente rígido (situación muy difícil) y resistiera el impacto del sismo sin romperse, seguiría los movimientos del terreno. Cuando el edificio es bajo y está apoyado sobre fuertes muros de carga, puede considerarse como rígido y se comporta como si lo fuera.

Si la construcción es flexible, como sucede cuando esta hecha con estructura de columnas y trabes, el edificio no seguirá exactamente los movimientos del terreno, como se aprecia en la FIGURA 1.3 y, además por su elasticidad, antes de volver a su estado de reposo se moverá de un lado a otro aunque el suelo haya experimentado un solo movimiento de vaivén FIGURA 1.4

Aceleración

Lo que produce el impacto no es la velocidad, sino el cambio de ésta, es decir la aceleración. Esta se determina por una medida de longitud y una de tiempo, al cuadrado.

Es decir el cambio, que presenta un cuerpo de velocidad, por unidad de tiempo. Como ejemplo presentamos el siguiente: si un móvil presenta un cambio de velocidad de 10 m/s a 30 m/s en un lapso de 10 s, ha experimentado una aceleración positiva de 20 m/s en 10s esto equivale a 2 m/s cada 1s lo que es igual a 2m/s^2 .

En caso contrario un móvil yendo a una velocidad de 20 m/s choca contra un muro muy resistente y por la flexibilidad y por la flexibilidad de su material se suspende su movimiento en 1/100 s, ha tenido una desaceleración o aceleración negativa de:

$20 \div - 20 \text{ m/s en } 1/100 \text{ de segundo lo que equivale a } 2000 \text{ m/s}^2$.

Cuando tuvo una aceleración de 1 m/s^2 , sus ocupantes debieron haber sentido un pequeño impulso hacia atrás, pero al chocar, se tuvieron que haber hecho pedazos, estrellándose contra el parabrisas del maltrecho coche y el muro. Es obvio que el impacto es causado por la aceleración. Es posible viajar en un avión, a una velocidad constante de 1000 Km/hr tomando tranquilo un vaso de agua; y no sentir la velocidad aproximada con que gira la tierra sobre su eje (1667 Km/hr en el ecuador), o con la que se traslada alrededor del sol (107000 Km/hr); pero cuando el avión despegar, el agua del vaso irá hacia atrás y si de golpe la Tierra detuviera sus movimiento la gente saldría disparada al espacio, sin necesidad de fuerza atómica o complicada torre de lanzamiento.

Por tanto lo que importa del sismo es la aceleración que produce en el terreno y será más intenso cuanto mayor sea tal aceleración aunque también tiene gran importancia por los efectos destructivos, el tiempo en que permanezca moviéndose el terreno y las características del edificio.

En general, las aceleraciones ocasionadas por sismos en los terrenos, se pueden determinar por la estadística, pero desafortunadamente a veces no se han registrado con anterioridad.

Para calcular los edificios en el valle y la ciudad de México, en general, basta considerar aceleraciones de 80 cm/s^2 . En los temblores tan fuertes de 1985 hubo edificios que pudieron resistir esas aceleraciones a pesar de estar localizados en sitios donde los movimientos fueron de terribles consecuencias sin dañarse. Los acelerómetros de Arq. José Creixell del Moral ubicados en sentido perpendicular, en la calle de Río Pánuco de la colonia Cuauhtémoc, aún en temblores de consideración registró aceleraciones que no llegaron ni siquiera a 50 cm/s^2 .

Por otra parte, si hubo zonas en la ciudad de terreno muy arcilloso y freático cercano al nivel de la calle y capas resistentes del suelo muy profundas, en las que al chocar entre sí, provocaron aceleraciones hasta de 200 cm/s^2 . Es decir, mayores a las que cerca de los epicentros y en terrenos rocosos, que pueden calcularse hasta de 160 cm/s^2 , varios técnicos han supuesto en la ciudad de México aceleraciones aún mayores, como las registradas en edificios muy débiles que se movieron demasiado o hasta llegaron a caerse.

Por supuesto, al sincronizarse los periodos de vibración de algún edificio con el del terreno, se pueden incrementar hasta 5 veces los esfuerzos y las aceleraciones, del suelo, pero esto ya será a partir del cálculo de la aceleración normal del suelo. Independientemente de los incrementos causados por la sincronización, el impacto o la fuerza F que provoca la aceleración es igual a la masa m por su valor A .

$$F = m A$$

Y como también la aceleración es igual a la velocidad angular w^2 por y que representa la distancia entre el centro del móvil y el sitio al que llega:

$$F = m w^2 y$$

Movimiento pendular

Si un cuerpo fuese lanzado al espacio, donde no hubiera aire o fuerza gravitacional, seguiría moviéndose siempre.

Esta es la ley que siguen los cuerpos celestes. Ellos están sujetos a la atracción de fuerzas derivadas de las masas de las estrellas y los planetas, pero esas fuerzas están neutralizadas dentro de sus correspondientes órbitas. También por ellas se sostiene por mucho tiempo los satélites artificiales a cuyo movimiento, una vez puestos en órbita, se oponen un aire ya muy enrarecido y una redusidísima gravedad.

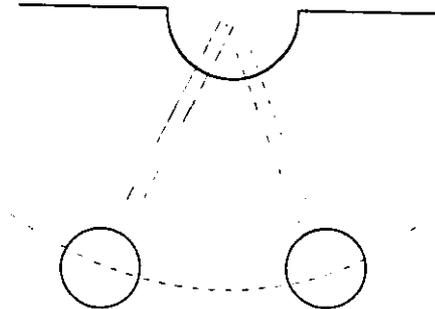


FIGURA 1.5

En el caso del péndulo, aunque iniciara su movimiento, con un solo impulso, si no hubiera aire que le hiciera resistencia ni disipación de energía por el rozamiento del hilo con la argolla que los sostiene, quedaría meciéndose eternamente FIGURA 1.5

El tiempo que emplea en hacer su recorrido de uno a otro lado, incluyendo su ida y vuelta se llama "periodo completo".

Si el peso de la cuerda es insignificante y no tiene rozamiento o resistencia al doblar en la unión al elemento que la sostiene, el péndulo se conserva en el mismo lugar, se mueve en el vacío y la amplitud de la oscilación no es exagerada; aunque la fuerza que lo impulsa varíe en intensidad, el periodo es casi constante, y sólo se podrá alterar cambiando la longitud de la cuerda, sin embargo, su duración es independiente del peso de la masa y de la amplitud de la oscilación.

A mayor impulso habrá un recorrido más amplio pero el periodo será el mismo, pues en proporción a la trayectoria variará la velocidad.

Si el periodo es, por ejemplo 0.5 s, todo sucederá según lo indica la FIGURA 1.6

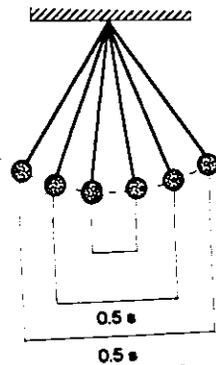


FIGURA 1.6

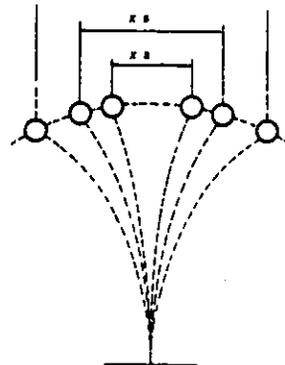


FIGURA 1.7

Sobre este principio están basados los relojes de péndulo cuya oscilación dura casi el mismo tiempo, aunque su masa se mueva más o menos. Esta tiene una sección

en forma de huso para cortar el aire y bajo ella hay un tornillo que para prolongar el periodo, puede desenroscarse ligeramente para alargar la varilla que la sostiene FIGURA 1.5 También es un principio similar el que se emplea en los relojes de bolsillo de pulso, en los que según la fuerza e la cuerda, la espiral puede enrollarse más o menos, sin que varíe mucho el periodo de la oscilación del volante.

Con una masa sujeta a una barra, que a su vez esta empotrada en un terreno, sucede lo mismo que con el péndulo, solo que su posición esta invertida FIGURA 1.7

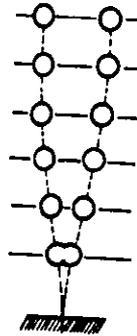


FIGURA 1.8

Además de la resistencia del aire, el movimiento del péndulo disminuye por el rozamiento del hilo con la argolla de la que pende. En la barra empotrada, a ese movimiento se opone la resistencia de la misma (fenómeno llamado "disipación de energía"), ya sea modificando la estructura de la barra al romper las partículas de su estructura o deformándolas plástica o elásticamente en todos los casos, convirtiendo la energía en calor.

En igualdad de circunstancias, y dentro de los límites de la elasticidad en los que la barra no tenga roturas ni deformaciones plásticas (que no tienden a recuperar su posición inicial), tendrá un mismo periodo. Una barra empotrada puede tener varias masas, y todo edificio, con algunas reservas, se puede considerar como una barra

empotrada en el terreno, suponiendo que las masas están concentradas a la altura de los diferentes entrepisos FIGURA 1.8.

Velocidad angular

El periodo, o tiempo, T en seg., de un péndulo, sobre todo en el vacío, es igual a 0.2 por la raíz cuadrada de su longitud L expresada en centímetros: $T=0.2 \sqrt{L}$, pues no cambia ni con su peso ni con la magnitud de la fuerza que lo activa. Si esta es mayor, el péndulo recorre un espacio más grande, pero su velocidad será también mayor. Al pasar por el centro de su recorrido la velocidad del péndulo es máxima y se anula al llegar a los extremos para regresar.

El movimiento de la masa puede compararse con el que tendría si recorriera un círculo con velocidad uniforme FIGURA 1.9 Como el recorrido siempre mide $2 \pi r$, cualquiera que sea su tamaño será de 6.28 radianes.

Si la masa diera una vuelta completa en el círculo, por ejemplo, en tres seg. Se dice que la velocidad angular es de $6.28/3=2.09$ rad/seg. Y se llama precisamente así por que se relaciona con el ángulo que traza el péndulo y no con la magnitud de su recorrido fig. 1.9.

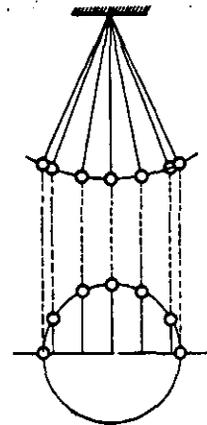


FIGURA 1.9

Un movimiento semejante al del péndulo, aunque en sentido inverso, tiene una barra elástica bien empotrada en el terreno FIGURA 1.10.

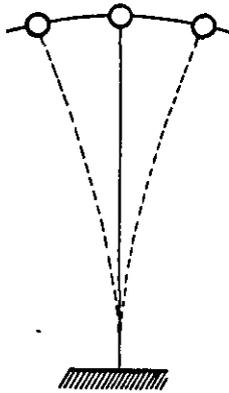


FIGURA 1.10

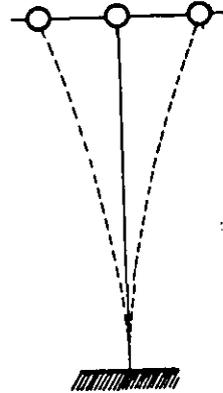


FIGURA 1.11

Como en todo esto se hace referencia a deformaciones proporcionalmente pequeñas, es válido afirmar que la barra empotrada con la masa en el extremo se desaloja según la FIGURA 1.11 semejante para el caso.

El periodo de las masas en la barra empotrada se conserva sin cambio, en tanto se conserve su longitud.

Modos de Vibración

Si la barra, por ejemplo, tiene tres masas, como en la FIGURA 1.12, o en la 1.15 que se apega más a la realidad, podrá tener tres maneras distintas de vibrar, según varíe la velocidad del terreno en que se empotra. Si las masas se mueven uniformemente, de un lado a otro, su manera de vibrar se llama modo fundamental o primer modo de vibración, pero si la velocidad del terreno aumenta, la barra puede moverse de una manera semejante a la indicada en la FIGURA 1.14 llamada segundo modo, o llegar hasta el caso de la FIGURA 15., que recibe el nombre de tercer modo de vibración.

Si la barra tuviera 4 ó 5 masas, también se podría mover de 4 ó 5 modos, pues estos corresponden a su número.

Si la barra tuviera 4 ó 5 masas, también se podría mover de 4 ó 5 modos, pues estos corresponden a su número.

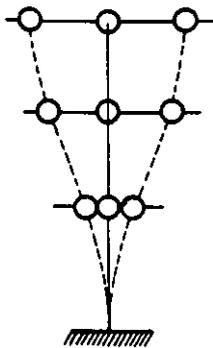


FIGURA 1.12

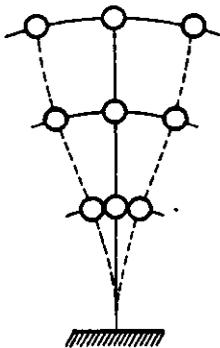


FIGURA 1.13

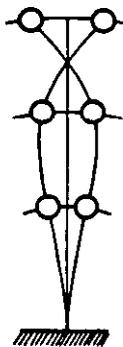


FIGURA 1.14

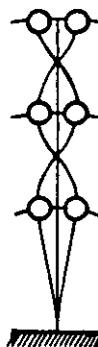


FIGURA 1.15

En un edificio se puede suponer que la carga que recibe cada nivel se comporta como una masa y teóricamente, si es alto y tiene 20 niveles, se podría mover de 20 modos, sin embargo, como después del primero las deformaciones y los esfuerzos generalmente disminuyen, por muy alto que sea basta estudiar los tres primeros modos

Por inercia y por la elasticidad de la barra o del edificio, después de las primeras vibraciones las masas pueden seguir moviéndose cuando el terreno ya está quieto, y mientras permanece en movimiento, llegar a desplazarse más que él. Esto es a causa del fenómeno de sincronización.

En todos los casos, para que haya equilibrio, se requiere que en el desplante, la suma algebraica de las fuerzas sea correcta, teniendo en cuenta que en los movimientos siguientes al primero, no todas las masas lo reciben en el mismo sentido.

Periodos de Vibración del Terreno

Con los terrenos sucede algo semejante a lo que pasa con la barra empotrada, el péndulo u otro elemento sujeto a vibración, independientemente de la fuerza con que los agita el temblor, vibran según sus características y localización con un periodo relativamente constante. No es tan preciso como algunos técnicos se empeñan en

Suponer. Las ondas de movimiento vienen directamente, reflejadas o refractadas, aunque con algunas desviaciones, pero el resultado final es que por una u otra causa los movimientos que provocan son complejos, ya que constituyen las resultantes de otros de características diversas.

Las ondas longitudinales, al propagarse, alargan el promedio de sus periodos en la medida en que se alejan del foco de movimiento que las produce; experimentan durante su recorrido las llamados condensaciones y rarefacciones de modo que, al menos dentro de ciertos límites, hacen variar los periodos del medio en que se propagan, en este caso es el terreno. Este al romperse cambia, como las estructuras, sus condiciones vibratorias. En arcillas y arenas la plasticidad es enorme y hasta en terrenos rocosos, es natural que los intersticios sean de distinta condición, dando por resultado comportamientos sísmicamente distintos según la dirección en que se propague el movimiento. Hasta es problemático que el mismo suelo tenga el mismo periodo cuando se mueve en direcciones distintas.

Sin embargo, es indispensable suponer, con base en los datos obtenidos experimentalmente, si no un periodo fijo al movimiento del terreno donde se va a construir, al menos los posibles valores de sus periodos dominantes, pues según el periodo de ese movimiento, la estructura se moverá de algún modo y que de acuerdo con el soportará diferentes esfuerzos.

En la ciudad de México y en general, en el valle del mismo; donde hay cerros, lomeríos y terrenos compactos, los periodos pueden ser de 0.6 a 1 seg., pero en las zonas en que el terreno es compresible y lodoso llegar a ser más lentos. Últimamente se ha encontrado cierta relación entre la profundidad de la capa resistente en la que ordinariamente se detienen los pilotes llamados de punta (los que funcionan como postes) y el periodo de vibración del terreno. Este periodo se incrementa desde 1 seg. hasta llegar a 2 seg. Donde tal capa alcanza una profundidad de 41 m.

Sin embargo, en algunos lugares de la ciudad se han registrado periodos de 5 seg. Y ya lejos del centro, en el aeropuerto se han indicado hasta de 4 seg.

En una oficina en la colonia Cuauhtémoc, un sismógrafo ha marcado en diferentes temblores periodos entre 1.25 y 1.40 seg. Ahí la capa resistente tiene una profundidad de 14 m.

Es difícil prever con certeza las aceleraciones y los periodos de un sismo, pero en la ciudad de México se recomienda la siguiente tabla.

Profundidad de la capa resistente en metros	Aceleraciones del terreno en cm/s^2	Periodos de vibración. En seg.
10	50	1.3
15	75	1.4
20	100	1.55
25	125	1.65
30	150	1.77
35	175	1.90
40	200	2

En los terrenos como el de Acapulco en el estado de Guerrero, cercano a epicentros y de suelo rocoso, o en el estado de Oaxaca, aunque en lugares de suelo muy arenoso, los periodos de vibración pueden ser hasta de 1 seg., llegan a ser muy bruscos y tener de 0.3 a 0.6 seg.

Sincronización Y Resonancia

El péndulo puede ser representado por un columpio en el que está una señora muy gorda, mecida por una delgada niña. Inicialmente, y haciendo un gran esfuerzo, ésta quizá pueda desplazarla unos 30 cm. FIGURA 1.16. Si deja que el columpio vaya y vuelva ya sin hacer fuerza sobre él, probablemente no se desplazará a su regreso los mismos 30 cm, pero sí lo hará unos 25 y si la niña, aprovechando este impulso da otro, el columpio con seguridad podrá alcanzar unos 50 ó 55 cm. Con este método, la señora podrá acabar estrellándose contra el techo FIGURA 1.17 lo cual indicará que la niña ha sincronizado sus esfuerzos con los movimientos del columpio.

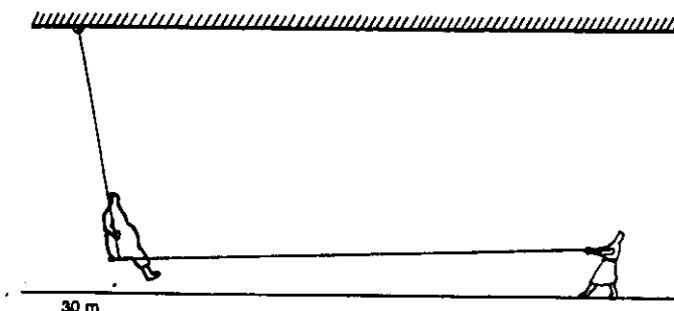


FIGURA 1.16

La sincronización de movimientos o impulsos entre el péndulo y su punto de sostén, también es posible entre la barra empotrada (que tenga una o varias masas) y el terreno que la sostiene; a este fenómeno se le llama "resonancia" aunque no correctamente, ya que ésta se refiere más bien a sincronización de sonidos. Como el impulso del temblor nunca se presenta aislado (aunque sí se han dado casos en Acapulco), es frecuente que haya resonancia entre sus movimientos y los del edificio.

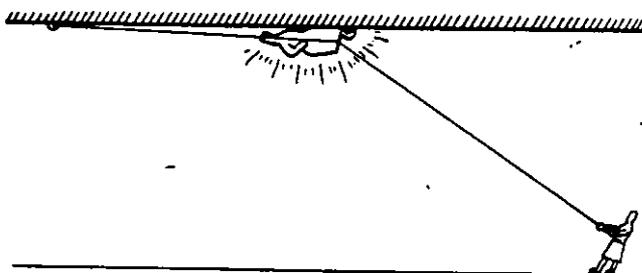


FIGURA 1.17

Una idea clara sobre lo que es la resonancia la da una barda pesada que va a ser derribada con una cuerda por un demoledor. Es de suponer que éste no tenga inicialmente la fuerza necesaria para hacerla caer al primer tirón, pero si se logra moverla y sincroniza sus esfuerzos con los movimientos de la barda, a cada tirón se sumará el esfuerzo elástico de la misma y acabará por derribarla FIGURA 1.18

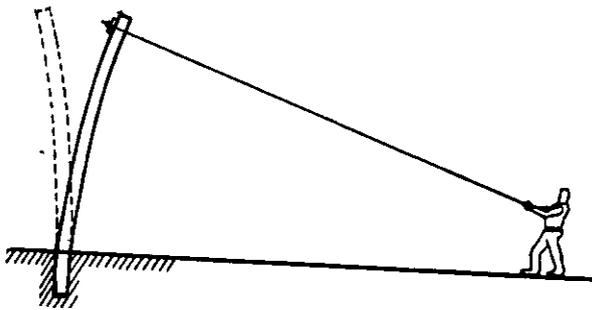


FIGURA 1.18

Teóricamente, si el sismo durara mucho tiempo, sus movimientos se verificará en un solo sentido y se efectuará una completa resonancia con la estructura de algún edificio; Por muy resistente que fuera, siempre acabaría por fallar.

Afortunadamente, contra la sincronización hay varias atenuantes:

- a) Los temblores, como se ha dicho y se confirma al observar las gráficas de sus trazos, se traducen en movimientos de múltiples direcciones.

- b) Generalmente, sobre todo en sus impulsos fuertes, los terremotos duran poco.
- c) Después de las deformaciones elásticas en los elementos de las estructuras, vienen las plásticas, que no solamente ya no producen efectos activos; sino que neutralizan los de los primeros.
- d) Los elementos secundarios, respecto de su resistencia, como por ejemplo, los muros divisorios, aunque no sean de carga, cambian totalmente el comportamiento elástico de la estructura.
- e) El mismo efecto se obtiene cuando los componentes de la estructura empiezan a tener grietas o pequeñas fallas, aunque no reduzcan necesariamente la estabilidad.
- f) Al deformarse cualquier elemento estructural, hay en él una disipación de energía que transforma el movimiento en calor. Para darse una idea de su importancia, basta dejar caer, de cierta altura y de un pavimento de cemento, una bola de concreto armado. Si no hubiera disipación de energía y sólo el aire se opusiera a su movimiento, la bola permanecería botando por mucho tiempo, aunque con rebotes cada vez más pequeños. Sin embargo, en realidad, muy pronto deja de moverse. Lo mismo sucede si la bola es de acero y cae sobre una lámina gruesa del mismo material.
- g) Como se ha visto al tratar los periodos del terreno, éstos pueden variar aun durante el sismo.

HECHOS INNEGABLES:

- 1.- Durante los sismos puede haber sincronización del terreno con las construcciones.
- 2.- La sincronización aumenta los esfuerzos.
- 3.- Mientras más concuerde el periodo de vibración del edificio con el del terreno, habrá más sincronización.

La sincronización se comprueba al observar como los temblores que han desalojado la Tierra solo 6 ó 9 cm, pueden provocar que las lámparas de un edificio se rompan al estrellarse contra el techo. En éste caso el fenómeno se exagera porque al tratarse de una lámpara colgante, el rozamiento y la disipación de energía son muy reducidos.

Factores De Amplificación Y Amortiguamiento.

Por causa de la sincronización, los esfuerzos que por inercia hay en la masa, al oponerse al movimiento del terreno, se puede aumentar el mayor o menor grado. Para incrementarlos se multiplican por un factor denominado factor de amplificación. Cuando el periodo de vibración del suelo T_s , es igual al que la estructura necesita para moverse de algún modo (periodo T_e), las construcciones, según se han manifestado en temblores de gran intensidad, han sido objeto de esfuerzos hasta 5 veces mayores a los que se pueden atribuir a la simple aceleración del terreno, y por lo tanto, el factor de amplificación será igual a 5.

En cambio, cuánto más diferente sean T_s y T_e , menos probabilidades habrá de que el edificio entre en resonancia.

Hemos comprobado con el aparato adecuado que si T_s es 1.5 veces mayor o menor que T_e , no habrá incremento por resonancia y el factor de amplificación será 1. De acuerdo con el criterio anterior elaboramos la gráfica de la FIGURA 1.19

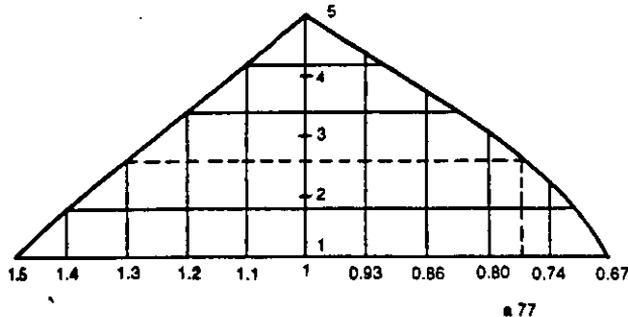


FIGURA 1.19

En ella, determinamos en las verticales el factor de amplificación correspondiente a las diferentes relaciones T_s/T_e anotadas en la horizontal.

Si, por ejemplo T_s/T_e igual 1.3 ó 0.77, la fuerza se multiplicará por 2.6. Pero si suponemos que en la planta baja de un edificio, FIGURA 1.20, que se va a construir en la colonia Cuauhtémoc en la que el periodo del suelo puede ser 1.4s y el del edificio fuera $v=0.51$ $T_s/T_e=1.4/0.51=2.74$; por lo tanto, no hay razón para incrementar los esfuerzos cortantes. Sin el factor de amplificación, la fuerza del sismo solo es igual a la masa del edificio por la aceleración,

$$F=ma.$$

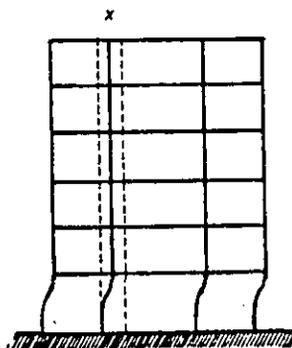


FIGURA 1.20

Ductilidad.

Es la propiedad de algunos cuerpos capaces de modificar su forma o posición sin romperse al recibir un esfuerzo, después de su elasticidad pero aun dentro de su plasticidad. Por ejemplo, las varillas de acero.

Para el caso de construcciones, se les ha considerado alguna ductilidad que han empleado para reducir excesivos coeficientes sísmicos. En efecto, algunas poseen cierta ductilidad. Esta se verifica en los muros contruidos con sillares, por ejemplo, de piedra sin unirlos con mezcla, en otras, también sobre todo antiguas como sucede en varias pirámides. También la motivan las vigas de techos o entre pisos que se empotran en muros resistentes sin estar perfectamente sujetos a ellos y en estructuras donde sus elementos se hallan más bien ensamblados que completamente fijos en sus uniones; por ejemplo la Torre de Nara en Japón; fabricada en madera, a pesar de sus 32 metros de altura y de soportar en su parte alta el llamado kurin, de 7 toneladas, ha resistido numerosos sismos durante los 700 años que tiene de construida.

Los coeficientes sísmicos que hemos determinado mediante el cálculo dinámico nos parecen correctos.

Naturalmente que no nos oponemos a que algún calculista con buen criterio reduzca los esfuerzos sísmicos en una construcción en atención a una ductilidad que encuentre, pero si no son exagerados, creemos que es mejor no pensar en ella en los edificios actuales con estructuras o muros normales.

<i>En general son más dúctiles:</i>	<i>Factor de Amortiguamiento</i>
Los edificios que tienen estructuras de acero Con columnas relativamente delgadas y viguetas No muy peraltadas.	2
Las estructuras de concreto armado, elásticas Y flexibles, con bastante armado de acero que Permitan movimientos más	

Las estructuras comunes de concreto armado que tienen además, elementos bastantes rígidos.	1.75
Los edificios que se apoyan en partes de muros de carga y en estructuras.	1.75

<i>Son muy poco dúctiles:</i>	
Las estructuras muy uniformes con otros elementos que ayuden a recibir empujes horizontales, como muros resistentes, fachadas no flexibles, o tensores cruzados.	1.25
Las construcciones sobre rígidos muros de carga y construidas sobre terrenos rocosos.	1.25
Las cubiertas hechas con armaduras peraltadas y perfectamente ancladas en sus apoyos.	1.25

En estos casos, como en la composición arquitectónica, todo tiene sus pro y sus contra. Por ejemplo, el hecho de que una construcción, como la de muros rígidos de carga sobre terreno rocoso, tenga poca ductilidad no significa que no convenga, pues aunque presente poco amortiguamiento quizá tenga en cambio, la resistencia necesaria para soportar el movimiento.

Cuando la estructurase agrieta o los muros se rompen sin llegar al colapso, aumenta la ductilidad, sin embargo, por otra parte, disminuye la resistencia.

En resumen, al determinarse los esfuerzos que recibe la construcción, se incrementaran al multiplicarlas por el factor de amplificación, de acuerdo con la proporción entre su periodo de vibración y el del terreno. También pueden disminuirse al dividirlos entre el amortiguamiento que se le supone.

Supongamos que se trata de un edificio que requiere 1.10, 0.40 y 0.20s, respectivamente, para vibrar del primero, segundo y tercer modos; además, tiene escasos elementos de amortiguamiento y se construirá en una zona rocosa en las que se pueden considerar periodos del terreno que varían entre 0.3 y 0.6s. En este caso vibrará preferentemente del segundo modo, en este, la relación T_s/T_e cuando el periodo del suelo sea 0.4s, valdrá 1.- así, los esfuerzos que resulten del cálculo para el segundo modo tendrá que aumentarse 5 veces por este concepto para deducirse luego de acuerdo con el factor de amortiguamiento, que puede ser 1.25 quedando $5/1.25 = 4$ veces.

En general lo que si puede afirmarse y está comprobado es que en terrenos de vibración lenta conviene hacer construcciones no excesivamente altas, rígidas y en los de vibración rápida, flexibles.

Puede lograrse flexibilidad si están fabricadas de concreto armado, cuando tienen través anchas y de poco peralte columnas fuertes de sección reducida, pero con armado generoso y bien zunchadas, con muros, fachadas o elementos secundarios que tengan cierto juego.

Se obtiene rigidez en las construcciones, en estructuras con traves peraltadas y columnas de sección amplia, aunque al ser de concreto armado se diseñen con un sono-tubo en el centro con el fin de aligerarlas; con edificios sobre muros de carga o divisorios pero resistentes, con fachadas no flexibles y con cruceros adecuados.

¿ Qué hacer con edificios en zonas intermedias ?

Desde luego, es difícil obtener para cada suelo los datos exactos de su comportamiento ante los sismos, tanto mas cuanto puede variar según el temblor provenga de diferentes epicentros. Este es uno de los casos difíciles para los calculistas demasiado académicos que siguen reglamentos que pretenden dar normas precisas. Sin embargo, para comprender y sentir mejor la construcción antisísmica en muchos

aspectos tiene más de arte que de ciencia, sin embargo, queda siempre el recurso de hacer los edificios resistentes, sobre todo, a esfuerzos horizontales, de manera que aunque sufran daños menores no se expongan a colapsos, además no deben dejarse de estudiar lo suficiente los principios de los efectos del sismo en el cálculo de las construcciones.

Existe también otro fenómeno llamado "interacción", consiste en la variación que pueden sufrir los movimientos del terreno debidos a la construcción localizada sobre éste. Si es muy grande y pesada puede provocar que se aminoren movimientos de mayor magnitud en el terreno.

Es muy difícil valorar los efectos de la interacción con base en normas precisas; sin embargo debe tomarse en cuenta, con cierto criterio.

En general los periodos de vibración del terreno tienden a incrementarse con la distancia del epicentro; cuando aquéllos son extensos sus aceleraciones disminuyen, aunque en casos como el de la Ciudad de México los movimientos del terreno fueran más fuertes que en algunos lugares más cercanos al epicentro, pues se encuentran con un suelo comprensible y totalmente impregnado de agua freática, lo cual facilitó su transmisión y su incremento por la reflexión de sus ondas.

Cálculo De La Constante De Resorte.

Si a una barra empotrada en su base se le aplica un empuje horizontal P en su extremo superior se flexionará y, al desplazarse, tendrá una flecha f (FIGURA 1.21)

El valor de f está dado por la fórmula:

$f = PL^3 / (3 EI)$ en la que:

L : longitud de la barra. E : módulo de elasticidad del material.

I : momento de inercia en relación al eje xx perpendicular a la dirección del empuje.

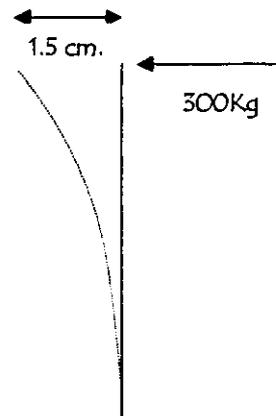


FIGURA 1.21

El momento de inercia para una sección rectangular de material homogéneo es:

$$b h^3 / 12$$

en la que b es el ancho y h el peralte de la sección.

Si se trata de una sección circular:

$$i = d^4 / 64,$$

Siendo d su diámetro.

El momento de inercia de una sección en relación a un eje, que está fuera de ella, equivale a su I propio, es decir, el I en relación al eje que pasa por un centro de gravedad, más el área de su sección multiplicada por el cuadrado de la distancia, entre su propio eje y el eje sobre el que se calcula tal momento de inercia o sea $I_{total} = I_{propio} + A d^2$.

Los módulos de elasticidad E varían según los materiales:

Para algunas maderas	$E = 90\ 000\ \text{kg/cm}^2$.
Para el acero común que se emplea en la construcción.	$E = 2\ 100\ 000\ \text{kg/cm}^2$
Para el concreto de $200\ \text{kg/cm}^2$	$E = 176\ 000\ \text{Kg/cm}^2$

Si a una viga o poste de madera empotrado en su base, que tiene una sección de 15 cm. x 30 cm., una altura de 500 cm. Y le aplica en su extremo superior un empuje P de 1 000 kg. (Fig.1.22)

$$I = b h^3 / 12 = 15 \times 30^3 / 12 = 33750 \text{ cm}^4$$

$$f = pl^3 / 3EI = 1000 \times 500^3 / 3 \times 90000 \times 33750 = 13.7 \text{ cm}$$

Si 1 000 kg desplazan su extremo 13.7 cm, para desplazar 1 cm. sólo se necesitarán:

$$1000 / 13.7 = 73 \text{ kg/cm.}$$

73Kg/cm. Será la constante de resorte del sistema

Si se trata de una vigueta de 30.5 cm. Liger, del mismo peralte que la anterior y también empotrada en su base, y del manual de la compañía fundidora que la produce se toma su I , que es igual a 8 985 cm:

La flecha con el empuje de 1 000 kg será:

$$F = 1000 \times 500^3 / 3 \times 2100000 \times 8985 = 2.21 \text{ cm}$$

La constante de resorte: $1000 / 2.21 = 452 \text{ kg/cm.}$

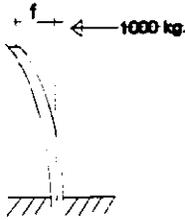


FIGURA 1.22

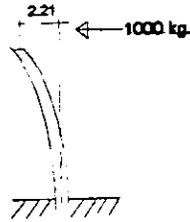


FIGURA 1.23

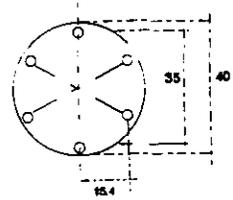


FIGURA 1.24

Si se trata de una figura de concreto armado que tiene una sección circular de 40 cm de diámetro, 6 varillas con un calibre de 2.54 cm (Figura 1.24) y, como en los casos anteriores, una altura de 500 cm. El empuje sigue siendo 1,000 kg.

$$I \text{ del concreto} = 40^4 \times 3.1416/64 = 125\,600 \text{ cm}^4$$

$$I \text{ del acero} = 5.05 \times 15.4^2 \times 4 \times 11 = 52\,488 \text{ cm}^4$$

$$I \text{ total} = 178\,088 \text{ cm}^4$$

5.03 cm² es la sección de la varilla.

Al calcular el f de las varillas, se desechó, por pequeño, su f propio y se multiplicó por 11 porque su coeficiente de elasticidad es 12 veces mayor que el coeficiente del concreto, y multiplicándolo por 11, se descarta el espacio ocupado por ellas:

$$f = 1000 \times 500^3 / 3 \times 176000 \times 178088 = 1.33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{fig. 1.25}$$

la constante de resorte será:

$$1000 / 1.33 = 752 \text{ Kg/cm.}$$

Si la misma columna tuviese 8m de longitud;

$$f = 1000 \times 800^3 / 3 \times 176000 \times 178088 = 5.44 \text{ cm.}$$

Y la constante de resorte:

$$1000 / 5.44 \text{ cm.} = 184 \text{ Kg./cm.}$$

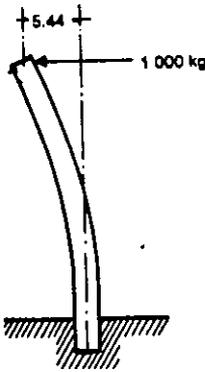


FIGURA 1.25

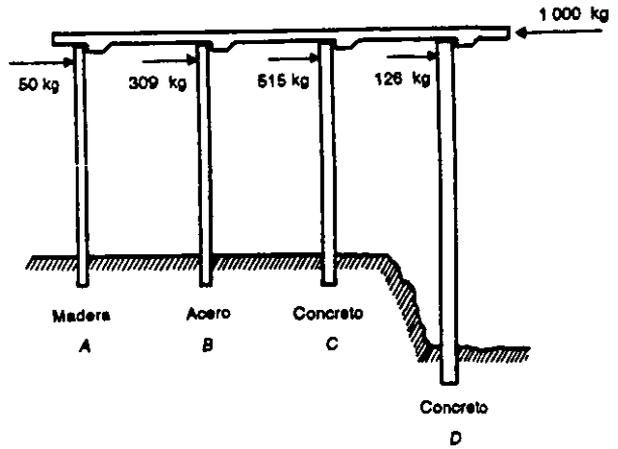


FIGURA 1.26

Constante de resorte de un sistema.

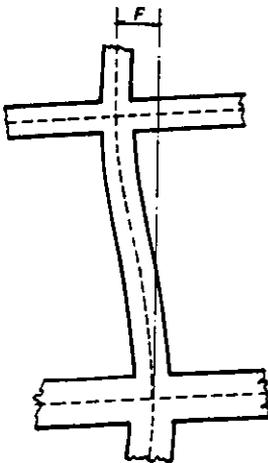


FIGURA 1.27

Si las cuatro columnas estudiadas estuvieran en fila y todas fueran empujadas en su extremo por una pieza horizontal (fig. 1.26), cada una absorbería la parte de la fuerza que le corresponde en proporción a su constante de resorte, es decir la más rígida tomaría más carga, y menos, la más flexible.

Para abreviar la explicación del cálculo de la constante de resorte, se ha expuesto la que simplemente tendrían unas columnas libres y bien empotradas en el piso. Sin embargo, en una estructura lo común es que las columnas tengan una flexión que dependan de sí mismas, de sus empotes, de la flexión de las traveses concurrentes en ellos, y de las columnas que las prolonguen hacia arriba y hacia abajo. (fig1.27)

Coeficientes Sísmico

Los esfuerzos causados por sismos en columnas, traveses o muros de una construcción, se pueden conocer mediante los cálculos llamados estático y dinámico. Sobre estos cálculos hablaré más adelante a detalle en esta tesis pero en forma resumida se dice que el cálculo estático se basa frecuentemente en los coeficientes sísmicos que relacionan los empujes horizontales y los incrementos de fuerzas en los elementos verticales con el peso del edificio. Ya teniendo aplicados los coeficientes sísmicos en la base de la construcción, se deben calcular los esfuerzos en los diferentes niveles como si se ejercieran en reposo.

En general, los coeficientes sísmicos se determinan de acuerdo con:

- la clase del terreno
- el tipo de la construcción.
- el grupo al que pertenece el edificio.

El terreno puede ser de baja o alta compresibilidad.

Tipos de construcción.:

Tipo 1 : Edificios en estructuras.

Tipo 2 :Edificios sobre muros de carga.

Tipo 3 Construcciones sobre apoyos, en el sentido en que se analizan, como chimeneas, monorrieles o viaductos.

Grupos de edificios:

Grupo A:: Alojjan un gran número de personas contienen instalaciones importantes o encierran cosas de gran valor.

Grupo B: intermedios normales.

Grupo C: No requieren la intervención de un técnico, y la falla ante un sismo no implica pérdida de vidas o grandes daños.

Anteriormente los coeficientes sísmico para edificios del grupo B en el valle de México eran los siguientes.:

Tipo de estructuración.	Terrenos de alta compresibilidad	Terrenos de baja compresibilidad.
1	0.13P	0.08P
2	0.10P	0.10P
3	0.16P	0.12P

Actualmente en el valle de México se aplican los siguientes coeficientes sísmicos según: el R.C.D.F.

	ZONA I	ZONA II	ZONA III
Coeficiente sísmico	0.16	0.32	0.40

Para los edificios del grupo A esos coeficientes deben multiplicarse por 1.5

Las construcciones del grupo C no requieren cálculo antisísmico.

En los lugares de la república que corresponden a las zonas de temblores más intensos, más cercanos a los epicentros registrados y sobre terrenos rocosos, se recomienda usar los siguientes coeficientes sísmicos, en los cuales P representa el peso del edificio.

Tipo de estructuración

1	0.12P
2	0.15P
3	0.18P

Es usual admitir que el suelo es ilimitadamente resistente aunque no en todos los casos, pues es posible que durante el sismo, si el terreno es blando, se agite mucho una casa pequeña y esta se deforme aunque sea parcialmente, antes de comunicar por entero sus movimientos a un edificio muy pesado.

Como los esfuerzos sísmicos se aplican ordinariamente de acuerdo con los datos obtenidos en el primer modo de vibración de los estudios dinámicos, con cierta simplificación es posible incrementarlos, variándolos desde el desplante hasta el nivel más alto de la construcción. Así la fuerza horizontal F_i , en cualesquiera de los pisos i , se obtiene de la fórmula:

$$F_i = \frac{CW}{Q} \frac{WH_i}{W_1H_1+W_2H_2+\dots+W_nH_n}$$

EN LA QUE:

Q = factor de comportamiento sísmico.

C = Coeficiente sísmico.

W = suma de todas las cargas.

$H_i, H_1, H_2, \text{ etc.}$ = Alturas de los pisos.

$W_i, W_1, W_2 \text{ etc.}$ = Pesos encontrados de los pisos.

EJEMPLO:

Supongamos que se trata de la columna de la figura 1.28, en la que se marcan las alturas de los niveles y las cargas que cada uno de estos recibe. Y que su coeficiente sísmico es de .0.10

El esfuerzo sísmico en la base V es de $45000 \times 0.10 = 4500 \text{ Kg.}$ (CW).

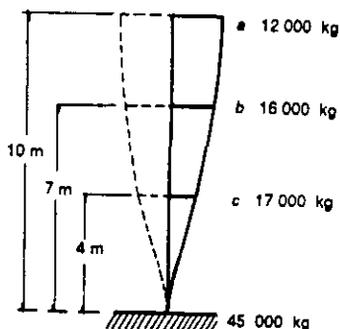


FIGURA 1.28

$$F_a = 4500 \times 12\,000 \times 10 / (17\,000 \times 4) + (16\,000 \times 7) + (12\,000 \times 10) =$$

$$= 4500 \times 120\,000 / 68\,000 + 112\,000 + 120\,000 = 1800 \text{ Kg.}$$

$$F_b = 4\,500 \times 112\,000 / 68\,000 + 112\,000 + 120\,000 = 1680 \text{ Kg.}$$

$$F_c = 4500 \times 68\,000 / 68\,000 + 112\,000 + 120\,000 = 1020 \text{ Kg.}$$

Suma. 4500 Kg.

Para simplificar el problema suponemos que las cargas sean iguales en todos los niveles y sus alturas constantes en el cálculo de los empujes pueden usarse las siguientes fórmulas.:

$$e_n = 2V / n + 1 \quad \text{y}$$

$$e_1 = e_n / n$$

en las que:

V = es el esfuerzo cortante en la base.

n = el número de niveles sin contar el del desplante.

e_n = el empuje que recibe el nivel más alto.

e_1 = el empuje en el primer nivel y también el incremento que tiene cada piso en todos.

EJEMPLO:

Supongamos una columna de seis niveles arriba del desplante con un cortante en la base de 102 000 Kg.

Con el coeficiente sísmico 0.10P, será de 10200 Kg.

En el nivel 6 será : $2 \times 10200 / 6+1 = 2914$ Kg.

Y en nivel 1 o incremento de empuje en cada piso:

$2914 / 6 = 486$ Kg.

Al final se obtiene el siguiente resultado:

	Totales
2914	2914
2428	5342
1942	7284
1456	8740
970	9710
486	10196

Hasta acá hemos usado los datos obtenidos con el cálculo estático. Es de notarse que los resultados de las operaciones son mayores que los más precisos que se obtienen con el cálculo dinámico, como se verá más adelante. De todas maneras, pueden ser útiles y no creo que sea necesario incrementarlos. Tienen la desventaja de no tomar como base la aceleración, la velocidad angular que se va a presentar, el valor de los esfuerzos cortantes, las constantes de resorte en los niveles y los diferentes modos de vibración. Por tanto me parece más propio el cálculo dinámico que se expondrá más adelante en los siguientes capítulos así como en el ejercicio de aplicación del capítulo IV.

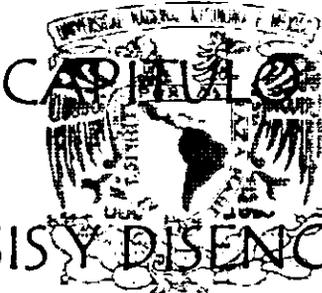
En reglamentos se pueden encontrar, para el cálculo estático, coeficientes sísmicos mayores a los que se proponen, aunque reduzcan por ductilidades, pero los que se recomiendan se deducen de algunos estudios sobre el comportamiento de construcciones ante los sismos, aún muy fuertes, como el que sucedió en 1985.

Tanto en el cálculo estático como en el dinámico, es muy conveniente elegir entre las columnas o muros de un edificio el que por sus condiciones o cargas y esfuerzos se considere como promedio, pues lo natural es que la construcción se comporta como él; en consecuencia los otros muros o columnas pueden determinarse proporcionalmente al mismo.

Si la construcción constara de secciones bastante diferentes, convendrá tomar unas columnas o muros promedios con el fin de realizar el estudio de cada una.

La dinámico es la parte de la mecánica que considera los efectos de las fuerzas cuando el sistema se encuentra en movimiento.

En el capítulo III se describirán los aspectos normativos del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en base a un ejemplo de aplicación con un edificio de cuatro niveles.



CAPÍTULO II

ANÁLISIS Y DISEÑO SISMICO

UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

II.1 CRITERIOS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE

Conceptos básicos para el diseño sísmico

Debido a que las solicitaciones que un sismo severo impone a las estructuras son muy elevadas y de carácter muy aleatorio, no es factible, económicamente, diseñar para que las construcciones resistan sin daño alguno un sismo con un periodo de recurrencia muy grande. En este sentido el diseño sismo-resistente difiere del que se realiza por las otras acciones.

En el diseño sismo-resistente se debe aceptarse una probabilidad mayor de que ocurran daños que ante las acciones convencionales si se quiere evitar una inversión excesiva en la estructura.

Por ello los criterios de diseño sismo-resistente especificados por el reglamento actual reconocen implícita o explícitamente, que el objetivo de sus procedimientos es limitar la probabilidad de un colapso ante sismos intensos, aun a costa de daños severos.

El diseño de las estructuras para resistir sismos difiere entonces de los que se analiza para efecto de otras acciones.

Por lo tanto lo peculiar del problema sísmico no estriba solo en la complejidad de la respuesta estructural a los efectos dinámicos de los sismos, sino sobre todo, se deriva de lo poco predecible que es el fenómeno y de las intensidades extraordinarias que pueden alcanzar sus efectos, asociado a que la probabilidad de que se presenten dichas intensidades en la vida esperada de la estructura es muy pequeña.

La mayoría de los reglamentos modernos de diseño sísmico establecen como objetivos, por una parte, evitar el colapso, pero aceptar daño, ante un sismo excepcionalmente severo que se pueda presentar en la vida de la estructura; y, por otra parte, evitar daños de cualquier tipo ante sismos moderados que tengan una probabilidad significativa de presentarse en ese lapso.

Estados límite para diseño sísmico.

- a) *Estado límite de servicio*, para el cual no se exceden deformaciones que ocasionen pánico a los ocupantes, interferencia con el funcionamiento de equipos e instalaciones, ni daños en elementos no estructurales.
- b) *Estado límite de integridad estructural*, para el cual se pueden presentar daño no estructural y daño estructural menor, como agrietamiento en estructuras de concreto, pero no se alcanza la capacidad de carga de los elementos estructurales.
- c) *Estado límite de supervivencia*, para el cual puede haber daño estructural significativo, y en ocasiones mas allá de lo económicamente reparable, pero se mantiene la estabilidad general de la estructura y se evita el colapso.

Objetivos del diseño sismo-resistente.

- a) Evitar que se excedan el estado límite de servicio para sismos de intensidad moderada que puedan presentarse varias veces en la vida de la estructura.
- b) Que el estado límite de integridad estructural no se exceda para sismos severos que tienen una posibilidad significativa de presentarse en la vida de la estructura.
- c) Que el estado límite de supervivencia no debe excederse ni para sismos extraordinarios que tengan una muy pequeña probabilidad de ocurrencia.

Estas probabilidades pueden manejarse en términos de periodo de retorno; la tabla 2.1 muestra un esquema de este planteamiento e incluye periodos de retorno considerandos aceptables para cada uno de los tres casos.

Los reglamentos en general, no establecen métodos explícitos para alcanzar estos objetivos, que estrictamente requerirían de análisis para tres niveles de sismos.

ESTADO LIMITE	INTENSIDAD SISMICA	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)
Servicio	Moderada	20-30
Integridad estructural	Severa	50-100
Supervivencia	Extraordinaria	500-1000

Tabla 2.1 Estados límite para diseño sísmico

Principales aspectos del diseño sismo-resistente.

Los objetivos antes expuestos no se logran simplemente diseñando la estructura para que sea capaz de resistir un conjunto de fuerzas laterales aunque eso es parte fundamental del proceso, debe darse a la estructura la habilidad de disipar de la manera más eficiente la energía introducida por el movimiento del terreno. En caso de sismos severos, es aceptable que buena parte de esa disipación de energía se realice con deformaciones inelásticas que implican daño, siempre que no se alcancen condiciones cercanas al colapso.

El cumplimiento de los objetivos, en términos muy simples, implica que la estructura posea una rigidez adecuada para limitar sus desplazamientos laterales y para proporcionarles características dinámicas que eviten amplificaciones excesivas de la vibración; que posea resistencia a carga lateral suficiente para absorber las fuerzas de inercia inducidas por la vibración; y que tenga alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas, lo que se logra proporcionándole ductilidad.

A grandes rasgos el diseño sísmico de una estructura implica las siguientes etapas:

- a) *La selección de un sistema estructural adecuado.* El sistema estructural debe ser capaz de absorber y disipar la energía introducida por el sismo sin que se generen efectos particularmente desfavorables, como concentraciones o amplificaciones dinámicas. de que el sistema adoptado sea idóneo depende en gran parte el éxito del diseño.
- b) *El análisis sísmico.* Los reglamentos definen las acciones sísmicas para las cuales debe calcularse la respuesta de la estructura y proporcionan métodos de análisis de distinto grado de refinamiento. La atención debe prestarse más a la determinación del modelo analítico más representativo de la estructura real, que al refinamiento del análisis para el cual se cuenta actualmente con programas de computadora poderosos y fáciles de usar que simplifican notablemente el problema.
- c) *El dimensionamiento de las secciones.* Los métodos de dimensionamiento de las secciones y elemento estructurales no difieren sustancialmente de los que se especifican para otros tipos de acciones, excepto para los métodos de diseño por capacidad.

- d) *Detallado de la estructura.* Para que las estructuras tengan un comportamiento dúctil es necesario detallar sus elementos y conexiones para proporcionarles gran capacidad de deformación antes del colapso. Los requisitos al respecto son particularmente severos en estructuras de concreto, en las que conducen a modificaciones sustanciales en las cuantías y distribuciones de refuerzo, con respecto a la práctica convencional en zonas sísmicas.

11.2 ENFOQUES PARA UN DISEÑO SISMO-RESISTENTE.

Para llevar a cabo puntualmente los objetivos de diseño sísmico que acabamos de describir deberían realizarse tres tipos de análisis diferentes : uno para un sismo moderado en el que se revisarían las condiciones de servicio, considerando un modelo de comportamiento elástico - lineal; otro para revisar que no se exceda la resistencia de las secciones críticas (estado límite de integridad estructural) ante un sismo severo usando un modelo elástico lineal pero con propiedades correspondientes a niveles de esfuerzos elevados, finalmente un análisis en que se revisaría la seguridad contra un mecanismo de colapso para un sismo de intensidad extraordinaria. Este análisis debe considerar comportamiento plástico (no lineal) de la estructura.

La secuencia de análisis anterior resulta, obviamente, muy laboriosa y sólo se emplea para el diseño de estructuras de excepcional importancia (como instalaciones nucleares). Los reglamentos de diseño de edificios tratan de cumplir con los objetivos establecidos, mediante una sola etapa de análisis. Esto da lugar a simplificaciones drásticas y no siempre bien fundadas, que son motivos de controversia, ya que no queda claro como se deriva el método de análisis, cuales son los objetivos y como se justifican algunos valores básicos de los parámetros de diseño.

El procedimiento adoptado por la mayoría de los códigos actuales consiste esencialmente en un diseño elástico con fuerzas reducidas. Se acepta que parte de la energía introducida en la estructura por el sismo, se disipe por deformaciones inelásticas y por ello las fuerzas que deben ser capaces de resistir las estructuras son menores que las que se introducirían si su comportamiento fuese elástico - lineal. El R.C.D.F. (reglamento de construcciones para el Distrito Federal) especifica un espectro de diseño de referencia para el diseño de estructuras que no pueden tener deformaciones inelásticas significativas, pero permite que dichas fuerzas se reduzcan por un factor de comportamiento, Q que depende del tipo de estructura en función de su capacidad de disipación de energía inelástica, o de su ductilidad. Con estas fuerzas reducidas se analiza un modelo lineal de la estructura y se revisa que no se rebasen estados límite de resistencia de sus secciones.

Para cumplir con el objetivo de evitar daños no estructurales ante sismos moderados, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal requiere que se mantengan los desplazamientos laterales del edificio dentro del límites admisibles. Se usan los desplazamientos que se calculan para el sismo de diseño y que por tanto, no corresponden a condiciones de servicio, y se comparan con desplazamientos admisibles que son muy superiores a los que ocasionan daño no estructural. Por ejemplo el R.C.D.F. acepta desplazamientos relativos de entrepiso de 0.006 y 0.012 veces la altura del mismo entrepiso, según el edificio tenga o no ligados a la estructura elementos frágiles. Estas deformaciones son del orden de 5 veces mayores que las que son suficientes para iniciar daños en los elementos no estructurales. Por tanto, eso implica de manera gruesa, que solo se pretende evitar daño no estructural para sismos del orden de $1/5$ de la intensidad del sismo de diseño.

Por otra parte, el procedimiento de diseño no incluye una revisión explícita de la seguridad ante el colapso (estado límite de supervivencia). Sólo se supone que, al obedecer ciertos requisitos de ductilidad, la estructura dispondrá de capacidad de disipación inelástica de energía suficiente para evitar el colapso.

Se ha ido difundiendo desde hace algunos años un procedimiento de diseño sísmico originado en Nueva Zelanda y llamado diseño por capacidad. El método pretende revisar explícitamente las condiciones que se presentan en la estructura en su etapa de comportamiento no lineal y garantizar que esta tenga la capacidad de disipación inelástica de energía.

En forma simplificada, se elige un mecanismo de comportamiento inelástico de la estructura que garantice la ductilidad deseada y se diseñan las secciones críticas de dicho mecanismo (aquellas donde se desea aparezcan articulaciones plásticas) para las fuerzas que se generan en ellas según el sismo de diseño. Después se revisa el resto de las secciones para los diferentes estados límite, con las fuerzas que aparecen en ellas al formarse el mecanismo y aplicando un factor de seguridad adicional a para garantizar que no alcancen su capacidad cuando se forma el mecanismo.

En forma parcial, se han adoptado estos principios para el diseño sísmico de estructuras de concreto.

11.3 ASPECTOS NORMATIVOS Y CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO USADOS EN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.

En cualquier construcción que se realice dentro del Distrito Federal se deberá tomar en cuenta que a este se le considera una zona de gran impacto sísmico por lo que en el Reglamento de Construcciones de esta entidad se siguieron criterios para diseño sísmico tomando en cuenta las condiciones propias de la zona. Estos criterios los revisaremos en esta sección tomando la versión de 1993 ya que este reglamento no tiene modificaciones relevantes en lo relativo a diseño sísmico con respecto a la versión que fue publicada en 1987.

Como en sus versiones anteriores, el cuerpo principal del reglamento incluye solamente requisitos de carácter general. Métodos y prescripciones particulares están contenidos en las normas técnicas complementarias para diseño sísmico (NTDS.). además requisitos específicos para el diseño sísmico de los principales materiales estructurales se encuentran en las Normas Técnicas Complementarias para diseño en construcción de estructura de concreto metálicas, de mampostería y madera respectivamente.

Los métodos específicos de diseño se describirán con cierto detalle más adelante. En orden de refinamiento estos métodos son el simplificado, el estático y los dinámicos.

Como índice de la acción sísmica de diseño se emplea el coeficiente sísmico, C , que representa el coeficiente de cortante basa, el cual define la fuerza cortante horizontal V_s , que actúa en la base del edificio, como una fracción del peso total del mismo, W

$$C = V_s / W$$

El coeficiente sísmico también sirve de base para la construcción de los espectros de diseño. Este coeficiente varía en función del tipo de suelo y de la importancia de la construcción.

El suelo de la ciudad se divide en las tres zonas principales identificadas como I, II, y III o de lomas, de transición y de lago. (Ver figura 2.1). una parte de las zonas II y III se denomina zona IV, y para esta existen algunas limitaciones en la aplicación de métodos de diseño que incluyen los efectos de interacción suelo-estructura.

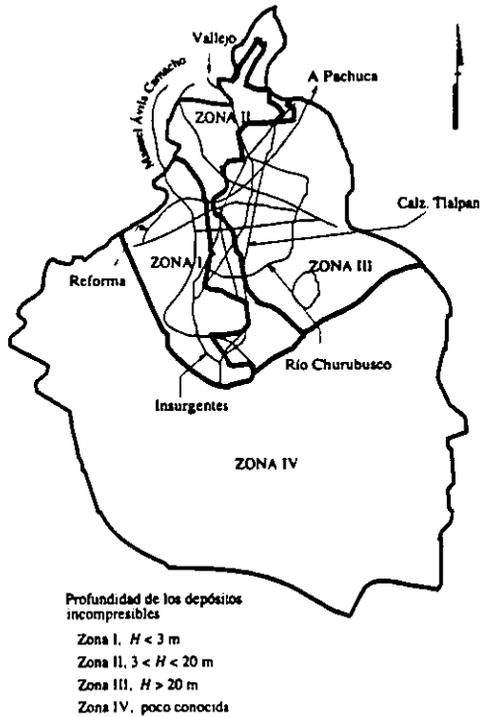


FIGURA 2.1 Zonificación según tipo de suelo

Considerando que es mayor la seguridad que se requiere para construcciones en que a las consecuencias de la falla son particularmente graves o para aquellas que es vital que permanezcan funcionando después de un evento sísmico importante, se especifica que el coeficiente sísmico se multiplique por 1.5 para diseñar las estructuras de construcciones como estadios, hospitales y auditorios, sub-estaciones eléctricas y telefónicas (es decir, las clasificadas dentro del grupo A).

Los coeficientes sísmicos sirven para construir los espectros de aceleraciones de diseño que se emplean para análisis dinámicos. De hecho representan cotas superiores de dichos espectros que corresponden a su parte plana. Para el análisis estático puede emplearse el coeficiente sísmico C o un coeficiente reducido según el valor del periodo fundamental con reglas que se mencionaran más adelante. Los espectros así construidos son "elásticos" y sirven para determinar las fuerzas laterales para las que hay que diseñar una estructura que no tenga una capacidad significativa de deformarse fuera de su intervalo elástico lineal. Se admiten reducciones en las ordenadas espectrales. Están definidas por un factor Q (factor de comportamiento sísmico) que toma valores entre 1.0 y 4.0, según el tipo de estructuración y los detalles de dimensionamiento que se hayan adoptado en la estructura.

Los valores especificados para el coeficiente sísmico y para el factor Q se describen de acuerdo a las normas técnicas complementarias para diseño por sismo, junto con los requisitos que deben satisfacerse para adoptar cada valor de Q . Esos requisitos son muy generales y deben ir aparejados a la observación de otros más específicos de sistemas constructivos y materiales particulares.

Debe revisarse la estructura para la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Se considerará actuando simultáneamente el valor de diseño de un componente más 30% del valor de diseño del componente ortogonal. (figura 2.2). Ha sido costumbre considerar que la acción sísmica se ejerce en forma diferente en cada dirección, o sea, revisar el efecto de la acción sísmica de diseño en una de las direcciones principales de la estructura, considerando que las fuerzas sísmicas son nulas en cualquier otra dirección. La estructura puede presentar además movimientos de rotación en cada masa (Fig. 2.3) y un modelo más completo debe incluir ese grado de libertad mediante resortes de torsión en cada piso. La importancia de las rotaciones y la magnitud de las solicitaciones que por este efecto se inducen en la estructura, dependen de la distribución en planta de las masas y de las rigideces laterales. Desde el punto de vista de equilibrio, la fuerza actuante por sismo en cada piso está situada en el centro de la masa, mientras que la fuerza resistente lo está en centro de torsión, o sea, donde se ubica la resultante de las fuerzas laterales que resiste cada uno de los elementos. Si entre dos puntos existe una excentricidad, la acción en cada entrepiso estará constituida por una fuerza cortante más un momento torsionante cuyo efecto debe tomarse en cuenta en el diseño.

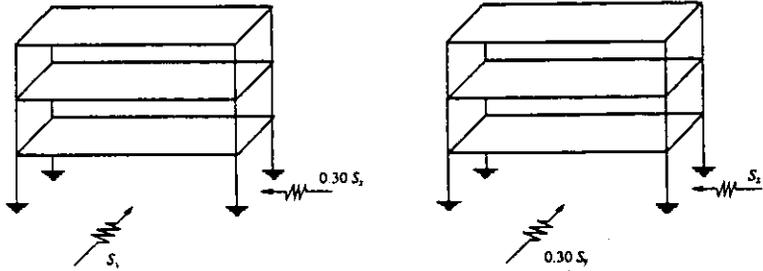


FIGURA 2.2 Combinación del efecto sísmico en dos direcciones

Cuando no se lleve a cabo un análisis dinámico que incluya los efectos de torsión a través de la consideración de un grado de libertad de rotación en cada nivel el efecto de la torsión se suele considerar de manera estática superponiendo sus resultados a los de un análisis estático o dinámico, de los efectos de traslación calculados de manera independiente.

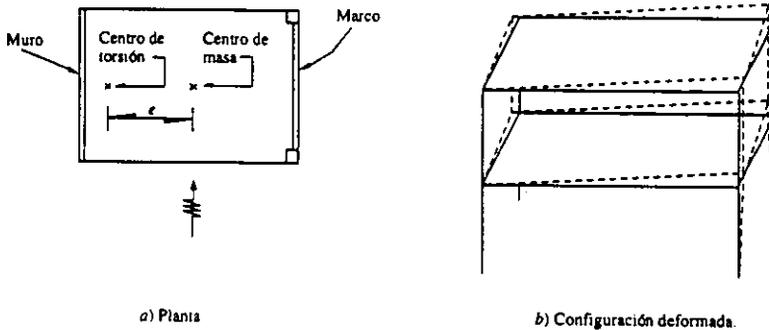


FIGURA 2.3 Vibración de un edificio incluyendo efectos de torsión.

Debido al efecto dinámico de la vibración, el momento torsionante que actúa en cada entresolio, puede verse en general, amplificado y por tanto, la excentricidad efectiva puede ser mayor que la calculada estáticamente. Por otra parte, el cálculo del centro de torsión sólo puede efectuarse con pobre aproximación por que la rigidez de cada elemento en particular puede ser alterada por agrietamientos locales o por la contribución de elementos no estructurales.

Por las dos razones expuestas, el R.C.D.F. especifica que el momento torsionante de diseño se determine con una excentricidad total que se calculará como la más desfavorable de:

$$e = 1.5 e_c + 0.1 b$$

$$e = e_c - 0.1 b$$

Donde:

* e_c = es la excentricidad calculada a partir de los valores teóricos de los centros de masa y de cortante.

*El factor 1.5 = Cubre la amplificación dinámico de la torsión.

* b = es el lado del edificio en dirección normal a la del análisis.

Se considera un error posible en la determinación de la excentricidad igual 10% del ancho del edificio.

Como se ha indicado anteriormente, el segundo objetivo básico del diseño sísmico consistente en evitar daños ante temblores moderados se trata de cumplir limitando los desplazamientos laterales de la estructura.

El índice más importante para la determinación de la magnitud de los posibles daños es la distorsión de entrepiso ψ , o sea, el desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos Δ , dividido entre la altura de entrepiso H (figura 2.4).

$$\psi = \Delta / H$$

Hay que recordar que la reducción en el coeficiente sísmico por comportamiento inelástico es válida para determinar las fuerzas para las que hay que diseñar la estructura, pero que las deformaciones que se presentarán en la estructura serán aproximadamente U veces las que se han determinado con un análisis elástico bajo esas fuerzas reducidas. Por tanto, antes de compararlas con deformaciones admisibles, las deformaciones calculadas Δ_c deberán multiplicarse por Q

$$\Delta = Q \Delta_c$$

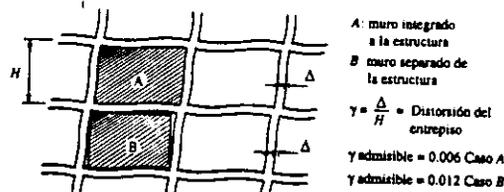


FIGURA 2.4 Distorsiones de entrepiso admisibles según R.C.D.F.

También debe tenerse en mente que el objetivo es limitar las deflexiones valores que no causen daños en elementos estructurales y no estructurales, no para el sismo de diseño sino para uno de mucha menor intensidad. Para poder emplear los mismos resultados del análisis ante el sismo de diseño, las distorsiones admisibles se multiplicaran en el R.C.D.F. por un factor del orden de con respecto a las que realmente se quieren controlar. Así, se encuentra experimentalmente que en muros de mampostería y en recubrimientos frágiles de paredes divisorias se provocan agrietamientos cuando las distorsiones exceden de 2 al millar (0.002); el Reglamento en cuestión exige se compare la distorsión calculada con un valor admisible.

$$\Psi_{adm} = 0.006$$

Cuando las deformaciones de la estructura pueden afectar elementos no estructurales frágiles (caso A en la figura 2.4)

Por otra parte, cuando no existen elementos frágiles que pueden ser dañados por el movimiento de la estructura o cuando estos están desligados de la estructura principal. (caso B de la figura 2.4) se aumenta al doble la distorsión admisible:

$$\Psi_{adm} = 0.012$$

En este caso, el limite tiene como fin evitar que la edificación resulte excesivamente flexible y se originen deformaciones que causen molestias y pánico a los ocupantes y que hagan que se vuelvan importantes los efectos de segundo orden.

II.4 CONCEPTOS BASICOS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO.

Grados de libertad dinámicos

Desde el punto de vista dinámico, interesan los grados de libertad en los que se generan fuerzas generalizadas de inercia significativas; es decir, fuerzas iguales a masa por aceleración o momento de inercia por aceleración angular. Por ejemplo la figura 2.5 tiene 12 grados de libertad estáticos. Sin embargo, si las fuerzas de inercia importantes son solamente las que generan las masas m_1 y m_2 al moverse lateralmente y las deformaciones de los pisos en su plano son despreciables, tenemos un sistema de dos grados de libertad dinámicos, que son precisamente los desplazamientos laterales 1 y 2 en la figura ya mencionada. Es pertinente observar que esto no implica que en los restantes giros y desplazamientos se anulen, sino que, aunque asuman valores distintos de cero, no generan fuerzas de inercia de consideración.

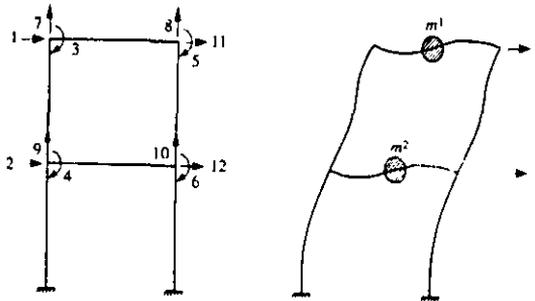


FIGURA 2.5. Grados de libertad estáticos y dinámicos.

Las fuerzas de inercia generadas por desplazamientos laterales se pueden expresar como productos de la masa en cada piso por sus aceleraciones lineales y del momento de inercia de dicha masa por la aceleración angular alrededor del eje vertical que pasa por el centro de masas. Esto permite efectuar el análisis dinámico de un edificio con modelos que tienen tres grados de libertad por piso.

Cuando por simetría los pisos no rotan alrededor de ejes verticales, el edificio o sus componentes se pueden modelar como un sistema de un grado de libertad por piso.

ω se denomina frecuencia circular natural del sistema; c_c se conoce como amortiguamiento crítico y ζ es la fracción de amortiguamiento crítico, que usualmente se expresa como porcentaje.

Sistemas suelo-estructura

El análisis de edificios se lleva normalmente a cabo suponiendo que el movimiento que se aplica en su base, o las fuerzas estáticas equivalentes que obran en sus distintos niveles, son independientes de las características de la cimentación. Sin embargo, existen casos en que el movimiento en cualquier punto de la frontera suelo-estructura es sensiblemente diferente del que habría ocurrido en dicho punto si la estructura no estuviese presente; en estos casos se dice que existe interacción suelo-estructura.

Conviene estudiar el problema considerando primero las diferencias en el movimiento del terreno que provienen de la rigidez del sistema estructura-cimentación como si no tuviera más, lo cual se denomina interacción cinemática, porque es causada fundamentalmente por la geometría y rigidez de la cimentación. Las diferencias consisten en general en un filtrado de los componentes traslacionales del movimiento en cuestión es decir de la disminución de su amplitud en el intervalo de frecuencias altas y medias, y en la modificación de componentes rotacionales y torsionales. Estos efectos parcialmente motivan que en los reglamentos se estipulen excentricidades accidentales, que generan torsiones en planta aun en edificios completamente simétricos.

En segundo lugar se consideran las fuerzas de inercia que se generan por la vibración de las masas de la cimentación y de la estructura, que da lugar a no sólo elementos mecánicos dentro de los distintos miembros que las componen, sino también a tres fuerzas y tres momentos referidos a dos ejes horizontales y uno vertical en la base. Si el suelo no es muy rígido, tales fuerzas y momentos producen deformaciones que modifican el movimiento en la cimentación. Se habla en este caso de interacción inercial. Una manera de tomar en cuenta este tipo de interacción consiste en modificar las características dinámicas de la estructura.

Más adelante ampliaremos lo relacionado a la interacción suelo-estructura desde el contexto técnico del R.C.D.F. y sus normas técnicas complementarias.

Para la dinámica de sistemas suelo-estructura, consideramos el sistema de la figura 2.6, que consiste en una masa m , soportada por una estructura, elástica con rigidez lateral k , la cual a su vez se apoya sobre una cimentación rígida de masa m_x enterrada en suelo deformable. En aras de sencillez, se ignoran además los desplazamientos verticales del suelo, con lo cual la flexibilidad del mismo queda representada por dos resortes: uno traslacional en la dirección horizontal y otro rotacional con rigideces k_x y k_r , respectivamente.

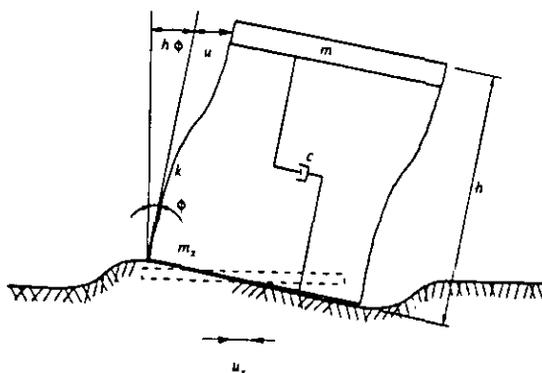


FIGURA 2.6 Sistema suelo-estructura.

De esta manera, como se ilustra en la figura 3.3, el sistema tiene tres grados de libertad: traslación horizontal de la masa de la estructura con respecto a la cimentación, traslación horizontal de la base y rotación en el plano de movimiento, con respecto al eje centroidal de la superficie de desplante.

Los coeficientes de rigidez se derivan dando secuencialmente un valor unitario a cada grado de libertad, manteniendo los demás nulos, como se hace ver en la figura 2.7

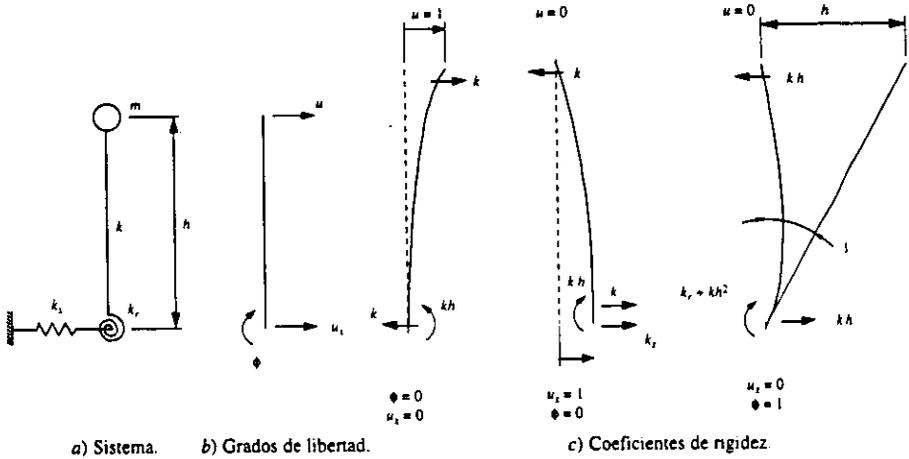


FIGURA 2.7 Grados de libertad y coeficientes de rigidez de un sistema suelo-estructura.

Suponiendo que las columnas son inextensibles y que, por tanto, m gira lo mismo que m_x , el momento de inercia I_n asociado al giro θ , es el debido a las masas cuando giran con respecto al eje de rotación en la base, obteniéndose:

$$I_n = m_x r_x^2 + m r^2 + m h^2$$

r y r_x son los radios de giro de m y m_x respectivamente.

Cuando el sistema no amortiguado está sujeto a un acelerograma horizontal en la base, las ecuaciones diferenciales de movimiento adquieren la siguiente forma matricial:

$$M\ddot{U} + KU = -MR_s''$$

Donde, puesto que las aceleraciones de la base contribuyen sólo a aceleraciones totales horizontales, no rotacionales el vector R es tal que s'' aparece en la primera y segunda ecuaciones, pero no en la tercera, es decir:

$$R = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Para distinguir mejor los efectos de distintas fuentes de deformaciones en estudios sobre interacción suelo-estructura, conviene emplear como grados de libertad el producto ϕ/h y el desplazamiento relativo de la masa de la estructura con respecto a la de la cimentación. Los elementos del nuevo vector de desplazamientos, V , son:

$$v_3 = h u_3$$

$$v_2 = u_2$$

$$v_1 = u_1 - u_2 - h u_3$$

En consecuencia, la relación entre los grados de libertad originales y nuevos está dada por:

$$u_1 = v_1 + v_2 + v_3$$

$$u_2 = v_2$$

$$u_3 = v_3/h$$

Criterios de estructuración

Importancia De La Configuración Estructural En El Comportamiento Sísmico.

En la etapa de la estructuración es esencial la interacción entre el responsable del proyecto arquitectónico y el del proyecto estructural. El segundo debe hacer consciente al primero de las necesidades mínimas de rigidez, resistencia y regularidad que requiere la estructura y de las consecuencias que tienen algunas decisiones arquitectónicas en el comportamiento estructural.

Es cierto que la mayoría de las recomendaciones de estructuración para zonas sísmicas tienden a lograr edificios regulares y robustos; por ello limitan fuertemente la posibilidad de llegar a formas atrevidas y originales y limitan también la libertad del uso del espacio interno del edificio. Constituye, por tanto, un reto para los proyectistas conjugar las necesidades arquitectónicas y estructurales y lograr un proyecto a la vez funcional, seguro y estéticamente atractivo.

II.5 NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO

Después de analizar varias bibliografías llegamos a la conclusión, tomando en cuenta al D.F. como la entidad con mayor impacto sísmico, que para elegir el tipo de análisis adecuado para nuestro sistema estructural, la mejor herramienta es el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus normas técnicas complementarias para diseño por sísmico.

Es por ello que a continuación en este trabajo de tesis presentaremos un compendio con los puntos de mayor trascendencia de estas normas y en complemento cuadros con puntos importante para este tema como son:

- A) las zonas en que se divide el distrito federal (las cuales se mencionan brevemente en el capitulo I)
- B) Agrupación de construcciones según el R.C.D.F.
- C) Valores de los periodos naturales T.
- D) los requisitos de regularidad de una estructura.
- E) Los coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado , correspondiente a las estructuras del grupo B.

decidimos incluirlas ya que como obra de consulta es fundamental contar con las normas técnicas complementarias y los datos de los incisos A al E para contar con todos los elementos necesarios para la elección correcta del tipo de análisis.

Los reglamentos modernos de diseño sísmico , entre ellos el del Distrito Federal. Aceptan que el análisis estructural ante cargas sísmicas puede efectuarse considerando que las estructuras tienen comportamiento elástico-lineal. Aunque se reconoce que durante temblores severos los edificios pueden incursionar en comportamientos inelástico, esto se toma en cuenta aplicando factores de reducción a los resultados de l análisis elástico. Varios textos presentan con detalle los métodos de análisis de estructuras elásticas ante cargas estáticas .

El diseño sísmico de edificios debe seguir las prescripciones del reglamento o código de construcciones de la localidad que los alberga. El primer paso del diseño es el análisis sísmico que permite determinar que fuerzas representan la acción sísmica sobre el edificio y que elementos mecánicos (fuerzas normales y cortantes y momentos flexionantes). producen dichas fuerzas en cada miembro estructural del edificio.

Para este fin, los reglamentos aceptan que las estructuras tienen comportamiento elástico - lineal y que podrá emplearse el método dinámico modal de análisis sísmico, que requiere el cálculo de periodos y modos de vibrar.

Con ciertas limitaciones se puede emplear el método estático de análisis sísmico que obvia la necesidad de calcular modos de vibración.

Cualquiera que sea el método de análisis, los reglamentos especifican espectros o coeficiente para diseño sísmico que constituyen la base del cálculo de fuerzas sísmicas.

Presentaremos los métodos estático y dinámico dentro del contexto del R.C.D.F.,

Normas técnicas complementarias para diseño por sismo (N.T.C.D.S)

1. notación

simbología.

- a (adimensional)= ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad, sin reducción con fines de diseño
- b (metros)= dimensión del estrepiso que se analiza, medida perpendicularmente a la dirección de análisis.
- C (adimensional)= coeficiente de diseño sísmico.
- d (adimensional) = diferencia en valores de la aceleración horizontal expresada como fracción de la gravedad, que sería necesario aplicar en c/u de los dos sentidos opuestos de una dirección dada para que fallara la estructura
- e. (metros)= distancia entre el centro de gravedad de las resistencias y la línea de acción de la fuerza cortante de entrepiso.
- e_s (metros) = excentricidad torsional
- f (adimensional)= inclinación de una estructura con respecto a la vertical.

g (m/s^2) = aceleración de la gravedad.

h (metros) = altura, sobre el terreno, de la masa para la que se calcula una fuerza horizontal.

Q (adimensional) = factor de comportamiento sísmico, independiente de T .

Q' (adimensional) = factor reductivo de fuerzas sísmicas con fines de diseño, función del periodo natural.

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

r (adimensional) = exponente en las expresiones para cálculo de las ordenadas de los espectros de diseño.

S = respuesta de la estructura como combinación de las respuestas modales.

S_i = respuesta de la estructura en el modo natural de vibración i

T (segundos) = periodo natural de vibración.

T_a, T_b (segundos) = Periodos característicos de los espectros de diseño.

V (toneladas) = fuerza cortante horizontal en el nivel que se analiza.

V_o (toneladas) = fuerza cortante horizontal en la base de la construcción.

W (toneladas) = peso de la construcción arriba del nivel que se considera, incluyendo la carga viva que se especifica en el R.C.D.F., capítulo V

W_o (toneladas) = valor de W en la base de la estructura.

2. Elección del tipo de análisis

Análisis estático y dinámico

Toda estructura podrá analizarse mediante un método dinámico según se establece en la sección nueve de las normas técnicas complementarias. Las estructura que no pasen de 60 metros de alto podrán analizarse, como alternativa, mediante el método estático que describe la sección 8 de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo con la misma limitación, para estructuras ubicadas en las zonas II o III como se define en el art. 219 del reglamento, también será admisible emplear los métodos de análisis que especifica el apéndice a las normas técnicas complementarias para diseño por sismo en los cuales se tienen en cuenta los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo-estructura.

Método simplificado de análisis

El método simplificado que se refiere la sección 7 de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo será aplicable al análisis de edificios que cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

1. en cada planta, al menos el 75 % de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las normas complementarias correspondientes. Será admisible cierta asimetría en la distribución de los muros cuando existan en todos los pisos dos muros de carga perimetrales paralelos cada uno con longitud al menos igual a la mitad de la dimensión mayor en planta del edificio. Los muros a que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado o madera; en este último caso estarán arriostrados con diagonales.

- II. La relación entre longitud y anchura de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y anchura satisfaga esta restricción y cada tramo resista según el criterio que marca la sección 7 de las presentes normas.
- III. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 13m.

3. espectros para diseño sísmico

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica la sección 9 de estas normas, se adoptarán las siguientes hipótesis para el análisis de la estructura.

La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones.

$$a = (1 + 3T/T_a) c/4, \text{ si } T \text{ es menor que } T_a.$$

$$a = c, \text{ si } T \text{ esta entre } T_a \text{ y } T_b.$$

$$a = qc, \text{ si } T \text{ excede de } T_b.$$

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

El coeficiente c se obtiene del art. 206 del reglamento, salvo que en la parte sombreada de la zona II en la figura 2.8 se tomará $c=0.4$ para las estructuras el grupo B, y $c = 0.6$ para las del A.

Tabla 2.2 Valores de T_a , T_b y r

Zona	T_a	T_b	r
I	0.2	0.6	1/2
II*	0.3	1.5	2/3
III*	0.6	3.9	1

* no sombreadas en la figura 2.8

+ parte sombreada de la zona II en la figura 2.7

4. Reducción de fuerzas sísmicas

factor reductivo

con fines de diseño, las fuerzas sísmico para análisis estático y las obtenidas del análisis dinámico modal empleando los método que fijan estas normas se podrán reducir a dividiéndolas entre el factor reductivo Q' . En el diseño sísmico de estructuras que satisfagan las condiciones de regularidad que fija la sección 6 Q' se calculará como sigue:

$$Q' = Q \text{ si se desconoce } T \text{ o si este es mayor o igual que } T_a$$

$$Q' = a + (T/T_a)(Q-1), \text{ si } T \text{ es menor que } T_a.$$

T se tomará iguala al periodo fundamental de vibración cuando se emplee el método estático e igual al periodo natural de vibración. Del modo que se considere cuando se emplee el método de análisis modal de la sección 9, y T_a es un periodo característico del espectro de diseño que se define en la sección 5.

En el diseño sísmico de las estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de estas normas, se multiplicaran por 0.8 el valor de Q' .

Las deformaciones se calcularan multiplicando por Q las causadas por fuerzas sísmicas reducidas cuando se emplee el método estático de análisis que se detalla en la sección 8 o el de análisis modal de la sección 9.

Cuando se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los aquí especificados, pero congruentes con ellos, si se demuestran a satisfacción del depto. Tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales como la validez de los valores del amortiguamiento y de Q' que se propongan.

5. factor de comportamiento sísmico

Se adoptarán los siguientes factores del factor de comportamiento sísmico a que se refiere la sección 4 y el art. 207 del reglamento.

1. Se usara $Q = 4$ cuando se cumplan los siguientes requisitos.:

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

2. si hay muros ligados a la estructura en la forma especificada en el caso 1 del art. 204 del reglamento, estos se deben tener en cuenta en el en, pero su contribución a la capacidad ante fuerzas laterales solo se tomará en cuenta si estos muros son de piezas macizas y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado son capaces de

resistir al menos 80 % de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

3. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más del 35 % del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calcularán la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso I a que se refiere el art. 204 del reglamento.

4. Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las normas complementarias correspondientes para marcos y muros dúctiles.

5. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las normas técnicas complementarias correspondientes.

- II. Se adoptará $Q = 3$ Cuando se satisfacen las condiciones 2, 4 y 5 del caso I y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 o 3 especificadas para el caso I pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero., Por marcos de concreto reforzado por muros de este material, por combinaciones de estos y marcos o por diafragmas de madera contrachapada. Las estructuras con losas planas deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto .
- III. Se usará $Q = 2$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero o de concreto reforzado, contraventeados o no, o muros o columnas de concreto reforzado. que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por los casos I y II de esta sección, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o traveses de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o diafragmas contruidos con duelas inclinadas o por sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinados con elementos diagonales de

madera maciza. También se usará $Q=2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o preesforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto.

- IV. Se usará $Q = 1.5$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos II y III, o por marcos y armaduras de madera.
- V. Se usará $Q = 1$ en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre la satisfacción del Departamento, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica.

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

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

6. Condiciones De Regularidad

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 % de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.
5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 % de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de

la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 % del área de la planta.

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 % de dicho peso.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior ni menor que 70 % de ésta. Se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 100 % a la del entrepiso inmediatamente inferior.
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede del 10 % de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

7. Método Simplificado De Análisis¹

Para aplicar este método se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo. Se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectados en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho piso, calculada según se especifica en el inciso 1 de la sección 8 de las presentes normas, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se establecen en la tabla 2.5 para construcciones del grupo B. Tratándose de las clasificadas en el grupo A estos coeficientes habrán de multiplicarse por 1.5.

Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado, correspondientes a estructuras del grupo B

¹ Solo se mencionará este método como antecedente y para fines de consulta ya que el diseño de aplicación de esta tesis se hará mediante el análisis dinámico

Tabla 2.3 coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado de análisis correspondiente a estructuras del grupo B

ZONA	Muros de piezas macizas o diafragmas de madera contrachapada			Muros de piezas huecas o diafragmas de duelas de madera*		
	Altura de la construcción			Altura de la construcción		
	Menor de 4 m.	Entre 4 y 7 m.	Entre 7 y 13 m	Menor de 4 m.	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 12 m
I	0.07	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11
II y III	0.15	0.16	0.19	0.15	0.19	0.24

*Diafragmas de duelas de madera inclinadas o sistemas de muros formados por duelas de madera verticales u horizontales arriostradas con elementos de madera maciza.

8. Análisis Estático²

fuerzas cortantes

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una superestructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a h , siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables). El coeficiente se tomará de tal manera que la relación V_0/W_0 , sea igual a c/Q , siendo V_0 la fuerza cortante basal, W_0 , el peso de la construcción incluyendo las cargas muertas que fija el capítulo IV, título VI del Reglamento y las vivas que especifica el capítulo V, título VI, Q el factor de comportamiento que se fija en la sección 5 de estas normas y c el coeficiente sísmico que establece el artículo 206 del Reglamento, salvo que en la parte sombreada de la zona 11 en la figura 3.1 se tomará $c = 0.4$ para estructuras del grupo B y 0.6 para las del A.

² Solo se mencionará este método como antecedente y para fines de consulta ya que el diseño de aplicación de esta tesis se hará mediante el análisis dinámico

Reducción De Las Fuerzas Cortantes

Podrán adaptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según el inciso anterior, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura, de acuerdo con lo siguiente.-

- a) El periodo fundamental de vibración, T, se tomará igual a

$$6.3 \quad (\sum W_i x_i^2 / g \sum P_i x_i)^{1/2}$$

donde W_i es el peso de la masa i , P_i la fuerza horizontal que actúa sobre ella de acuerdo con el inciso 1, x_i el correspondiente desplazamiento en la dirección de la fuerza, y g la aceleración de la gravedad.

- b) Si T es menor o igual que T_b se procederá como en el inciso 1 pero de tal manera que la relación V_o / W_o , sea igual a a / Q' , calculándose a y Q' como se especifica respectivamente en las secciones 3 y 4 de las presentes normas.
- c) Si T es mayor que T_b se procederá como en el párrafo b pero de tal manera que cada una de las fuerzas laterales se tome proporcional al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente igual a $K_1 h_i + K_2 h_i^2$, siendo.

$$K_1 = q [1 - r(1 - q)] \sum W_i / (\sum W_i h_i)$$

$$K_2 = 1.5 r q (1 - q) \sum W_i / (\sum W_i h_i^2)$$

y W_i y h_i respectivamente el peso y la altura de la i -ésima masa sobre el desplante. Además, a no se tomará menor de $c/4$.

Péndulos Invertidos

En el análisis de péndulos invertidos (estructuras en que 50 % o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis o una sola hilera de columnas perpendicular a ésta), además de la fuerza lateral estipulada se tendrán en cuenta las aceleraciones verticales de la masa superior asociadas al giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis y que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente. El efecto de dichas aceleraciones se tomará equivalente a un par aplicado en el extremo superior del elemento resistente, cuyo valor es $1.5 \pi r_0^2 u/x$ siendo:

P_i = la fuerza lateral actuante sobre la masa de acuerdo con el inciso 1.

r_0 = El radio de giro de dicha masa con respecto al eje horizontal en cuestión y u y x el giro y el desplazamiento lateral, respectivamente, del extremo superior del elemento resistente bajo la acción de la fuerza lateral P_i .

Apéndice

Para valuar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto del edificio, se supondrá actuando sobre el elemento en cuestión la distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por:

$$1 + 4 c'/c$$

donde:

c' = es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción. Se incluyen en este requisito los parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos y otros apéndices. Se incluyen, asimismo, los elementos sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración (no de la fuerza cortante ni del momento de volteo), como losas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan.

Momento De Volteo

El momento de volteo para cada marco o grupo de elementos resistentes en un nivel dado podrá reducirse, tomándolo igual al calculado multiplicado por:

$$0.8 + 0.2z$$

Siendo: z la relación entre la altura a la que se calcula el factor reductivo por momento de volteo y la altura total de la construcción), pero no menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentre por encima de dicho nivel. En péndulos invertidos no se permite reducción de momento de volteo.

Efectos De Torsión

La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso, e_s , se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la fuerza cortante en dicho nivel. Se entenderá por excentricidad de resistencia al corte, e_r la distancia entre el centroide de las resistencias de todos los elementos resistentes ante fuerza cortante en el entrepiso que se considera y la línea de acción de la fuerza cortante en ese nivel. En estructuras para las que el factor de comportamiento sísmico, Q , que se especifica en la sección 5, sea igual a 3 se suministrarán resistencias tales que el centroide de las resistencias se halle del mismo lado de la fuerza cortante que el centro de torsión y e_r no sea menor que $e_s - 0.2 b$, y si Q excede de 3, resistencias tales que el centroide de la resistencia se halle del mismo lado de la fuerza cortante que el centro de torsión y e_r no sea menor que $e_s - 0.1 b$, en donde b es la dimensión de la planta que se considera medida en la dirección de e_r y e_s . Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes: $1.5 e_s + 0.1 b$ o $0. e_s - 0.1 b$. Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de e_s calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

Efectos De Segundo Orden

Deberán tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos de segundo orden, esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente, en toda estructura en que la diferencia en desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos, dividida entre la diferencia de alturas correspondientes, excede de $0.08 V/W$ entre cada par de niveles consecutivos, siendo V la fuerza cortante calculada y W el peso de la construcción incluyendo cargas muertas y vivas que obra encima de elevación que se considera.

Efectos Bidireccionales

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 % de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 % de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que para cada concepto resulten más desfavorables.

Falla De Cimentación

Se verificará que ni la estructura ni su cimentación alcanza ninguno de los estados límite de falla o de servicio a que se refiere el capítulo VI, título VI del Reglamento. Al revisar con respecto a estados límite de falla de la cimentación se tendrá en cuenta la fuerza de inercia horizontal que obra en el volumen de suelo que se halla bajo los cimientos y que potencialmente se desplazaría al fallar el suelo en cortante, estando dicho volumen sujeto a una aceleración horizontal igual a $c/4$ veces la aceleración de la gravedad.

Revisión Por Rotura De Vidrios

Al revisar con respecto al estado límite por rotura de vidrios se verificará que al rededor de cada tablero de vidrio o cada marco exista una holgura no menor que el desplazamiento relativo entre los extremos del tablero o marco, calculado a partir de la deformación por cortante de entrepiso y dividido entre $1 + H_v/B_v$, donde B_v es la base del tablero o marco y H_v , su altura.

Comportamiento Asimétrico

En el diseño de estructuras cuyas relaciones fuerza-deformación difieran en sentidos opuestos se dividirán los factores de resistencia entre $1 + 2.5 d/Q$, en donde d es la diferencia en los valores de a/Q' , expresados como fracción de gravedad, que causarían la falla o fluencia plástica de la estructura en uno y otro sentido.

9. Análisis Dinámico

Se aceptarán como métodos de análisis dinámico el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos.

Análisis Modal

Si se usa el análisis modal, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 seg., Pero en ningún caso podrán considerarse menos que los tres primeros modos de traslación en cada dirección de análisis. Puede despreciarse el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas. En tal caso, el efecto de dichas excentricidades y de la excentricidad accidental se calculará como lo especifica el artículo correspondiente al análisis estático.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño Especificadas en la sección 3 de estas normas reducidas como se establece en la sección 4 de las mismas.

Las respuestas modales S_i (donde S_i puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc.), se combinarán para calcular las respuestas totales S de acuerdo con la expresión

$$S = (\sum S_i^2)^{1/2}$$

Siempre que los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10 % entre sí. Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos. Los desplazamientos laterales así calculados habrán de multiplicarse por Q para calcular efectos de segundo orden así como para verificar que la estructura no alcanza ninguno de los estados límite de servicio a los que se refiere el capítulo VI, título VI del R.C.D.F. .

Análisis Paso A Paso

Si se emplea el método de cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos, podrá acudirse a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos cuatro movimientos representativos, independientes entre si, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que consignan el Reglamento y estas normas. Y que se tengan en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

Revisión Por Cortante Basal

Si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal V_0 es menor que $0.8 aW/Q'$, se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que V_0 iguale a este valor.

Efectos Bidireccionales

Cualquiera que sea el método dinámico de análisis que se emplee, los efectos de movimientos horizontales del terreno en direcciones ortogonales se combinarán como se especifica en relación con el método estático de análisis sísmico. Igualmente aplicables son las demás disposiciones de la sección 8 de estas normas en cuanto al cálculo de fuerzas internas y desplazamientos laterales, con las salvedades que señala la presente sección.

10. Análisis Y Diseño De Otras Construcciones Nuevas³

Las presentes normas complementarias sólo son aplicables en su integridad a edificios. Tratándose de otras estructuras se aplicarán métodos de análisis apropiados al tipo de estructura en cuestión siempre que tales métodos respeten las disposiciones de la presente sección, sean congruentes con este cuerpo normativo y reciban la aprobación del Departamento.

³ solo se menciona con fines de consulta.

Tanques, Péndulos invertidos y Chimeneas

En el diseño de tanques, péndulos invertidos y chimeneas las fuerzas internas debidas al movimiento del terreno en cada una de las direcciones en que se analice se combinarán con el 50 % de las que produzca el movimiento del terreno en la dirección perpendicular a ella, tomando en cuenta estas últimas con el signo que para cada elemento estructural resulte más desfavorable.

En el diseño de tanques deberán tenerse en cuenta las presiones hidrostáticas y las hidrodinámicas del líquido almacenado así como los momentos que obren en el fondo del recipiente.

Muros de Retención

Los empujes que ejercen los rellenos sobre los muros de retención, debido la acción de los sismos, se valuarán suponiendo que el muro y la zona de relleno por encima de la superficie crítica de deslizamiento se encuentran en equilibrio límite bajo la acción de las fuerzas debidas a carga vertical y a una aceleración horizontal igual a $C/3$ veces la gravedad. Podrán asimismo emplearse procedimientos diferentes siempre que sean previamente aprobados por el Departamento.

11. Estructuras Existentes

En la revisión de la seguridad de un edificio existente se adoptará el valor del factor de comportamiento sísmico Q que, en los términos de la sección 5 de las presentes normas, corresponda al caso cuyos requisitos sean esencialmente satisfechos por la estructura, a menos que se justifique a satisfacción del Departamento la adopción de un valor mayor que éste.

Tratándose de estructuras cuyo comportamiento en sentidos opuestos sea asimétrico por inclinación de la estructura con respecto a la vertical, si el desplome de la construcción excede de 0.01 veces su altura, se tomará en cuenta la asimetría multiplicando las fuerzas sísmicas de diseño por $1 + 10f$ cuando se use el método simplificado de análisis sísmico, o por $1 + 5 Qf$ cuando se use el estático o el dinámico modal, siendo f el desplome de la construcción dividido entre la altura de ésta. Si se emplea el método dinámico de análisis paso a paso se hará consideración explícita de la inclinación.

Cuando se refuerce una construcción del grupo B con elementos estructurales adicionales será válido adoptar los valores de Q que corresponden a estos elementos siempre que sean capaces de resistir en cada entrepiso al menos 50 % de la fuerza cortante de diseño, resistiendo la estructura existente al resto, y en cada nivel las resistencias de los elementos añadidos sean compatibles con las fuerzas de diseño que les correspondan. Deberá comprobarse que los sistemas de piso tienen la rigidez y resistencia suficientes para transmitir las fuerzas que se generan en ellos por los elementos de refuerzo que se han colocado y, de no ser así, deberán reforzarse los sistemas de piso para lograrlo.

Apéndice

A1 Alcance

Para el diseño de estructuras ubicadas en las zonas II o III será permisible tener en cuenta los efectos de los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y de la interacción suelo-estructura. Cuando así se proceda se aplicarán al cuerpo principal de las presentes normas técnicas complementarias las modificaciones que contiene el presente apéndice. En todos los aspectos que no cubre este apéndice son aplicables las demás disposiciones de las normas técnicas complementarias.

A2 Notación Adicional

Se emplean aquí los símbolos del cuerpo principal de estas normas así como otros, entre los cuales los más importantes son:

A (m ²)=	área de la superficie neta de cimentación.
G (ton/m ²)=	módulo de rigidez del suelo.
H (metros)=	profundidad de los depósitos firmes profundos, medida desde la superficie del terreno.
I (m ⁴)=	momento de inercia de la superficie neta de cimentación con respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección que se analiza.
J (t-m ²) =	momento de inercia neto del peso de la construcción con respecto al eje centroidal de su base y perpendicular a la dirección que se analiza, descontando el momento de inercia del peso del suelo desplazado por la infraestructura.
K_p (ton m) =	rigidez de la cimentación al giro, debida a la rigidez axial de un sistema de pilotes de punta.
K_v (ton m/radián) =	rigidez equivalente del suelo bajo una estructura, en rotación vertical respecto al eje centroidal de la base y perpendicular a la dirección que se analiza
K_b (ton/m) =	rigidez equivalente del suelo bajo una estructura, en dirección vertical.
K_x (ton/m) =	rigidez equivalente del suelo bajo una estructura, en la dirección que se analiza
M_0 (ton-m) =	momento de volteo basal
R_r (metros) =	radio equivalente para cálculo de K_v .
R_x (metros) =	radio equivalente para cálculo de K_x y K_v .
T_0 (segundos)=	periodo fundamental de vibración que tendría la estructura la dirección que se analiza, si descansara sobre base rígida
T_i (segundos)=	periodo fundamental de vibración de la estructura calculado teniendo en cuenta la interacción de ésta con el terreno.
T_r (segundos)=	periodo natural de vibración que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar con respecto al eje centroidal horizontal perpendicular a la dirección que se analiza

T_s (segundos)=	periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés
T_x (segundos)=	periodo natural de vibración que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera desplazarse en la dirección que se analiza.
W'_0 (toneladas) =	valor de W al nivel de desplante de la estructura incluyendo el peso de sus cimientos y descontando el peso del suelo desplazado por la infraestructura.

A3 Del Tipo De Análisis

Solamente serán aplicables los métodos estático y dinámico a que se refiere la sección 2 de estas normas complementarias y con las limitaciones que allí se establecen.

A4 Espectros Para Diseño Sísmico

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica la sección 9 de estas normas, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se especifica en la sección 5.

El periodo fundamental de vibración de la estructura se calculará teniendo en cuenta su interacción con el terreno, como se especifica en la sección A7.

Para estructuras ubicadas en sitios para los que se desconoce el periodo dominante más largo del sitio, el coeficiente c se obtiene del artículo 206 del Reglamento, salvo que en las partes sombreadas de la figura 2.7 se tomará $c=0.4$ para las estructuras del grupo B₁ y 0.6 para las del A. Para los sitios en que se desconoce dicho periodo, T_a, T_b y r se consignan en la tabla de los valores de T_a, T_b, r . En sitios en que se reconozca el periodo dominante más largo del terreno, T_s , y que se hallen en las partes sombreadas de la figura 2.7, también se adoptará $c = 0.4$ para estructuras del grupo B y 0.6 para las del A; fuera de las partes sombreadas se adoptará:

$$c = 1.6 T_s / 4 + T_s^2$$

para las estructuras del grupo B, y 1.5 veces este valor para las del A; T_s está en segundos; en estos sitios se tomará $T_a = 0.64 T_s$, en la zona II, $T_a=0.35T_s$, pero no menor que 0.64 seg en la III y $T_b = 1.2T_s$, en ambas zonas. El valor de T_s , se tomará de la figura 2.8 o se determinará a partir de ensayos y análisis de dinámica de suelos que tengan en cuenta la estratigrafía y propiedades locales del suelo y reciban aprobación del Departamento.

A5 Análisis Estático

Será aplicable el método que describe la sección 8 de las presentes normas siempre que la estructura no exceda de 60 m de alto, tomando en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura, con las siguientes salvedades:

I. En el cálculo del valor aproximado del periodo fundamental de vibración, T_1 , se incluirán las contribuciones provenientes de interacción suelo-estructura debidas a desplazamiento horizontal y rotación de la base de la construcción. Tales contribuciones se calcularán como establece la sección A7 de las presentes normas.

II. Si T_1 , es menor o igual que T_b se procederá como en el inciso 1 de la sección 8 pero de tal manera que la relación V_0/W_0 sea igual a a/Q' , calculándose a y Q' como se especifica respectivamente en las secciones A4 y 4 de las presentes normas.

III. si T_1 es mayor que T_b se procederá como en el inciso II pero tomando las fuerzas laterales proporcionales al coeficiente que marca el párrafo C del inciso II de la sección 8.

IV. en el cálculo de solicitaciones y fuerzas internas se tomarán en cuenta los efectos de desplazamientos y rotaciones de la base como lo especifica la sección A7 de estas normas, así como los debidos a las deformaciones axiales de muros y columnas cuando estos efectos sean significativos. No será necesario incluir estas contribuciones en la revisión de los estados límite de deformaciones laterales y de rotura de vidrios, mas sí en el cálculo de los efectos de segundo orden y en el de separaciones entre la construcción y sus linderos con predios vecinos o en juntas de construcción entre cuerpos de un mismo edificio.

A6 Análisis Dinámico

Serán aplicables los métodos que especifica la sección 9 de las presentes normas, con las siguientes salvedades:

Se tomará en cuenta la interacción suelo-estructura. Cuando se emplee el método de análisis modal se dará por satisfecho este requisito si se consideran los efectos de dicha interacción, como lo especifica la sección A7 de las presentes normas, en el periodo y forma del modo fundamental de vibración y en el factor Q' correspondiente según estipula la sección 4.

A7 Interacción Suelo-Estructura

Como una aproximación a los efectos de interacción suelo-estructura será válido incrementar el periodo fundamental de vibración y los desplazamientos calculados en la estructura bajo la hipótesis de que ésta se apoya rígidamente en su base, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$T_1 = (T_0^2 + T_x^2 + T_r^2)^{1/2}$$

donde T_1 es el periodo fundamental de vibración de la estructura en la dirección que se analiza corregido por interacción con el suelo, T_0 , el periodo fundamental que tendría la estructura si se apoyara sobre una base rígida, T_x el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza y T_r es el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza. Podrán en este caso despreciarse los efectos de la interacción en los periodos superiores de vibración de la estructura.

Para el cálculo de T_x en la expresión que antecede se supondrá que el desplazamiento de la base está restringido por un elemento elástico cuya rigidez vale K_x en ton/m.

$$T_x = 2\pi (W'_0 / gK_x)^{1/2}$$

Donde: T_x está en segundos, W'_0 es el peso neto de la construcción al nivel de su desplante, incluyendo el peso del los cimientos y descontando el del suelo que es desplazado por la infraestructura, en ton y g es la aceleración de la gravedad en m/s^2

.El valor de W'_0 no se tomará menor de $0.7 W_0$ para el cálculo de T_r se supondrá que la rotación de la base esta restringida por un elemento elástico de rigidez K_r , en ton.-m /rad

$$T_r = 2\pi (J/gK_r)^{1/2}$$

Donde : T_r esta en seg y J es el momento neto de inercia del peso de la construcción, en ton - m^2 con respecto el eje de rotación, descontando el momento de inercia de lamas del suelo desplazado por la infraestructura. Esta diferencia no se tomará menor de 0.7 veces el momento de inercia calculado con el Peso de la construcción.

Tratándose de construcciones que se apoyan sobre zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección que se analiza o sobre losa o cascaron que abarque toda el área de cimentación, y que posean suficiente rigidez Y resistencia para suponer que su base se desplaza como cuerpo rígido, los valores de K_x y K_r se obtendrán de la tabla 2.4 donde G es el Módulo de rigidez medio, en t/m, del estrato en que se apoya la construcción, y los radios equivalentes R_x y R_r , en metros, se calcularán empleando las expresiones.

$$R_x = (A/\pi)^{1/2}$$

$$R_r = (4I/\pi)^{1/4}$$

en las que A , en m^2 „es el área de la superficie neta de cimentación, e I , en m^4 , es el momento de inercia de dicha superficie neta con respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección que se analiza.

Tratándose de construcciones suficientemente rígidas y resistentes, cimentadas sobre zapatas corridas con dimensión corta en la dirección que se analiza, y de construcciones sobre zapatas aisladas, los coeficientes K_x y K_r de la cimentación se calcularán mediante las fórmulas:

$$K_x = \sum K_{xi}$$

$$K_r = \sum X_i^2 K_{vi}$$

en las que i denota valores correspondientes a la zapata i -ésima; X_i es la distancia, en la dirección de análisis, entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de la planta de cimentación, y K_{xi} y K_{vi} se determinan de la tabla 2.4 empleando el valor de R_x que corresponde a la zapata en cuestión.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de punta, su influencia en el valor de K_r , se considera con el segundo término de la expresión correspondiente de la tabla 2.4 empleando para el cálculo de K_p la siguiente expresión:

$$K_p = \sum_{i=1}^n K_{pi} d_i^2$$

en la que n es el número de pilotes, y K_{pi} y d_i son respectivamente la rigidez vertical y distancia del pilote i -ésimo al eje centroidal de rotación.

En la verificación de que la estructura no alcanza los estados límite por desplazamientos laterales y por rotura de vidrios no será necesario tener en cuenta el desplazamiento y rotación de la base. Para el cálculo de efectos de segundo orden debe tenerse en cuenta dicha rotación, dada por M_o/K_r , en radianes, donde M_o es el momento de volteo que obra en la base de la estructura, en ton -m; y en la revisión del estado límite por choques entre estructuras deben incluirse tanto los desplazamientos debidos a esta rotación como el desplazamiento de la base, dado por V_o/K_x , en metros, donde V_o , es la fuerza cortante basal, en toneladas.

El módulo de rigidez medio, G , se determinará mediante pruebas dinámicas de campo o laboratorio. A falta de tales determinaciones se tomará

$$G = 2(H/T_s)^2$$

donde G está en t/m^2 , T_s , es el periodo dominante más largo del terreno, en segundos, en el sitio donde se halle la estructura y se obtendrá de la figura 2.8 y H es la profundidad, en metros, de los depósitos firmes profundos en dicho sitio, y se determinará a partir de estudios locales de mecánica de suelos o, si éstos son insuficientes para determinada, se tomará de la figura 2.9 En los sitios donde no se conoce el valor de G , si G no se determina experimentalmente, se adoptará el valor que resulte más desfavorable entre los límites de 400 y 900 t/m^2

Tabla 2.4. Valores de K_x , K_r , y K_v .

En la zona II

Profundidad de desplante ¹	K_x	K_r^2	K_v	K_v
$\leq 1m$	$7GR_x$	$6GR^3r$	$20GR_x$	$12GR_x$
$\geq 3m$	$16GR_x$	$11GR^3r$	$29GR_x$	$20GR_x$

En la zona III

Profundidad de desplante ¹	K_x	K_r			K_v
		Sobre el terreno	Sobre pilotes de fricción ³	Sobre pilotes de punta ⁴	
$\leq 1m$	$7GR_x$	$6GR^3r$	$7GR^3r$	$6GR^3r + \frac{1}{1/43GR^3r+1/K_p}$	$12GR_x$
$\geq 3m$	$8GR_x$	$9GR^3r$	$11GR^3r$	$9GR^3r + \frac{1}{1/43GR^3r+1/K_p}$	$16GR_x$

¹ Para profundidades de desplante intermedias entre 1 y 3 m interpólese linealmente entre los valores de la tabla.

² Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas en la zona II supóngase K_r infinita.

³ Si estos son capaces de resistir por adherencia con el suelo circundante al menos la mitad del peso bruto de la construcción incluyendo el de sus cimientos cuando tienen menos de esta capacidad, interpólese linealmente entre los valores consignados en la tabla.

⁴ K_p se calculará teniendo en cuenta los pilotes de punta que contribuyan a resistir el momento de volteo, calculando la rigidez de estos elementos ante fuerza axial como si su punta no se desplazara verticalmente.

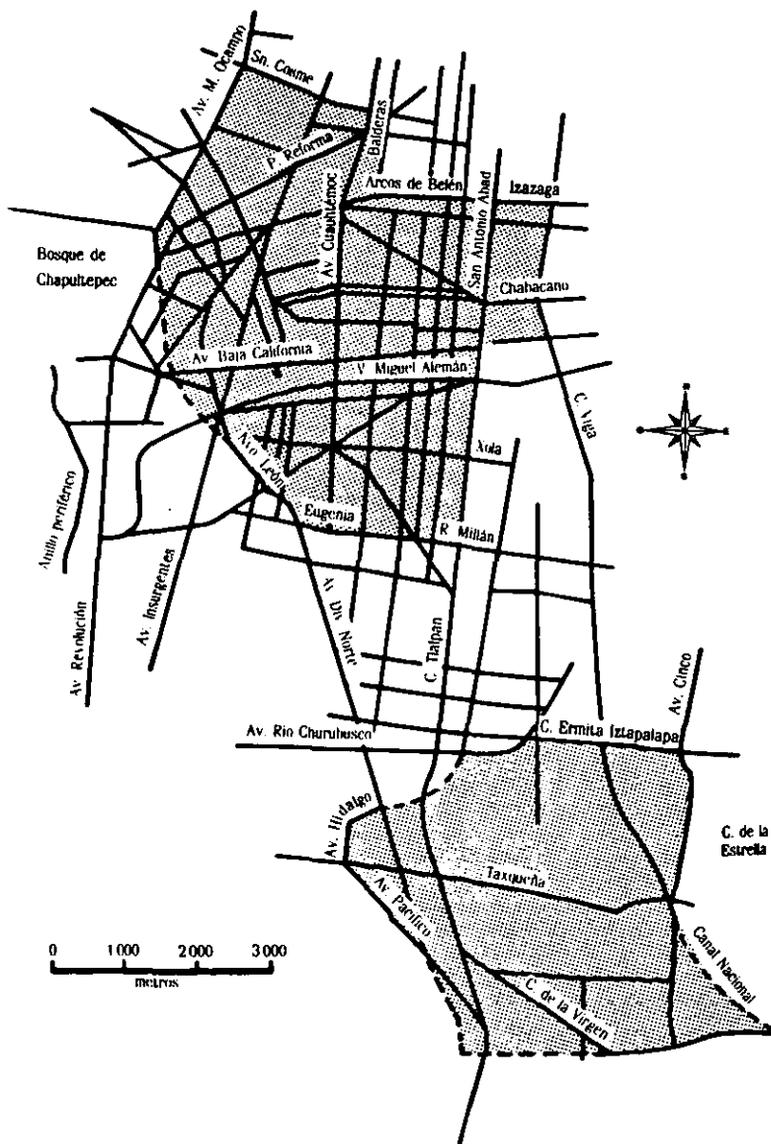


FIGURA 2.7 Subzonificación de la zona de lago y de la zona de transición

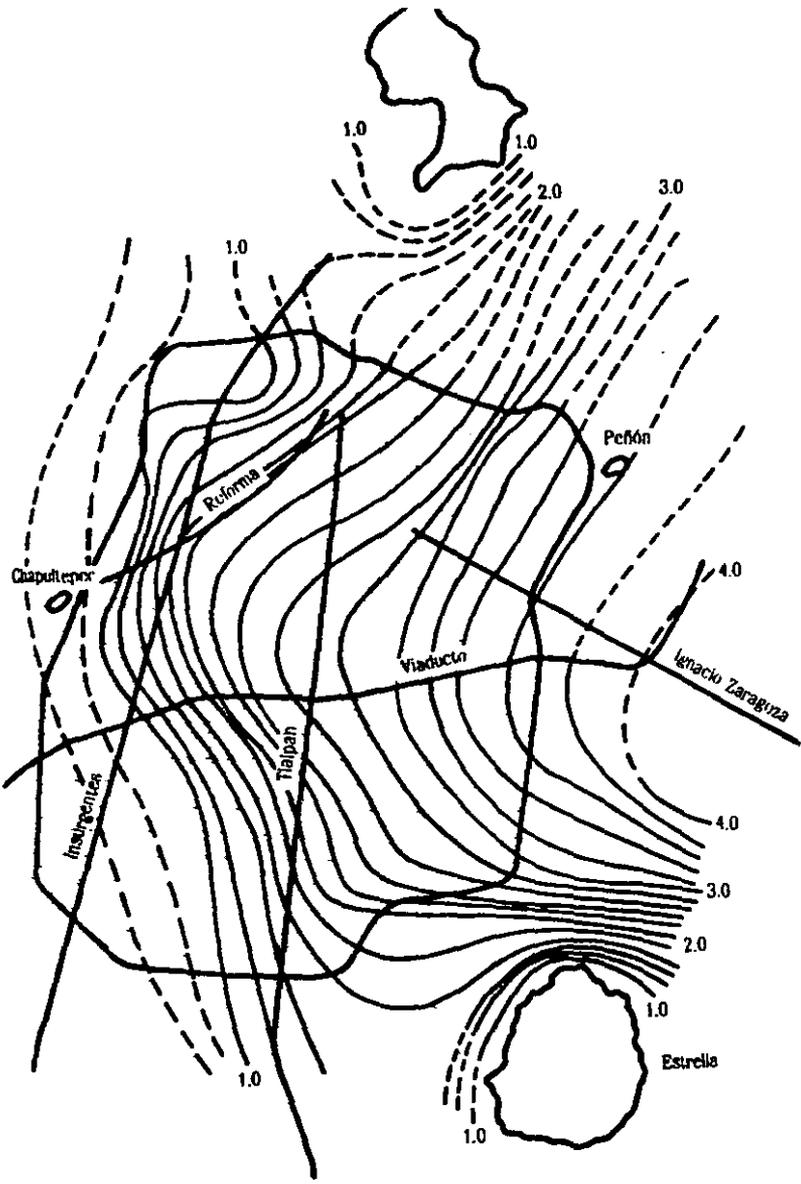


FIGURA 2.8 Valores de T_s en segundos

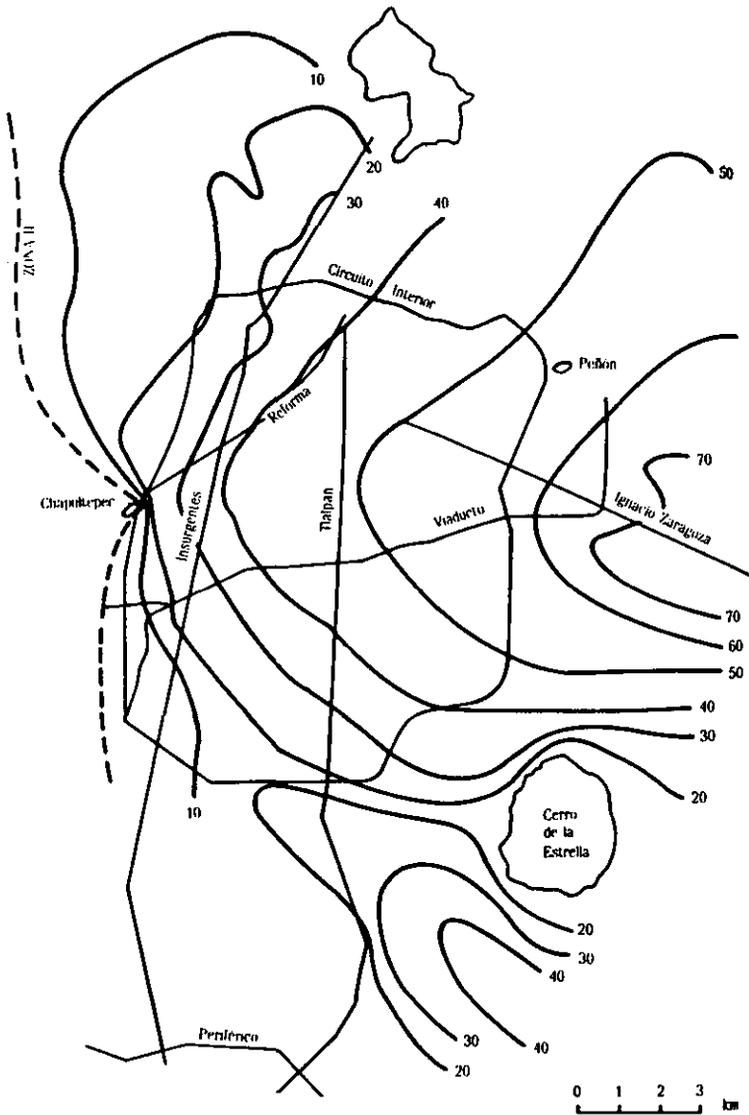


FIGURA 2.9 Valores de H en metros



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO
CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO

III.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS EDIFICIOS QUE DEFINEN LA RESPUESTA A SISMOS.

Se comentan en este capítulo aquellas propiedades de los materiales, de los elementos y de los sistemas estructurales que determinan la respuesta de los edificios ante los movimientos del terreno. Se hace énfasis en el comportamiento no lineal de las estructuras y en las propiedades relacionadas con la capacidad de disipación de energía en campo inelástico, ya que los criterios de diseño sísmico actuales consideran dicha capacidad para definir la resistencia que debe tener una estructura para soportar los efectos sísmicos.

Periodo natural de vibración

La respuesta máxima de un sistema a un temblor varía principalmente con el periodo de vibración. La representación gráfica de esta variación se denomina *espectro de respuesta*. Los sistemas de varios grados de libertad pueden caracterizarse para fines de estudiar su respuesta a sismos, por medio de sus periodos y frecuencias naturales de vibración, y que, en particular, dado que el primer modo es el que tiene mayor participación, el primer periodo (o fundamental) es la característica dinámica más importante para definir el comportamiento de una estructura ante temblores.

Por otra parte, del estudio del comportamiento no lineal de sistemas de un grado de libertad (Riddell y Newmark, 1979), se ha encontrado que la respuesta sísmica inelástica se puede correlacionar adecuadamente con la respuesta de sistemas elásticos con el mismo periodo inicial de vibración.

En concordancia con lo anterior, los reglamentos de construcción estipulan espectros de diseño cuyas ordenadas dependen del periodo de vibración. Asimismo, prescriben factores de reducción para considerar el comportamiento inelástico, cuyo valor depende también del periodo de vibrar.

Por tanto, las fuerzas de diseño que deben adaptarse para una estructura pueden mortificarse en forma significativa controlando las variables que incluyen en el periodo fundamental de vibración.

Los periodos de vibrar de una estructura se calculan a partir de los valores de las masas y rigideces de la misma, más explícitamente dependen de la relación de masas a rigideces, como se nota en la fórmula para calcular el periodo de un sistema de un grado de libertad ($T = 2\pi \sqrt{M/K}$). El proyectista tiene en general, poca libertad para modificar la masa del edificio, aunque las diferencias que se tienen según el material que se escoge para la estructura no son despreciables. Mucho mayor es la amplitud en que puede variar la rigidez lateral, principalmente dependiendo del sistema estructural que se elija, el cual puede ser relativamente flexible, a base de marcos, o muy rígido, con abundancia de contravientos o de muros de rigidez.

La determinación del periodo de la estructura es resultado del análisis dinámico de la misma. Existen formas aproximadas sencillas para estimar el periodo de vibración. Algunas de ellas lo expresan únicamente como función del número de pisos o de la altura del edificio y deben tomarse sólo como medios para estimar el orden de magnitud del periodo para fines de detectar errores gruesos en cálculos más refinados. La más popular es la que estima el periodo, en segundos, como una décima parte del número de pisos del edificio:

$$T=0.1n$$

El coeficiente que la fórmula toma como 0.1, puede variar en un intervalo muy grande. Se han medido en edificios reales sujetos a vibraciones de poca amplitud, periodos que corresponden a un coeficiente que va desde 0.05 para estructuras rígidas con abundancia de muros de concreto o contravientos, hasta 0.20 para estructuras muy flexibles. Esta fórmula aproximada, y las siguientes, están pensadas para estructuras sobre suelo firme. Para terreno blando las deformaciones relativas entre la estructura y el suelo suministran significativamente el periodo fundamental. Para edificios altos en la zona del lago del Distrito Federal, este incremento suele ser entre 20 y 30 por ciento.

Fórmulas un poco más refinadas toman en cuenta el tipo de Sistema estructural y hacen depender el periodo de la altura de edificio, H en metros. Entre las más usadas están las siguientes (NHRP,1988):

$$T = \alpha H^{1/2}$$

El coeficiente α toma los valores siguientes:

- 0.085 para edificios a base de marcos de acero;
- 0.075 para edificios a base de marcos de concreto;
- 0.050 para edificios con muros de rigidez o contravientos.

Para tener un cálculo inicial preciso del periodo fundamental del edificio aún si es irregular, sin resolver el problema de valores característicos, conviene usar la fórmula de Schwartz. Se obtiene también una excelente aproximación con el método del peso presentado en el texto de Wakabayashi, 1985. El método consiste en calcular la deflexión en la punta de la estructura sujeta a fuerzas laterales iguales en cada piso al peso de dicho piso. El periodo, en segundos, se obtiene como:

$$T = \Delta^{1/2} / 5.5$$

Siendo Δ la deflexión lateral en la punta, en centímetros.

El periodo fundamental de vibración del edificio cobra particular importancia en la zona de terreno blando del valle de México. Allí el movimiento del terreno durante un sismo es prácticamente una oscilación armónica con un periodo de vibración que depende principalmente del espesor de los estratos de arcilla. El espectro de respuesta presenta un muy fuerte pico en coincidencia con el periodo dominante del suelo, el cual se mantiene casi constante en todos los sismos.

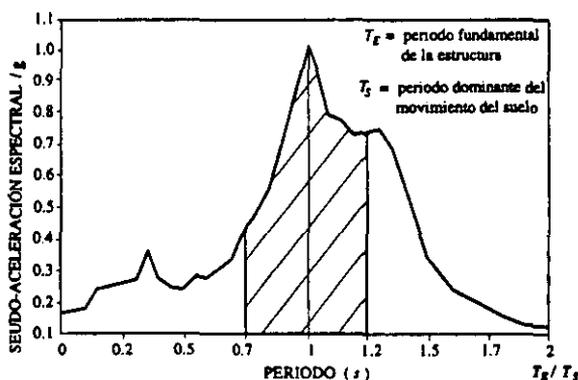


FIGURA 3.1 Intervalo de periodos desaconsejables para modo fundamental de vibración de un edificio.

Conviene evitar en esa situación que los edificios tengan un periodo fundamental de vibración T_E cercano al suelo T_s ya que de ser así estarían sujetos en cada sismo a excitaciones elevadas. Es recomendable procurar que

$$0.7 \leq T_E / T_s \leq 1.2$$

es decir, ubicar la estructura fuera de la región de respuesta máxima, tal como se indica en la figura 3.1. Los periodos dominantes del suelo para los distintos sitios del valle de México, han sido determinados de pruebas geotécnicas y están incluidos en las Normas Complementarias de Diseño por Sismo, mediante el mapa que se reproduce en la figura 3.2.

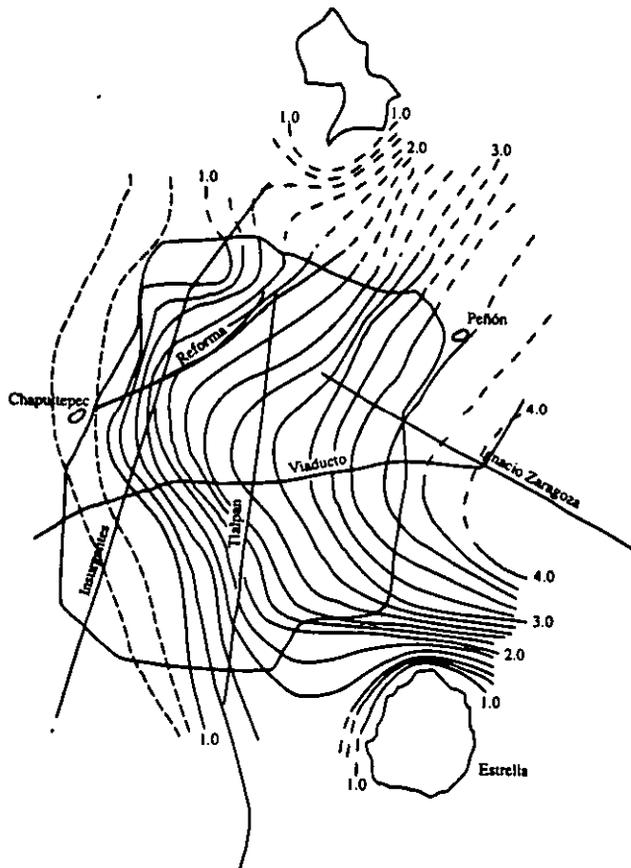


FIGURA 3.2 Periodos dominantes del movimiento del suelo en el Valle de México (T_s , en segundos).

Se debe actuar con mucha precaución y con mucho buen Juicio al adoptar una recomendación como la anterior. Si por una parte el periodo dominante del suelo en el sitio dado tiene un valor bastante bien definido y que puede determinarse con un margen de error razonablemente pequeño no sucede lo mismo con respecto al periodo de la estructura. Este último depende de la masa de la construcción, que se puede estimar con cierta precisión y de la rigidez natural de la estructura, que es una propiedad que varía significativamente con el nivel de esfuerzos en los materiales y en cuya estimación puede cometerse errores sustanciales. Además, en la determinación del periodo de estructuras sobre terreno blando deben incluirse los efectos de los movimientos de la base.

Amortiguamiento viscoso.

El amortiguamiento viscoso es otra característica estructural que influye en la respuesta sísmica. Esta característica se expresa normalmente como una fracción ζ del amortiguamiento crítico.

El tipo de amortiguamiento considerado toma en cuenta fuentes de disipación de energía como fricciones internas, fricciones en los apoyos y en elementos no estructurales, etcétera. La magnitud de estos efectos es difícil de cuantificar con precisión. Los espectros estipulados en los reglamentos corresponden aproximadamente a amortiguamientos del 5% del crítico, y en algunos reglamentos se advierte que, a menos que medie una justificación proveniente de estudios especiales, no deben hacerse reducciones adicionales a los espectros por este concepto.

El amortiguamiento varía significativamente con la amplitud de las vibraciones que experimenta la estructura. Reconociendo lo anterior, la norma referida recomienda un amortiguamiento para vibraciones moderados y otro para vibraciones intensas como las que se prevé pueden presentarse en el sismo de diseño. Se aprecia que el amortiguamiento de 5% prescrito por los reglamentos de construcción es representativo de la mayoría de los casos.

Poco puede hacerse en la etapa de diseño para aumentar el amortiguamiento de la estructura, al menos por lo que respecta a su etapa elástica de comportamiento. En años recientes se han desarrollado dispositivos de diversa índole que colocados estratégicamente en el edificio proporcionan fuentes significativas de amortiguamiento. Algunos de estos dispositivos se han empleado ya en edificios de la ciudad de México, donde su uso es particularmente indicado porque la vibración de los edificios se debe esencialmente a fenómenos de amplificación por resonancia.

Comportamiento inelástico

Los reglamentos admiten que el comportamiento de las estructuras rebase el intervalo lineal ante temblores moderados y severos, y se tengan incursiones importantes en zonas de comportamiento inelástico donde se puede disipar gran parte de la energía introducida por el sismo. Al proceder de esta manera se permite que las estructuras se diseñen para resistencias muy inferiores a las que requerirían si se les quisiera mantener en su intervalo elástico-lineal.

Por tanto, es importante que la estructura tenga un comportamiento inelástico adecuado, por lo que debe poseer la habilidad de mantener su capacidad de carga para deformaciones muy superiores a la de fluencia. En la figura 3.3. se ilustra la diferencia entre un comportamiento dúctil uno frágil.

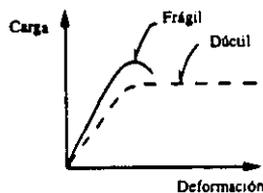


FIGURA 3.3 Comportamiento dúctil y frágil.

Debido a que el sismo introduce en la estructura varios ciclos de solicitaciones en diversas direcciones, interesa el comportamiento ante repeticiones de cargas alternadas. Este se representa mediante las curvas carga-deformación obtenidas de ensayos ante cargas alternadas; estas curvas tienen forma de lazos de histéresis como los mostrados en la figura 3.4. El área incluida en estos lazos representa un índice de la capacidad de disipación de energía que equivale a un amortiguamiento adicional muy importante para la estructura.

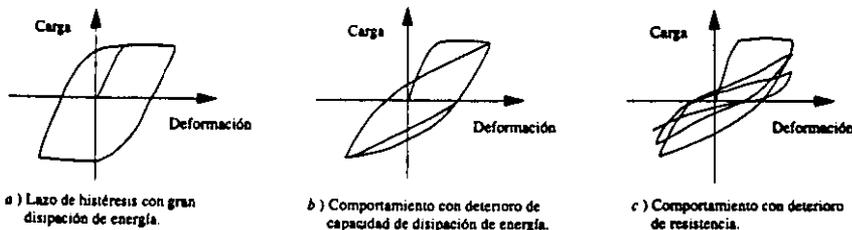


FIGURA 3.4. Lazos de histéresis típicos de diferentes modalidades de comportamiento estructural.

La respuesta inelástica de una estructura en su conjunto depende de las propiedades de los elementos estructurales que la componen, y éstas a su vez del comportamiento de las secciones transversales y de los materiales correspondiente. Sin embargo, dependen también del número de secciones que incursionen en el rango inelástico y de la secuencia de formación del mecanismo de falla.

III.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

La respuesta sísmica de una estructura es influida en forma determinante por las características del material que la compone. Entre estas características las principales son: el *peso volumétrico* del material (éste define la masa de la estructura y por tanto influye en las fuerzas de inercia que se generan y en los periodos de vibración); el *módulo de elasticidad* del material, que es determinante en la rigidez lateral de la estructura y en su periodo; la forma de la *curva esfuerzo-deformación* del material es importante más allá del solo módulo de elasticidad; la *ductilidad* del comportamiento y la forma de los *lazos de histéresis* definen el amortiguamiento inelástico con que puede contarse.

Concreto

La forma de la curva esfuerzo-deformación del concreto simple es bien conocida y se ilustra en la figura 3.5. Se observa que el comportamiento es frágil, tanto en compresión como en tensión y que la resistencia en tensión es muy limitada (del orden de 10 % de la resistencia en compresión). El módulo de elasticidad inicial depende de la calidad de los agregados, del peso volumétrico del concreto y de la velocidad con que se aplica la carga. El tramo de comportamiento lineal es reducido, ya que para esfuerzos de compresión mayores del 40 % del máximo resistente f'_c , ocurre un micro agrietamiento que reduce la rigidez del material. El esfuerzo máximo en compresión se alcanza para deformaciones unitarias cercanas a 0.002 y la falla por aplastamiento para deformaciones de entre 0.003 y 0.004.

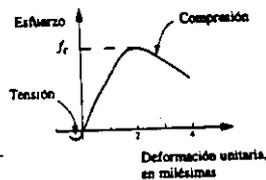


FIGURA 3.5 Relación esfuerzo-deformación típica del concreto simple.

La curva esfuerzo-deformación se vuelve más frágil para concretos de mayor resistencia (figura 3.6).

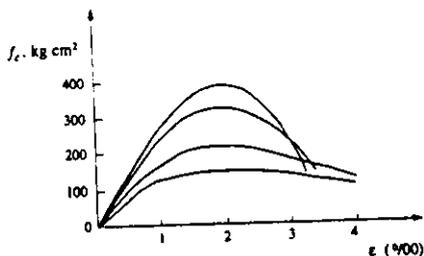


FIGURA 3.6 Relación esfuerzo-deformación de concretos de diferente resistencia.

Cuando la sollicitación se aplica muy rápidamente, como en el caso de un sismo, la curva esfuerzo-deformación muestra incrementos en el módulo de elasticidad y en la resistencia que son del orden 15 %, como se aprecia en la figura 3.7. Estos incrementos suelen ignorarse en el diseño sísmico por ser poco significativos y por depender de la frecuencia de vibración de la estructura.

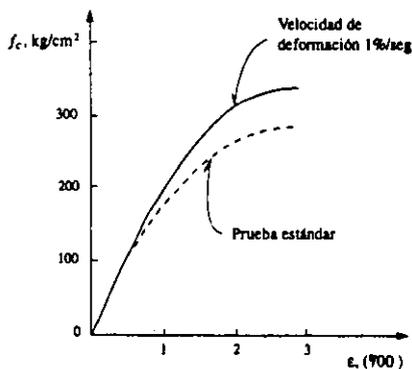


FIGURA 3.7 Relación esfuerzo-deformación del concreto para distintas velocidades de aplicación.

Las repeticiones de esfuerzos de compresión no causan modificaciones significativas en la curva esfuerzo-deformación cuando el esfuerzo máximo excede de $0.7 f'_c$. Para esfuerzos mayores de $0.85 f'_c$ las repeticiones de ciclos de carga deterioran rápidamente la resistencia y la rigidez, como se aprecia en la figura 3.8. En las estructuras de concreto reforzado se puede reducir o eliminar el comportamiento frágil propio del concreto simple, si se mantienen bajos los esfuerzos de compresión en el concreto y si se diseñan y refuerzan los elementos estructurales de manera que su capacidad está regida por la resistencia del acero de refuerzo.

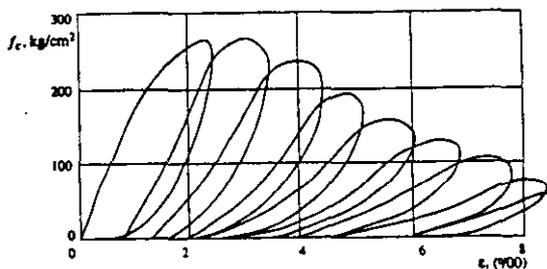


FIGURA 3.8 Degradación del concreto ante cargas repetidas con alto nivel de esfuerzos.

Por otra parte la aplicación de esfuerzos transversales de compresión no sólo aumenta sustancialmente la resistencia en compresión axial del concreto, sino que incrementa hasta en varios órdenes de magnitud la capacidad de deformación como se representa en la figura 3.9. Un estado similar de confinamiento se puede lograr en los elementos de concreto en compresión mediante un refuerzo transversal a base de zunchos o mediante combinaciones de refuerzo longitudinal y transversal.

III.3 CARACTERISTICAS RELEVANTES DEL EDIFICIO PARA EL COMPORTAMIENTO SISMICO.

Peso

Las fuerzas de inercia son proporcionales a la masa y, en consecuencia, al peso del edificio, debe procurarse que éste sea lo más ligero posible. Una parte importante del peso de la construcción proviene de los revestimientos y de los elementos divisorios no estructurales. Es allí donde más fácilmente se pueden lograr reducciones.

Considerando que las aceleraciones introducidas en el edificio crecen con la altura, es importante evitar masas excesivas en las partes altas del edificio. Deben evitarse fuertes diferencias en los pesos de pisos sucesivos, porque generan variaciones bruscas en las fuerzas de inercia y en la forma de vibrar del edificio. El capítulo 6 de las Normas Técnicas de Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTDS). Establece que para que una estructura se califique como regular debe cumplirse que: " El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior ni, excepción hecha por el último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso".

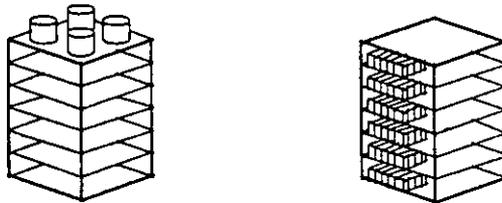


Figura 3.9 Distribuciones indeseables del peso del edificio.

Hay que tratar que el peso del edificio esté distribuido simétricamente en la planta de cada piso. Una disposición fuertemente asimétrica generaría vibraciones torsionales.

La figura 3.9 ilustra esquemáticamente las situaciones que deben evitarse. Es importante además observar que en voladizos, o en vigas que tengan claros muy largos, la vibración vertical produce fuerzas de inercia verticales que se suman a la de la gravedad y que conviene reducir al mínimo. Por ello, hay que evitar mas excesivas en estos elementos.

Forma del edificio en planta.

Algunos aspectos de la forma en planta del edificio propician una respuesta sísmica poco conveniente y deben evitarse. Entre estos aspectos lo principal es la asimetría de la planta, la que tiende a provocar vibraciones torsionales del edificio; por ello, deben evitarse formas como las indicadas en la figura 3.10. Las concentraciones de fuerzas en ciertas zonas de la planta y vibraciones locales son difíciles de cuantificar. Otro posible remedio para los problemas de las plantas asimétricas es la subdivisión del edificio en cuerpos independientes. Sin embargo cabe hacer notar que la separación que se tiene que guardar entre los cuerpos adyacentes es considerable y produce serias complicaciones en el diseño de los elementos de conexión que son necesarios para permitir el paso entre uno y otro cuerpo. Otra forma de remediar los problemas de la asimetría de la planta es mediante elementos estructurales exteriores que ligen las distintas partes del edificio y que lo vuelvan más simétrico.

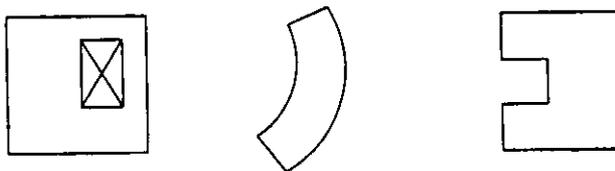


FIGURA 3.10 formas asimétricas en planta que son indeseables por tender a producir vibración torsional.

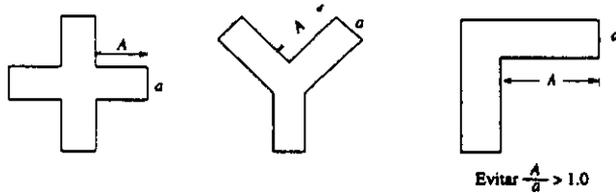


FIGURA 3.11 plantas con alas muy largas

Otro aspecto que hay que evitar en la planta de edificio es la presencia de alas muy alargadas como en los casos que se ilustran en la figura 3.11. Esto tiende a producir que las alas vibren en direcciones diferentes, con lo que se producen fuertes concentraciones de solicitaciones en las esquinas interiores de la planta (figura 3.12). Para remediar estos problemas puede recurrirse nuevamente a la subdivisión de la planta en cuerpos independientes y cortos o debe proporcionarse gran rigidez a los extremos de las alas y reforzar cuidadosamente las esquinas interiores, como se muestra esquemáticamente en la figura 3.13.

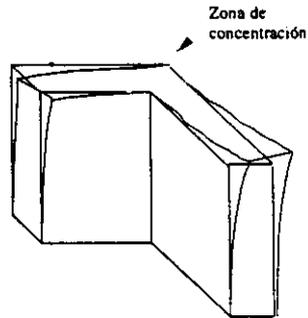


FIGURA 3.12 vibraciones en direcciones diferentes de alas de edificios

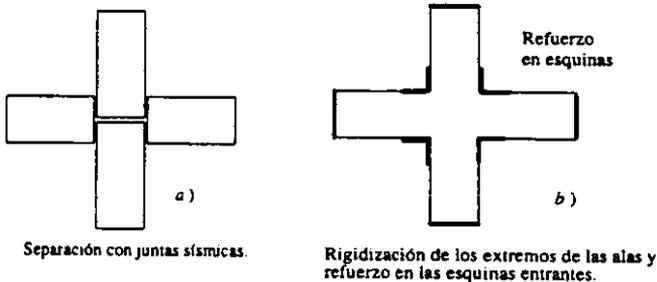


FIGURA 3.13 Remedios para edificios con alas muy largas

También es recomendable procurar que las plantas no sean muy alargadas. Mientras mayor es la longitud del edificio, mayor es la probabilidad de que actúen sobre su base movimientos que difieran en un extremo y otro de la planta (figura 3.14 a), pero el problema principal de las plantas alargadas es que la flexibilidad del sistema de piso puede provocar vibraciones importantes en planta (figura 5.14b), las que incrementan sustancialmente las solicitaciones en la parte central del edificio. Deben evitarse, por tanto, situaciones como las indicadas en la figura 3.15 y, en caso de que no sea posible, adoptar alguno de los remedios propuestos en la figura 3.16 (en particular, cuidar la distribución uniforme de las rigideces transversales y usar sistemas de piso muy rígidos en su plano).

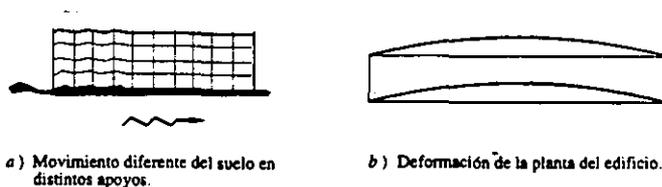


FIGURA 3.14 Problemas en edificios muy alargados en planta

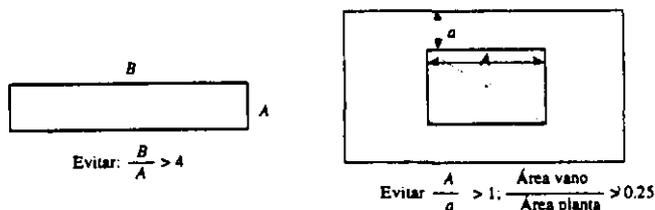


FIGURA 3.15 límites recomendados para los lados de la planta de un edificio

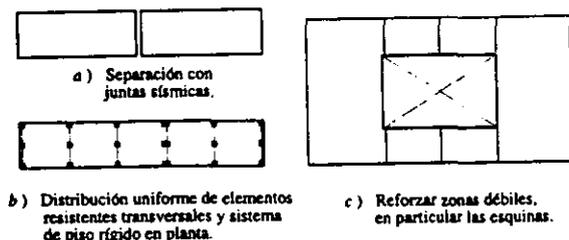


FIGURA 3.16 Posibles remedios para plantas muy alargadas.

En la mayoría de las recomendaciones sobre la correcta configuración de los edificios, se desaconsejan las plantas con esquinas entrantes, como las que se ilustran en la figura 3.17. El problema no es muy grave, a menos que las alas sean muy largas, pero, como principio debe buscarse siempre que la planta sea lo más compacta posible, para evitar las concentraciones de esfuerzos en las esquinas entrantes.

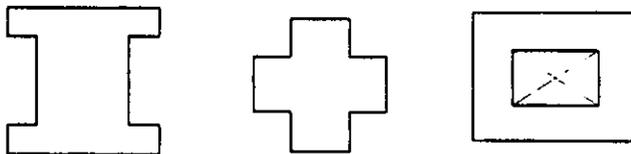


FIGURA 3.17 Plantas con esquinas entrantes (Indeseables)

Separación Entre Edificios Adyacentes

Al ubicar la posición exacta del edificio dentro del terreno correspondiente, es importante guardar una separación que sea suficiente con respecto a edificios adyacentes, para evitar que los distintos cuerpos se golpeen al vibrar fuera de fase durante un sismo. Los daños por el sismo de 1985 en la ciudad de México han puesto en evidencia la gravedad de este problema, especialmente para edificios altos desplantados en terreno blando. El daño puede ser particularmente grave cuando los pisos de los cuerpos adyacentes no coinciden en las mismas alturas, de manera que durante la vibración las losas de piso de un edificio pueden golpear a media altura las columnas del otro.

Diversas recomendaciones proponen una separación mínima entre edificios de un centésimo de la altura del punto más alto de posible contacto. Las Normas Técnicas Complementarias del R.C.D.F. establecen un requisito más estricto, especialmente en edificios sobre terreno blando donde la rotación de la base puede incrementar significativamente el desplazamiento en la punta (figura 3.18).

El problema es crítico para edificios existentes que han mostrado ya tener de choques. Se puede en estos casos rigidizar los edificios para limitar sus movimientos laterales, ligarlos para que vibren en fase, o colocar entre ellos dispositivos que amortigüen el impacto.

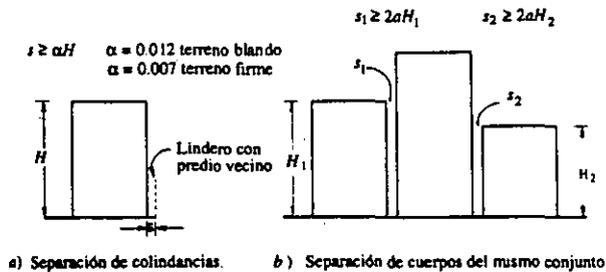


FIGURA 3.18 Separación entre edificios adyacentes para evitar choques

Requisitos Básicos De Estructuración

En términos generales, podemos establecer los 4 requisitos siguientes para el sistema estructural de edificios en zonas sísmicas:

- el edificio debe poseer una configuración e elementos estructurales que le confiera resistencia y rigidez a cargas laterales en cualquier dirección. Esto se logra generalmente, proporcionando sistemas resistentes en dos direcciones ortogonales.
- La configuración de los elementos estructurales debe permitir un flujo continuo, regular y eficiente de las fuerzas sísmicas desde el punto en que estas se generan (o sea de todo punto donde haya una masa que produzca fuerzas de inercia). Hasta el terreno.

- c) Hay que evitar las amplificaciones de las vibraciones, las concentraciones de solicitaciones y las vibraciones torsionales que pueden producirse por la distribución irregular de masas o rigideces en planta o en elevación. Para tal fin conviene que la estructura sea lo más posible
- i) sencilla
 - ii) regular
 - iii) simétrica
 - iv) continua
- d) Los sistemas estructurales deben disponer de redundancia y de capacidad de deformación inelástica (ductilidad) que les permitan disipar la energía introducida por sismos de excepcional intensidad, mediante elevado amortiguamiento inelástico y sin la presencia de fallas frágiles locales y globales.

De estos principios básicos derivan diversas recomendaciones específicas sobre estructuración .por lo que conviene recordar brevemente cuáles son los sistemas estructurales básicos con que se cuenta para proporcionar la resistencia a cargas laterales de los edificios.

El marco tridimensional (figura 3.19) es el que está formado por columnas y vigas en dos direcciones, conectadas entre sí de manera de permitir la transmisión de momentos flexionantes y proporcionar rigidez lateral a la estructura.

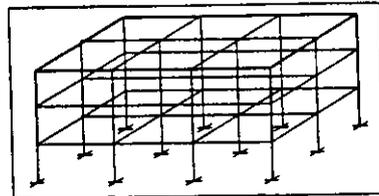


FIGURA 3.19 Marco tridimensional

El *marco rigidizado* con diagonales de contraviento, con núcleos rígidos o con muros de relleno Figura 3.20 en estas estructuras la interacción entre los dos sistemas básicos produce una distribución de las cargas laterales que es compleja y variable con el número de pisos, pero que da lugar a incrementos sustanciales de rigidez y resistencia con respecto a la estructura a base de marcos.

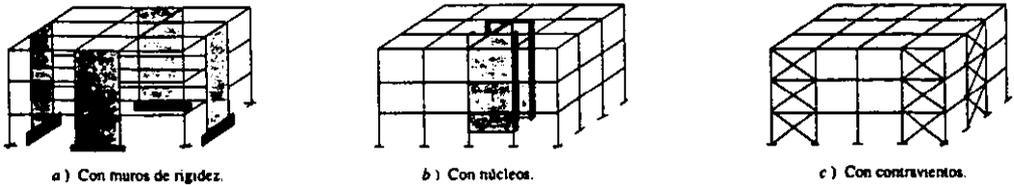


FIGURA 3.20 Marcos rigidizados.

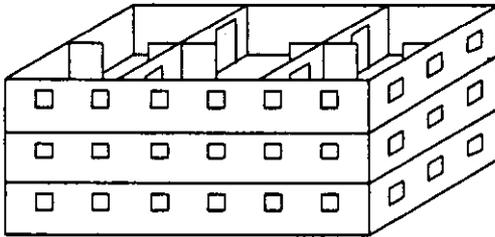


FIGURA 3.21 Sistema tipo cajón

La estructura tipo cajón. De paredes de carga figura 3.21 esta formada por paneles verticales y horizontales conectados para proporcionar continuidad.

Existen variantes y combinaciones de estos sistemas y otros más complejos, como las estructura espaciales a base de superficies continuas o triangulares. Los anteriores son, sin embargo, los sistemas básicos sobre los que se concentraran las recomendaciones de estructuración.

III.4 DIMENSIONAMIENTO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

Se ha mencionado en los capítulos anteriores que uno de los aspectos fundamentales del diseño sísmico es el dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales y de sus conexiones, de manera que la estructura sea capaz de desarrollar mecanismos de deformación inelástica que le permitan disipar la energía que pueda introducir un sismo de excepcional intensidad, sin que se presente colapso.

Así, el dimensionamiento de estructuras sismo-resistentes no se limita a proporcionar a las secciones la resistencia que se requiere de acuerdo con el análisis para las acciones de diseño, sino que debe obedecer ciertas reglas en cuanto a las resistencias relativas de los distintos elementos para los diferentes estados límite, de manera que se favorezcan modos de falla dúctiles. Además, debe seguir reglas de geometría y dimensiones de las secciones que permitan el desarrollo de altas ductilidades locales.

Al respecto, hay diferencias de criterios entre los distintos códigos de diseño. Algunos exigen requisitos muy estrictos de ductilidad para todas las estructuras en zonas sísmicas. Otros permiten elegir entre dos opciones una es obedecer requisitos estrictos de ductilidad para así diseñar para fuerzas sísmicas fuertemente reducidas, teniendo en cuenta el amortiguamiento inelástico que puede proporcionar la estructura; otra es observar requisitos mucho menos severos de ductilidad, pero diseñar para fuerzas mucho mayores. El R.C.D.F. sigue la filosofía de permitir ambas opciones, sobre todo para las estructuras de concreto.

En las siguientes secciones de este capítulo se describen los principales requisitos de dimensionamiento y detallado de las estructuras de concreto reforzado. Los requisitos cuantitativos que se mencionan son los prescritos por el Reglamento del Distrito Federal, aunque se comentarán las diferencias con algunos otros códigos o recomendaciones de otras fuentes

Estructuras de concreto reforzado

Es en las estructuras de concreto donde los Reglamentos especifican el conjunto más amplio y detallado de requisitos por ductilidad. La experiencia de campo y de laboratorio ha mostrado que sólo con cuidados muy estrictos se puede lograr que las estructuras de concreto desarrollen ductilidades importantes.

Los requisitos prescritos por los Reglamentos de los diversos países tienden a uniformarse y coincidir en las versiones más recientes. Sin embargo, aún existen diferencias importantes; por ejemplo, las que establece el código de Nueva Zelanda son mucho más severos de los contenidos en el Código ACI. Los requisitos de las Normas de Concreto del RCDF están inspirados en estos últimos.

Recordando lo expuesto en lo relativo a los factores de comportamiento sísmico Q , especificados por el RCDF, para estructuras de concreto en términos generales se tomará $Q = 2$ para lo cual hay que obedecer los requisitos de dimensionamiento y detallado generales de las Normas Técnicas. Puede adaptarse $Q = 4$ en estructuras en que la resistencia a cargas laterales sea proporcionada principalmente por marcos dúctiles dimensionados con los requisitos especificados en el capítulo 5 de las Normas de Concreto, y $Q = 3$ para estructuras en que la resistencia a cargas laterales sea proporcionada principalmente por muros de concreto dimensionados para lograr altas ductilidades, según los requisitos de la sección 4.5.2 de las Normas de Concreto. También podrá tomarse $Q = 3$ para estructuras de losas planas que cumplan con requisitos de regularidad y refuerzo impuestos en el capítulo 6 de las mismas Normas.

Comentaremos a continuación los requisitos especificados en las Normas para los distintos casos. Sólo haremos referencia a los requisitos relativos a dimensionamiento y detalle, recordando que las Normas de Sismo establecen, además, requisitos de regularidad y uniformidad de la estructura, los que ya se han comentado anteriormente.

Materiales

El empleo de concretos de elevada resistencia es favorable en estructuras en zonas sísmicas en cuanto disminuye la posibilidad de fallas frágiles por compresión o por tensión diagonal del concreto y favorece el desarrollo de la capacidad total del acero de refuerzo, cuya fluencia gobierna el comportamiento inelástico de la estructura. Sin embargo, la condición anterior se puede lograr para concretos de cualquier resistencia, siempre que se sigan los criterios adecuados de dimensionamiento de las secciones. La limitación de resistencia mínima que se impone en las Normas de Concreto, $\rightarrow f'c > 200 \text{ Kg./cm}^2$ tiene como intención evitar tipos de concreto en los que se suele tener poca calidad sobre la resistencia, más que propiciar resistencias elevadas.

Cuando se adopten factores Q mayores de dos, hay que exigir un control de calidad estricto en la resistencia del concreto para evitar que la variabilidad de la misma pueda dar lugar a zonas mucho más débiles que el resto de la estructura en dichas zonas se llegaría a concentrar la disipación inelástica de energía, reduciendo en una menor ductilidad del conjunto. Con tal objeto el concreto debe dosificarse por peso y con procedimientos que garanticen que la desviación estándar de la resistencia no exceda de 35 Kg./cm^2

Una situación peculiar de la fabricación del concreto en el valle de México ha dado lugar a la especificación de dos clases de concreto (1 y 2). Los agregados disponibles en estado natural en el valle son de mediocre calidad por su alta porosidad, bajo peso volumétrico y gran contenido de polvos. Por ello, dan lugar a concretos de bajo módulo de elasticidad y muy propensos a sufrir agrietamientos por contracción y grandes deformaciones por flujo plástico. Por ello, la Norma de Concreto limita ahora el uso de estos concretos a las estructuras de menor importancia. Para las más importantes (Grupo A y Grupo B1) se requiere el uso de concretos fabricados con agregados de alta calidad provenientes de la trituración controlada de roca. Estos concretos (de Clase 1) alcanzan los módulos de elasticidad y niveles de flujo plástico normalmente especificados en la literatura técnica.

Las Normas no ligan los valores de Q que se pueden adoptar a la clase de concreto. Se considera que aun con los concretos de Clase 2 se puede alcanzar la ductilidad necesaria, sin embargo, cuando se especifique esta clase de concreto, deberán considerarse en el diseño los valores menores de módulo de elasticidad (del orden de 60% de los usuales), así como los requisitos más severos de flujo plástico que especifican las Normas para este caso.

En lo que respecta al acero de refuerzo, las Normas en su parte general admiten aceros hasta con esfuerzo nominal de fluencia de 6,000 Kg./cm² (Acero Grado 60).

Estos pueden emplearse como refuerzo longitudinal; sin embargo, para estribos se requiere que el esfuerzo nominal de fluencia no sobrepase 4200Kg./ (Grado 42).

Para esfuerzo de estructuras en que el factor de ductilidad excede de dos, se especifican requisitos adicionales que eliminan la posibilidad de usar aceros de grado superior al 42. Aun para los aceros grado 42 se requiere de comprobar el cumplimiento de algunos requisitos no contemplados por las especificaciones técnicas del material. Estos requisitos son, que el acero muestre una fluencia definida, que la relación entre el esfuerzo máximo y el de fluencia sea por lo menos 1.25, y que el esfuerzo de fluencia real no exceda al nominal en más de 1,300 Kg./cm². Se pretende con ello que puedan formarse articulaciones plásticas con gran capacidad de rotación para momentos de fluencia que no excedan significativamente a los considerados en el diseño, de manera que no lleguen a incrementarse tampoco las otras fuerzas internas que podrían disparar modos de falla de tipo frágil.

Requisitos para vigas

Los requisitos que aquí describimos se aplican a elementos que trabajan esencialmente en flexión, lo que incluye las vigas y aquellas columnas con cargas axiales muy bajas, que no excedan de $0.1 A_g f'_c$, :

Donde: A_g es el área de la sección bruta de la columna.

Los requisitos se refieren a las dimensiones de la sección y a su refuerzo longitudinal y transversal, así como al dimensionamiento. Se presentarán en forma comparativa los que corresponden a todo tipo de estructura y los más estrictos que deben observarse para vigas de marcos dúctiles.

a) Requisitos geométricos. La figura 3.22 resume en forma comparativa estos requisitos. Los relativos a las relaciones longitud/anchó (l/b) y peralte/anchó (h/b) tienen como objetivo evitar que la ductilidad de la viga se vea limitada por problemas de pandeo lateral derivados de la excesiva esbeltez del alma; los de ancho mínimo, además de estar vinculados también con los problemas de pandeo lateral, persiguen que en marcos dúctiles la sección de la viga tenga una zona de compresión en que se logre un núcleo confinado que pueda proporcionar elevada ductilidad. El requisito que prohíbe que en marcos dúctiles las vigas tengan un ancho superior al del lado de la columna con que se conectan, pretende asegurar que la transmisión de momentos entre viga y columna pueda realizarse sin la aparición de esfuerzos importantes por cortante y torsión. Para tal objeto, se requiere que el refuerzo longitudinal de las vigas cruce la columna por el interior de su núcleo confinado. El requisito que limita la excentricidad que el eje de la viga puede tener con respecto al de la columna, al igual que los anteriores, tiene como objetivo lograr una acción franca de marco, mediante la transmisión directa de momentos entre la viga y la columna. Numerosos han sido los casos de fallas de marcos con vigas excéntricas por efectos de las cortantes y torsiones que se generan en la transmisión de momentos entre vigas y columnas.

b) Requisitos de refuerzo longitudinal. La figura 3.23 ilustra los principales requisitos para las vigas de marcos dúctiles y para las vigas en general. La primera diferencia se encuentra en que para los marcos dúctiles se requiere de un refuerzo mínimo en ambos lechos y en toda la longitud de la viga. Para el caso general, el refuerzo mínimo es necesario sólo en aquellas zonas donde, según el análisis, aparecen tensiones para alguna combinación de acciones de diseño. Sin embargo, es recomendable que en todos los casos se coloque el refuerzo mínimo en ambos lechos.

La ductilidad que es capaz de desarrollar una sección de concreto reforzado es mayor a medida que la sección es más subreforzada, es decir, cuando menor es la relación entre su área de refuerzo y la que corresponde a la falla balanceada. Es por ello que se prescribe limitar la cuantía máxima de refuerzo en ambos lechos a 75 por ciento de la que corresponde a falla balanceada, calculada con los criterios expuestos en la sección 2.1.2 de las Normas. Hay que considerar que dicha expresión proporciona un valor conservador de la cuantía balanceada, igual aproximadamente a 80 por ciento del valor esperado, por lo que el área de acero máxima permitida es del orden de 0.6 veces el

de la cuantía balanceada, calculada por ejemplo con el procedimiento que especifica el Código ACI. En este último se limita la cuantía máxima de refuerzo a 50 por ciento de la cuantía balanceada. Es también recomendable no exceder un máximo absoluto de 2.5 por ciento en la cuantía de refuerzo en cualquier lecho, para evitar congestionamiento del refuerzo.

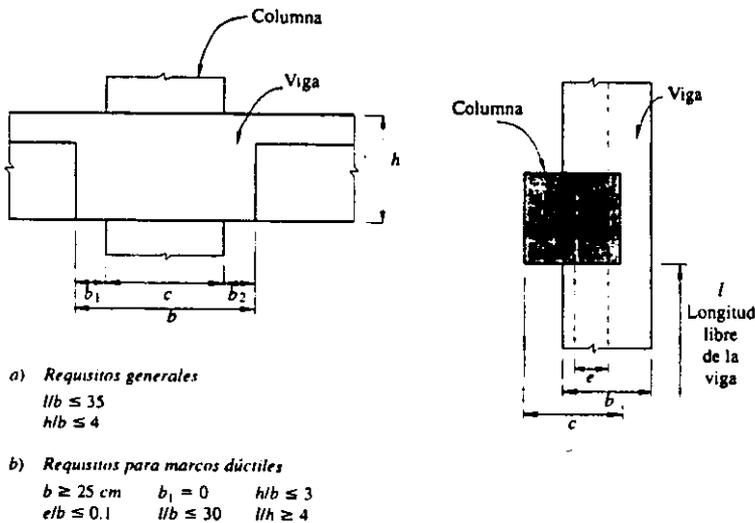
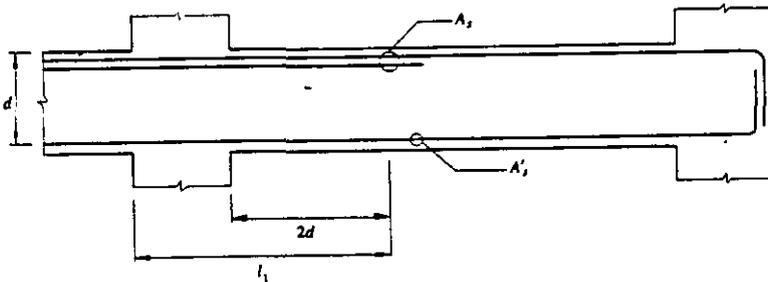


FIGURA 3.22 Requisitos geométricos para vigas de marcos de concreto



Requisitos generales

A_s y $A'_s > 0.7 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y}$, en zonas donde aparezcan tensiones

A_s y $A'_s < 0.75 A_b$ (área de refuerzo correspondiente a la falla balanceada).

Requisitos para marcos dúctiles

A_s y $A'_s \geq 0.7 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y}$, en toda la longitud de la viga.

A_s y $A'_s \leq 0.75 A_b$.

✓ Mínimo dos barras # 4 en toda la longitud y en ambos lechos.

No se admiten paquetes de más de dos barras.

El momento resistente positivo en l_1 no será menor que la mitad del momento resistente negativo.

No puede haber traslapos, ni corte del refuerzo longitudinal en l_1 .

Todo el refuerzo de tensión, A_s , necesario por sismo deberá pasar por el núcleo de la columna.

En toda sección de la viga deberá proporcionarse una resistencia a momento negativo y positivo no menor que una cuarta parte de la máxima que se tiene en los extremos de la viga.

FIGURA 3.23 Requisitos para el esfuerzo longitudinal en vigas de marcos de concreto.

La distribución de los momentos flexionantes a lo largo de la viga varía considerablemente durante un sismo y puede diferir significativamente de la que resultó del análisis. Es por ello que en marcos dúctiles se requiere que en ningún lecho la cuantía de refuerzo sea menor que la que proporciona un momento resistente igual a una cuarta parte del máximo momento resistente que se tenga en los extremos de la viga.

Por motivos semejantes se requiere proporcionar en los extremos de las vigas un momento resistente positivo, por lo menos igual a la mitad del resistente negativo en la misma sección.

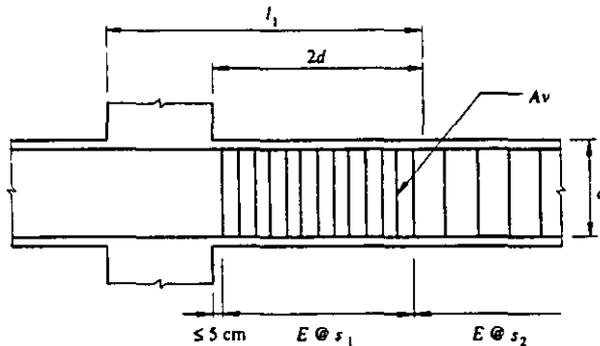
Los traslajos y cortes de barras introducen tensiones en el concreto que reducen su resistencia a cortante. Por ello, éstos no se admiten en las zonas donde se pueden formar articulaciones plásticas, como los extremos de las vigas en una longitud de dos peraltes medidos a partir del paño de la columna. Fuera de esas zonas, cuando se requieran traslajos deberán colocarse estribos cerrados a una separación no mayor de 10 cm, ni de un cuarto del peralte de la viga.

Es importante que el refuerzo longitudinal esté colocado con el recubrimiento y la separación entre barras que permitan una fácil colocación del concreto y una adecuada transmisión de esfuerzos de adherencia al concreto. El requisito de no admitir paquetes de más de dos barras tiene como finalidad evitar concentraciones de esfuerzos de adherencia y favorecer una distribución uniforme del refuerzo longitudinal, que proporcione buen confinamiento al concreto.

- c) *Requisitos de refuerzo transversal.* Los estribos cumplen las funciones de fijar la posición del refuerzo longitudinal y de proporcionar resistencia a tensión en el alma de la viga evitando una falla frágil por cortante. Adicionalmente, una distribución adecuada de estribos cerrados incremento sustancialmente la ductilidad de las secciones de concreto en flexión al proporcionar confinamiento al concreto del núcleo y al restringir el pandeo de las barras longitudinales en compresión. El suministro de estribos cerrados a una separación no mayor de medio peralte es requisito para vigas de marcos dúctiles y es recomendable en cualquier viga con una importante función estructural.

Los requisitos ilustrados en la figura 3.24 se refieren esencialmente a los estribos de confinamiento en las zonas de posible formación de articulaciones plásticas. Éstos deben ser cerrados, de una pieza y rematar con dobleces a 135', como se indica en la figura 3.25a. El remate a 135' es necesario para impedir que el estribo se abra al ser sometido a la presión producida por la expansión del concreto del núcleo interior, con lo cual perdería su función de proporcionar confinamiento. La ejecución de estos dobleces en obra presenta ciertas dificultades, por lo que el detalle es frecuentemente objetado por los constructores. Sin embargo, se trata de un requisito importante que debe ser respetado. Otras normas como el Código ACI admiten estribos de dos piezas como el indicado en la figura 3.25b.

Los estribos de confinamiento en los extremos de las vigas deben tener características similares a los de las columnas en cuanto a que deben restringir el pandeo de las barras longitudinales. De allí que se requieran estribos de ramas múltiples como los que se ilustran en las figuras 3.25 c y d.



Requisitos generales

s_1 y $s_2 \leq d/2$ en las zonas donde la fuerza cortante excede de la que resiste el concreto.
Estribos # 2 o mayores.

Requisitos para marcos dúctiles

Estribos # 2.5 o mayores.

En la zona l_1 los estribos deberán ser cerrados y con remate a 135° , como se indica en la figura 8.4.
La separación no deberá exceder de:

$$s_1 \leq \begin{cases} 8 \text{ diámetros de la barra longitudinal mayor} \\ 24 \text{ diámetros del estribo} \\ 30 \text{ cm} \\ d/4 \end{cases}$$

Además, al menos una de cada dos barras longitudinales de la periferia deberá estar abrazada por la esquina de un estribo. Fuera de l_1 habrán estribos a una separación $s_2 \leq d/2$.

FIGURA 3.24 Requisitos para refuerzo transversal de vigas de marcos de concreto

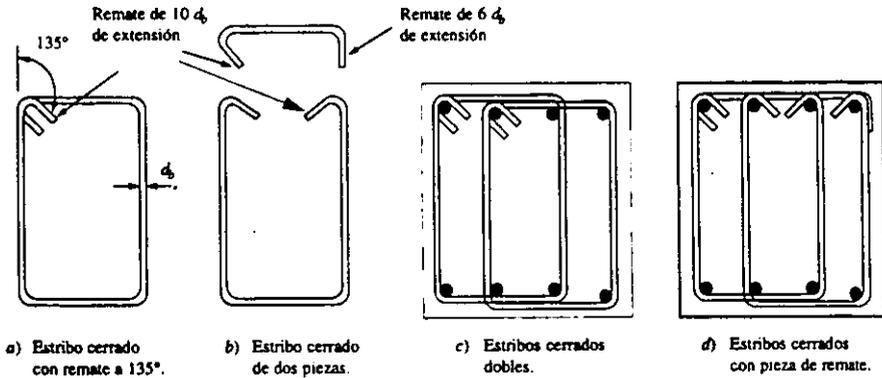


FIGURA 3.25 Estribos para confinamiento (del código ACI)

d) *Requisitos para fuerza cortante.* Como se explicó en la sección 1.3.3, la filosofía de diseño sísmico de marcos dúctiles pretende evitar que se presente una falla prematura por cortante que impida que lleguen a formarse las dos articulaciones plásticas por flexión en los extremos de la viga. Por tanto, la viga tiene que ser capaz de soportar las cortantes que se presentan cuando se forma el mecanismo de falla aceptado, que consiste en la aparición de una articulación plástica de momento negativo en un extremo y posteriormente, de una articulación plástica de momento positivo en el otro extremo o cerca de él. Los momentos flexionantes respectivos se calculan a partir del refuerzo longitudinal que resulte en las secciones extremas, para el cual el esfuerzo de fluencia se tomará igual a 1.25 el valor nominal, ya que en este caso es más desfavorable que el acero de refuerzo tenga una resistencia mayor que la especificada. La determinación de las fuerzas cortantes que se origina en esta situación se ilustra en la figura 3.26.

Considerando que el cálculo de la cortante de diseño con el procedimiento anterior puede resultar poco familiar a muchos proyectistas, las NTC-RCDF admiten como opción diseñar para las fuerzas Cortantes que resulten del análisis, con la combinación de cargas más críticas pero adoptando un factor de resistencia F_g igual a 0.6 en lugar de 0.8. Con esto se busca tener un factor de seguridad sustancialmente mayor contra falla por cortante que contra falla de flexión, de manera que la segunda sea la que rija. Con este segundo procedimiento puede llegarse a resultados poco conservadores con respecto al primero, si el refuerzo longitudinal que se coloca en las vigas es significativamente superior al requerido. Por tanto, es preferible hacer una revisión explícita de las resistencias relativas a flexión y cortante en los extremos de la viga, de acuerdo al primer método.

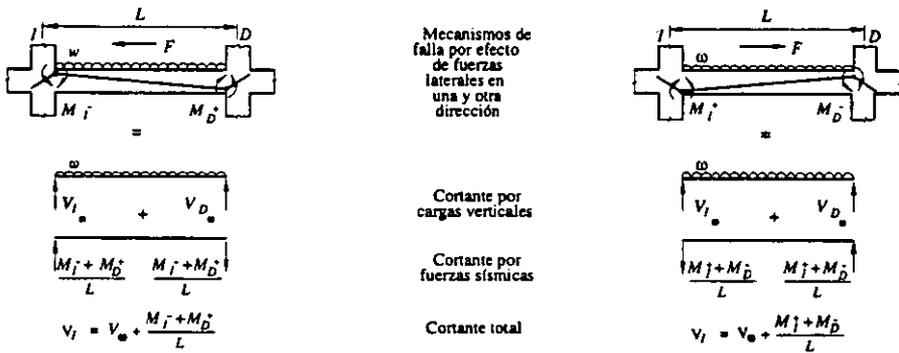


FIGURA 3.26 Determinación de las fuerzas cortantes de diseño para vigas de marcos dúctiles de concreto

Adicionalmente, se prescribe ignorar la contribución del concreto a la resistencia al cortante, cuando la cortante de sismo domine sobre la carga vertical. Esto es para tomar en cuenta que la repetición de ciclos de carga alternada producidos por el sismo

puede llegar a degradar el mecanismo con el cual el concreto contribuye a la resistencia a cortante, después de que se han llegado a formar grietas de tensión diagonal.

Requisitos Para Columnas

Los requisitos se aplican, en general, a elementos que pueden estar sujetos a efectos de flexocompresión tales que la carga axial excede de $0.1 A_g f_c$. Nuevamente se imponen restricciones mucho más severas de geometría, de refuerzo longitudinal y de refuerzo transversa a aquellas columnas que formen parte de marcos dúctiles.

Requisitos generales

$$c_1, c_2 \geq 20 \text{ cm}$$

$$c_1/c_2 \leq 4$$

Requisitos adicionales para marcos dúctiles

$$c_1, c_2 \geq 30 \text{ cm}$$

$$A_c \geq \frac{P_u}{0.5 f_c}$$

$$c_1/c_2 \leq 2.5$$

$$V_c \leq 15$$

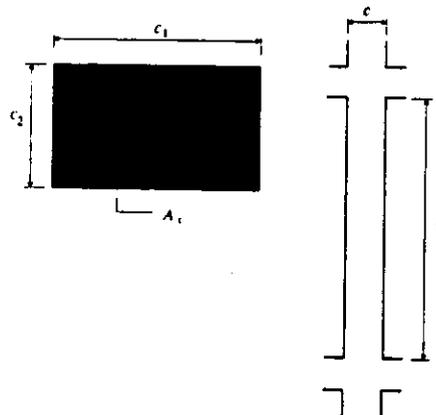


FIGURA 3.27 Requisitos geométricos para columnas de marcos de concreto

- a) *Requisitos geométricos.* La figura 3.27 presenta en forma comparativa los requisitos respectivos. La exigencia de una dimensión mínima de la columna tiene como objetivo asegurar un tamaño mínimo del núcleo confinado (una vez descontados los recubrimientos), que pueda mantener una capacidad significativa a carga axial, aun después que haya fallado el concreto del recubrimiento.

Se pide que el área de la sección transversal sea al menos igual a $0.5 P_u / f_c$ para limitar el esfuerzo promedio de compresión sobre el concreto, la ductilidad de una sección disminuye rápidamente a medida que aumenta el nivel de carga axial sobre ella. Por tanto, mientras más pequeño se quede el esfuerzo promedio de compresión con respecto al máximo esfuerzo permitido, más garantía se tendrá de comportamiento dúctil.

Los otros requisitos geométricos tienen la intención de evitar que problemas de pandeo reduzcan la ductilidad de la columna.

b) *Refuerzo longitudinal.* Los requisitos para el refuerzo longitudinal y el transversal se ilustran en la figura 3.28 El límite inferior para la cuantía de refuerzo longitudinal tiene el propósito de evitar que el acero fluya para cargas inferiores a la de fluencia teórica, a causa del flujo plástico concreto que causa una transferencia de esfuerzos entre el concreto y el refuerzo. También pretende proporcionar a la columna una resistencia mínima a flexión.

El límite superior tiende, principalmente, a evitar el congestionamiento del refuerzo de la columna y en su intersección con las vigas. También se trata de una forma indirecta de evitar que la sección se vea sujeta a esfuerzos promedio de compresión muy elevados. Al igual que en vigas, se limita a dos el número de varillas que se pueden juntar para formar un paquete, con el fin de disminuir los problemas de adherencia con el concreto y propiciar una distribución de las varillas lo más uniforme posible en el perímetro de la sección. De esta manera se logra un mejor confinamiento del concreto del núcleo.

Los traslapes sólo son aconsejables para varillas de diámetro hasta No. 8 y deben realizarse en la mitad central de la columna para evitar que sus extremos se vean afectados por las tensiones que se generan por la transmisión de esfuerzos en el traslape. Esta limitación no rige cuando se emplean uniones soldadas o con dispositivos mecánicos en los que no se tienen estos problemas.

I Refuerzo longitudinal

Requisitos generales

$$\frac{20}{f_c} \leq \rho \leq 0.06.$$

Mínimo cuatro barras en columnas rectangulares y seis en circulares.

Requisitos para marcos dúctiles

$$0.01 \leq \rho \leq 0.04.$$

Paquetes de no más de dos barras.

Traslapos sólo en la mitad central de la altura libre de la columna.

II Refuerzo transversal

Requisitos generales

$$s_2 \leq \begin{cases} \frac{850 d_b}{\sqrt{f_c}} \\ 48 d_c \\ c_1/2, c_2/2 \end{cases}$$

s_1 menor o igual que la mitad de los límites para s_2 .

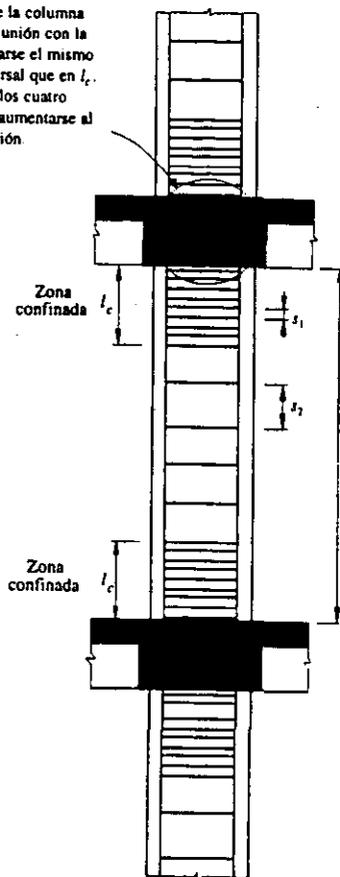
Requisitos para marcos dúctiles

$$d_v \geq \# 3$$

s_1 , mismos límites que para el caso general.

Además $s_1 \leq 10$ cm.

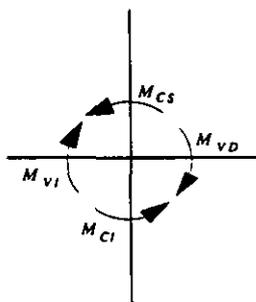
En la porción de la columna que atraviesa la unión con la viga debe colocarse el mismo refuerzo transversal que en l_c . Si hay vigas en los cuatro costados puede aumentarse al doble la separación.



$$l_c \geq \begin{cases} l/6 \\ 60 \text{ cm} \\ c_1, c_2 \text{ (ver figura 8.6)} \end{cases}$$

FIGURA 3.28 Requisitos de refuerzo para columnas de marco de concreto

c) *Resistencia en flexocompresión.* El refuerzo longitudinal en columnas debe proporcionar la resistencia en flexocompresión necesaria para que las secciones de los extremos de las columnas permanezcan en su intervalo de comportamiento lineal, mientras que se forman articulaciones plásticas en los extremos de las vigas. Para ello se pide que se revise que las columnas sean capaces de resistir un momento superior en 50 por ciento al que le corresponde por equilibrio del nudo cuando se forman dos articulaciones plásticas en los extremos de las vigas que concurren a dicho nudo. La figura 3.29 aclara el Procedimiento a seguir. Se requiere además que el momento flexionante resistente se determine para una carga axial igual a la ocasionada por las cargas gravitacionales más el doble de la que se ha obtenido del análisis por las cargas laterales debidas a sismo. Este incremento obedece a que, en el intervalo de comportamiento no lineal de la estructura, las cargas axiales sobre las columnas pueden incrementarse notablemente arriba de las determinadas en el análisis que supone comportamiento lineal.



Nudo viga-columna

$$\Sigma M_C \approx 1.5 (\Sigma M_V)$$

$\Sigma M_V = M_{VD} + M_{VI}$, es la suma de los momentos flexionantes resistentes (negativo de un lado y positivo del otro) de los extremos de las vigas que llegan a un nudo.

$\Sigma M_C = M_{CS} + M_{CD}$, es la suma de los momentos flexionantes que deben ser capaces de resistir los extremos de las columnas (superior e inferior) que llegan a dicho nudo.

El momento resistente de la columna se calculará para la carga axial que le corresponde a la columna por efecto de la carga vertical más el doble de la que se genera para efecto de las fuerzas sísmicas actuando en la dirección correspondiente al signo de los momentos flexionantes considerados.

FIGURA 3.29 Procedimientos para la revisión de la capacidad de flexocompresión de columnas de marcos dúctiles de concreto.

Se permite omitir la revisión de la capacidad en flexocompresión de las columnas para el mecanismo de falla con articulaciones plásticas en los extremos de las vigas y diseñar con los diagramas de fuerzas internas determinadas de un análisis elástico, si se emplea un factor de resistencia inferior (0.6 en lugar de 0.8). Con este factor de seguridad adicional en las columnas se supone que se puede garantizar la formación del mecanismo de falla de columnas fuertes-vigas débiles. Es recomendable en

estructuras importantes seguir el primer procedimiento, ya que el factor de seguridad adicional prescrito puede ser insuficiente para lograr el propósito deseado.

- d) *Requisitos de refuerzo transversal.* Los requisitos al respecto tienen como función primordial proporcionar alto confinamiento a los extremos de las columnas, donde pueden requerirse rotaciones importantes. La longitud de las zonas donde se requiere de confinamiento especial se determina en la forma indicada en la figura 3.28 En la misma figura se definen los principales requisitos del refuerzo transversal en columnas.

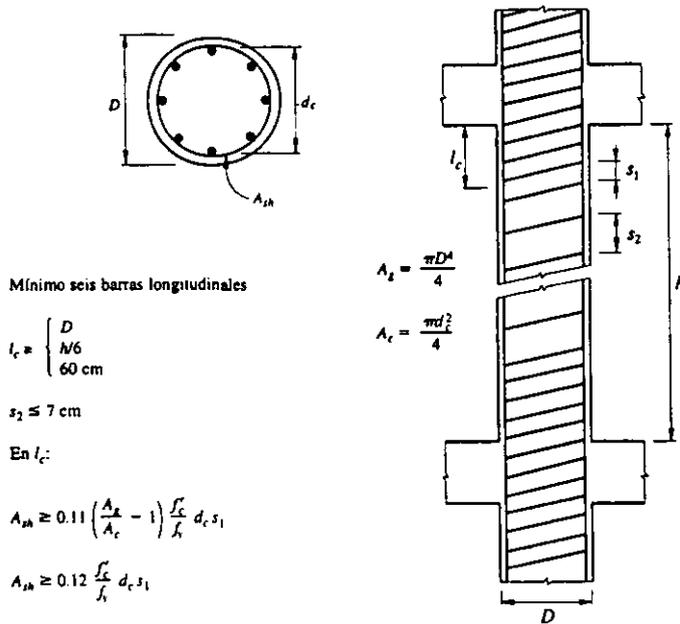


FIGURA 3.30 Requisitos para columnas zunchadas

La forma más apropiada para dar confinamiento al concreto es mediante un zuncho de refuerzo helicoidal (ver figura 3.30) que restrinja la expansión lateral del concreto cuando éste se vea sujeto a esfuerzos de compresión cercanos al máximo resistente. Sin embargo, el refuerzo helicoidal es práctico de usarse sólo en columnas circulares y en ocasiones en las cuadradas. En el resto de los casos, la forma más práctica de proporcionar confinamiento es mediante estribos de varias ramas o combinaciones de estribos y grapas poco espaciados. En la figura 3.31 se ilustran los requisitos de distribución de refuerzo longitudinal y transversal, así como la forma de cumplir con el requisito de que la cuantía de refuerzo transversal debe ser igual a la que se denomina "cuantía balanceada de refuerzo helicoidal". En la figura 3.32 se muestra cómo lograr confinamiento con combinaciones de estribos y grapas.

$$\Sigma A_s \geq 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} d_c s_1$$

$$\Sigma A_s \geq 0.12 \frac{f_c'}{f_y} d_c s_1$$

ΣA_s es la suma de áreas de todas las ramas de estribos en la dirección considerada.

$$A_g = c_1 \cdot c_2$$

$$A_c = d_{c1} \cdot d_{c2}$$

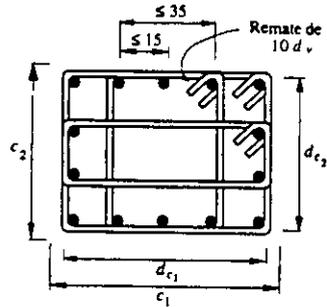


FIGURA 3.31 Requisitos de distribución de refuerzo en columnas de estribos.

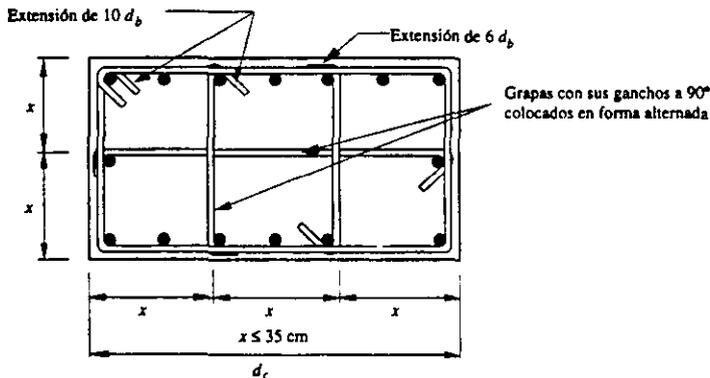


FIGURA 3.32 Combinaciones de estribos y grapas admisibles para confinamiento de columnas según reglamento ACI 83

Hay que tener en mente que el arreglo de estribos debe procurar reducir al mínimo la longitud de las ramas de cada estribo, para evitar que éstas se flexionen hacia afuera por la presión que ejerce el concreto del núcleo al tratar de expandirse y que debe cumplir el requisito general siguiente:

“habrá estribos cerrados formando un ángulo no mayor de 135° alrededor de al menos una de cada dos barras longitudinales y de todas las barras de esquina; ninguna barra longitudinal no soportada por la esquina de un estribo distará más de 15 cm de otra barra que sí esté soportada.”

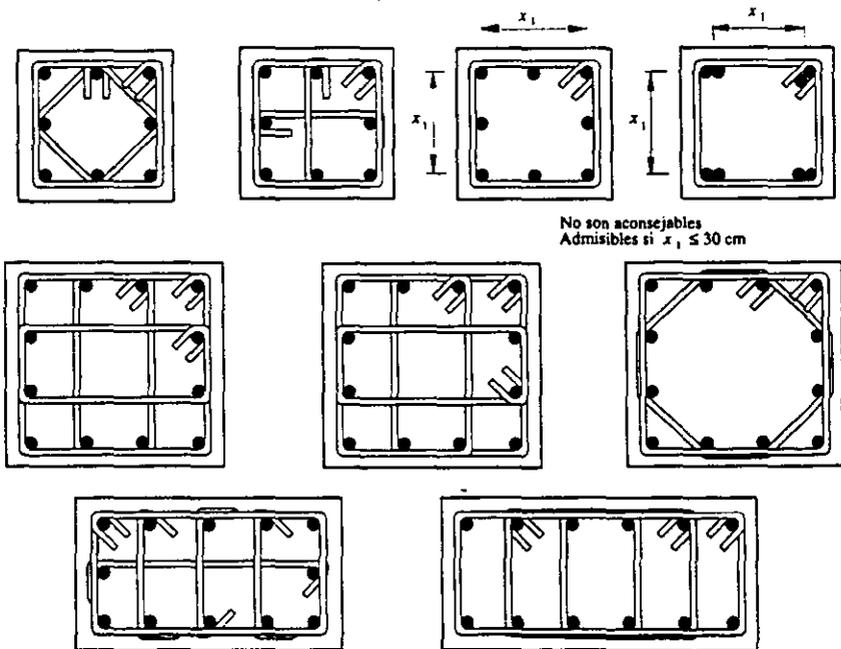


FIGURA 3.33 Arreglos admisibles de refuerzo en columnas de marco dúctil de concreto

El principal objetivo de este requisito es impedir que las barras longitudinales se pandeen hacia afuera una vez que se pierda el recubrimiento. Nuevamente hay que recordar la importancia de que los remates de los estribos sean en dobleces con un ángulo de 135° hacia el interior del núcleo confinado para evitar que estos remates se abran al desprenderse el recubrimiento y el estribo pierda su anclaje.

En la figura 3.33 se ejemplifican algunos arreglos convenientes del refuerzo longitudinal y transversal en columnas de estribos. Obsérvese que el refuerzo longitudinal se distribuye lo más uniformemente posible en el perímetro de la sección para que proporcione de manera más efectiva el confinamiento al núcleo.

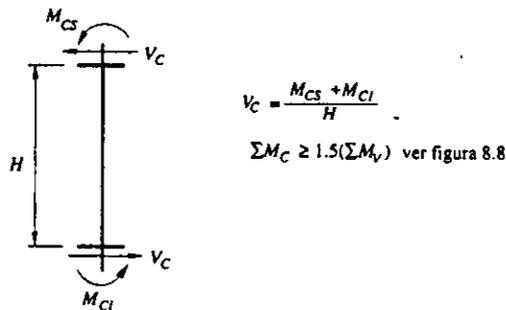


FIGURA 3.34 Procedimiento para la revisión de la capacidad por cortante de las columnas de marcos dúctiles

- e) *Requisitos de resistencia a fuerza cortante.* Debe proporcionarse una resistencia a cortante suficiente para que puedan desarrollarse las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas; por tanto, se requiere diseñar para las cortantes que se determinan de un mecanismo simplificado de equilibrio del nudo (figura 3.34), tomando un factor de seguridad de 1.5 con respecto a la resistencia en flexión de las vigas y suponiendo que el momento de disequilibrio se distribuye en partes iguales entre la columna superior y la inferior. Nuevamente se admite el procedimiento optativo de diseñar con las cortantes el resultado del análisis elástico, pero adoptando un factor de resistencia de 0.5. Para columnas sujetas a cargas axiales moderadas, debe ignorarse la contribución

del concreto a la resistencia en cortante, ya que ésta puede perderse por deterioro de la fricción a lo largo de las grietas de tensión diagonal, debido a los ciclos de repetición de cargas alternadas producidas por el sismo.

Los requisitos de confinamiento y de resistencia a cortante dan lugar a una cantidad de refuerzo transversal notablemente superior en columnas de marcos dúctiles que en las que sólo deben cumplir con los requisitos generales. Es ésta la diferencia más significativa y la que más influye en el costo de la estructura.

Uniones Viga-Columna

Deben cuidarse tres aspectos en el diseño de uniones viga-columna de marcos que deben resistir fuerzas sísmicas.

- a) El confinamiento del concreto en la zona de unión.
- b) El anclaje y la adherencia del refuerzo que atraviesa la junta.
- c) La resistencia a fuerza cortante de la conexión.

Es necesario proporcionar confinamiento al núcleo de concreto también en la zona de intersección de la columna con las vigas del sistema de piso. Por ello debe prolongarse el refuerzo transversal especificado para los extremos de las columnas también en la zona de intersección (figura 3.28). Cuando se trata de una columna interior que tiene vigas en sus cuatro costados, la situación es menos crítica, ya que el concreto adyacente proporciona restricción a las deformaciones transversales del núcleo de la columna. En este caso se admite aumentar al doble el espaciamiento de los estribos en la unión, con respecto al necesario en los extremos de la columna.

El problema del anclaje del refuerzo en las conexiones viga-columna presenta características distintas en las uniones extremas que en las interiores. En las primeras el anclaje de las barras longitudinales es necesario para el desarrollo del momento resistente en el extremo del elemento. Este anclaje se proporciona mediante un gancho estándar en el extremo de la barra, más una longitud horizontal dentro del núcleo de la columna igual a la que se indica en la figura 3.35. Cuando se emplean varillas de gran diámetro es posible que el ancho de la columna no sea suficiente para proporcionar la longitud de anclaje al refuerzo de la viga. En ese caso debe optarse por emplear varillas de menor diámetro, o ensanchar la columna, o proporcionar algún anclaje mecánico al refuerzo (ver figura 3.35)

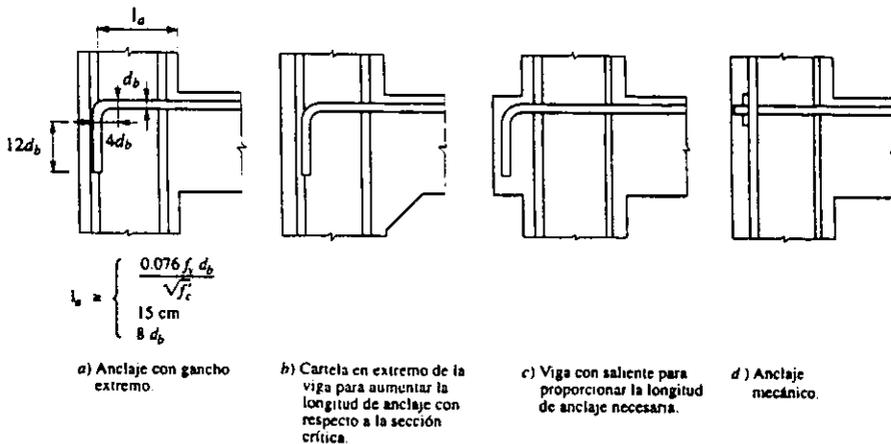
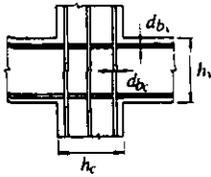


FIGURA 3.35 Anclaje de refuerzo longitudinal en vigas extremas de marcos dúctiles

En las conexiones interiores el problema es la posible falta de longitud suficiente de la conexión para permitir el cambio de signo de los esfuerzos en el acero longitudinal, desde tensión en una cara de la columna hasta compresión en la otra. Los requisitos al respecto tratan de evitar que pérdidas locales de adherencia den lugar a rotaciones inelásticas excesivas en la conexión y que las barras de refuerzo que deberían estar en compresión permanezcan con esfuerzos de tensión para poder proporcionar anclaje, originando así que el concreto esté sujeto a esfuerzos de compresión mayores que los previstos. Para tal objeto se establece en marcos dúctiles una relación mínima de 20 entre el ancho de la columna o viga y el diámetro de las barras longitudinales que le atraviesan (ver figura 3.36). Se admite reducir dicho límite a 15 para columnas con cargas axiales elevadas en cuyas barras es poco probable que se tengan que desarrollar esfuerzos elevados de torsión y también para estructuras en que la mitad o más de las fuerzas laterales sean resistidas por otros elementos más rígidos que los marcos, como muros de concreto o contravientos, en cuyo caso la demanda de deformación inelástica para la estructura es menor.



$$\frac{h_c}{d_{bv}} \geq 20$$

$$\frac{h_v}{d_{bc}} \geq 20, \text{ si la carga axial sobre la columna es tal que:}$$

$$\frac{Pu}{Agf'_c} < 0.3$$

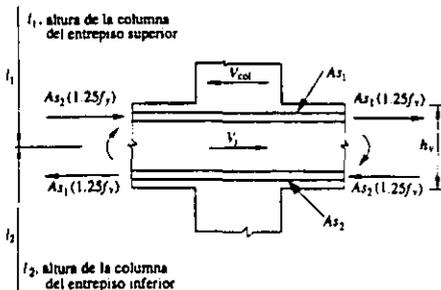
$$\frac{h_v}{d_{bc}} \geq 15, \text{ si: } \frac{Pu}{Agf'_c} \geq 0.3$$

Ambos límites se reducen a 15 si más del 50% de las cargas laterales son resistidas por muros o contravientos.

FIGURA 3.36 Dimensiones mínimas de vigas y columnas en uniones interiores de marcos dúctiles de concreto.

El tercer aspecto que hay que revisar en el comportamiento sísmico de las uniones viga-columna es que su capacidad por cortante sea suficiente para que se desarrollen articulaciones plásticas de signos contrarios en los extremos de las vigas que llegan a la conexión.

La situación se ilustra en la figura 3.37, con base en las fuerzas que intervienen en el equilibrio del nudo. Nuevamente se debe considerar un esfuerzo de fluencia incrementado en 25 por ciento. Para evitar que en la unión se presenten grietas diagonales que puedan progresar rápidamente, se requieren estribos en la porción de la columna que atraviesa la unión, de refuerzo longitudinal lo más uniformemente distribuido en el perímetro de la columna, y que se mantenga pequeño el esfuerzo cortante promedio en la conexión. La presencia de vigas en las cuatro caras de la conexión es muy favorable para la resistencia en cortante y así lo reconocen las expresiones para el esfuerzo cortante permisible en las conexiones, las cuales se consignan en la figura 3.37



Por equilibrio del nudo:

$$V_j = (A_{s1} + A_{s2})1.25f_y - V_{col}$$

Para la condición de mecanismo de viga se tiene, aproximadamente:

$$V_j = (A_{s1} + A_{s2})(1.25f_y) \left(1 - \frac{1.5 h_v}{l_1 + l_2}\right)$$

No debe excederse de:

$$V_j \leq 4.5 F_R \sqrt{f'_c} b_c h_c$$

$$V_j \leq 5F_R f'_c b_c h_c, \text{ cuando hay vigas en las cuatro caras de la unión}$$

FIGURA 3.37 Revisión por cortante de las uniones viga columna de marcos dúctiles de concreto.

CAPITULO IV

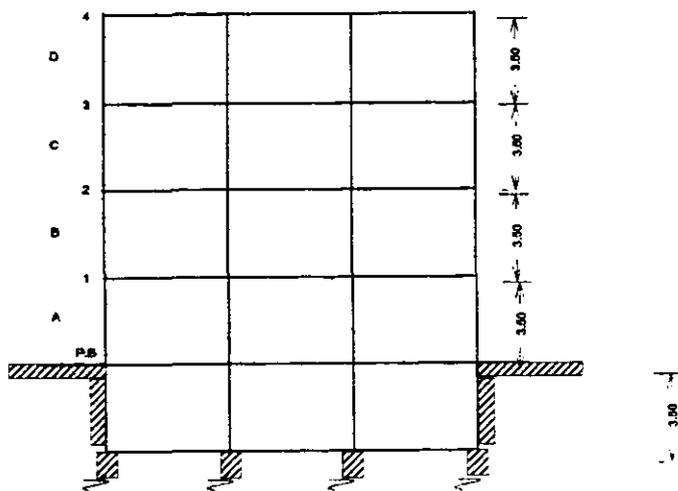


APLICACION DEL DISEÑO SISMO-RESISTENTE

A continuación presentaremos un ejemplo donde aplicaremos todo lo recabado en los capítulos anteriores y que se refiere a analizar y diseñar un edificio de 4 niveles catalogado dentro de las estructuras del grupo B por ser para uso de oficinas. El edificio en corte se podrá apreciar en la figura. 4.1 y en planta lo apreciaremos en la figura 4.2, en la figura 4.3, se encuentra la ubicación de los nudos .

ESPECIFICACIONES

Trabes 30x60 cm.
Columnas 90 x 90 cm.
Losa aligeración 16 cm.
Losa 15 cm espesor
Muros solano 15 cm

**FIGURA 4.1** forma del edificio en corte

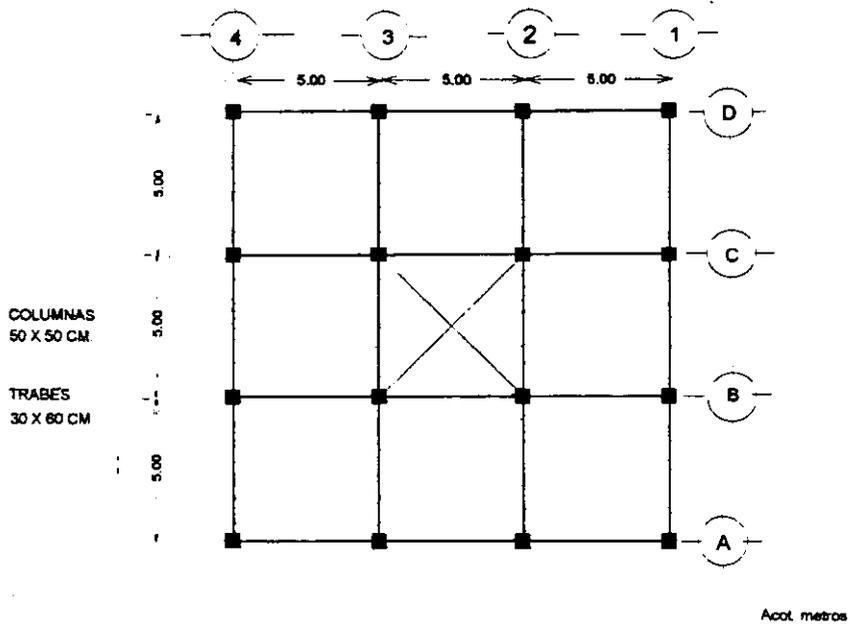
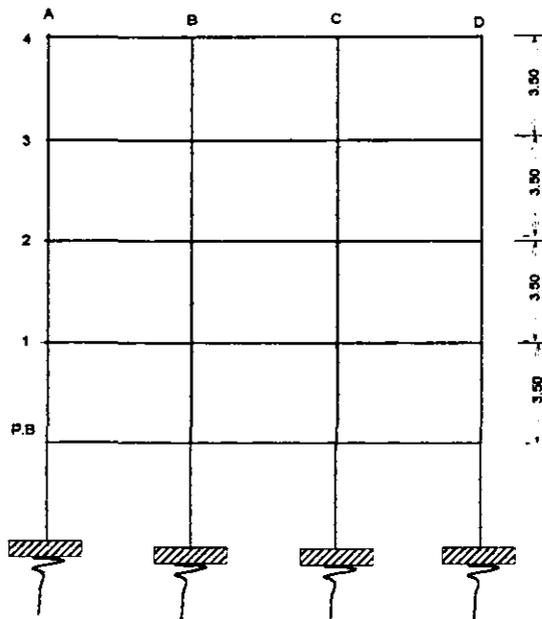


FIGURA 4.2 Forma del edificio en planta

ESPECIFICACIONES

Trabes 30x60 cm.
Columnas 50 x 50 cm
Losa cimentación 15 cm.
Losa 15 cm espesor
Muros sótano 15 cm

**FIGURA 4.3 sistema de marcos .**

IV.1 ANALISIS DE CARGAS

En esta sección se determinaran los valores y tipos de cargas mediante un análisis que se realizará de acuerdo con lo estipulado en el R.C.D.F.

$$W_i = \text{Carga muerta} + \text{Carga viva} + \text{Carga por sismo}$$

Determinación de cargas en losas

Losa Azotea (4)

				TOTAL CARGA Kg./M2
CARGA MUERTA				
	Peso volumétrico	espesor losa	carga Kg./m2	
Concreto	2400	0.15	360	
Tabique barro rojo recocido	1500	0.019	28.5	
Mortero cemento arena	2100	0.01	21	
Carga por concreto colado en obra según R.C.D.F.-			40	
Falso plafón de tablaroca R.C.D.F.			8.5	
		TOTAL		458
CARGA VIVA R.C.D.F.				250
CARGA POR SISMO				180
TOTAL				888

Losa entrepiso (3,2,1.P.B.)

				TOTAL CARGA Kg./M2
CARGA MUERTA				439.5
	Peso volumétrico	espesor losa	carga Kg./m2	
Concreto	2400	0.15	360	
Mortero cemento arena	2100	0.01	21	
Piso cerámico			10	
Carga por concreto colado en obra según R.C.D.F.-			40	
Falso plafón de tablaroca R.C.D.F.			8.5	
		TOTAL	439.5	
CARGAS VIVAS				
CARGA VIVA R.C.D.F.				250
CARGA POR SISMO				180
TOTAL				869.5

Determinación de cargas en traves y columnas.

Columnas

	b	h	A
Area columnas (m ²) =	0.5	0.5	0.25
	Peso volumetrico Kg./m ³	Area (m ²)	Peso (ml)
Concreto	2400	0.25	600

Traves

	b	h	A
Area traves (m ²) =	0.5	0.6	0.18
	Peso volumetrico Kg./m ³	Area m ²	Peso (ml)
Concreto	2400	0.18	432

TOTALES

	AREA (m ²)	PESO Kg./m ²	Wi TOTAL (Ton)
PESO LOSA AZOTEA (4)	215.25	888	191.142
PESO LOSA AZOTEA (5.1.2.P.B)	215.25	869.5	187.16

	Número	LONG	PESO Kg./m	Wi TOTAL (Ton)
PESO COLUMNAS/NIVEL	16	3.5	600	33.6
PESO TRABES/NIVEL	24	5	432	51.84

PESO TOTAL NIVEL 4 242.98 Ton
PESO TOTAL NIVEL 3,2,1 272.6 Ton

Determinación de cargas en cimentación.

Elementos estructurales	Cantidad	longitud (r)	long total
Muros perimetrales =	10	4.5	45
contratraves =	8	15.5	124
Columnas =	16	3.5	56

	PESO VOLUM (Ton/m ³)	ESPESOR	BASE b	ALTURA h	LONGITUD	AREA	W (ton)
VOLUMEN DE ARCILLA	1.35		15.5	3.5	15.5	240.25	1135

LOSA DE CIMENTACION	2.4	0.15	15.5	0	15.5	240.25	86.49
MUROS PERIMETRALES	2.4	0.15		3	45	135	48.6
COLUMNAS	2.4		0.5	0.5	56	0.25	33.6
CONTRATABES	2.4		0.3	0.6	124	0.18	53.568

Total = 222.3

	kg/m ²	W(Ton/m ²)
Carga Muerta		0.9251
Carga Viva=	100	0.1
Carga Sismo	250	0.25

Total = 1.275

W total estructura cimentación (ton)	306
--------------------------------------	-----

Cargas Wi totales.

	W LOSA	W TRABES	W COLUMN	OTROS	TOTAL W (Ton)	W ton/m ²
Wi AZOTEA	191.14	51.84	0	0	242.982	1.128856
Wi ENTREPISO	187.16	51.84	33.6	0	272.5999	1.266434
Wi CIMENTACION					306.3455	1.425208

Como siguiente paso obtendremos el valor de F_i tomando en cuenta que :

$$F_i = C_s / Q [W_i (W_i H_i / \sum W_i H_i)]$$

$C_s =$	0.4	$Q =$	3
---------	-------	-------	-----

NIVEL	ENTREPISO	h _i (m)	H _i (m)	W _i (ton)	W _i H _i (ton-m)	F _i	V _i
4			17.5	242.982	4252.185	46.84281	46.84281
	D	3.5					
3			14	272.599875	3816.39825	42.042107	88.88492
	C	3.5					
2			10.5	272.599875	2862.298688	31.53158	120.4165
	B	3.5					
1			7	272.599875	1908.199125	21.021053	141.4376

TOTALES

1060.782 12839.08

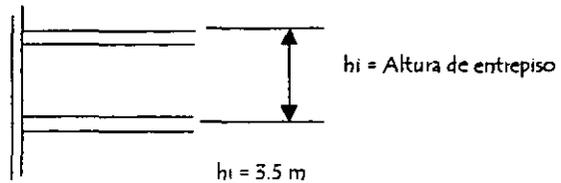
IV. 2 INTERACCION SUELO ESTRUCTURA.

La interacción suelo-estructura para el caso particular de este proyecto se menciona únicamente para fines de consulta ya que en el análisis no se tomará en cuenta por ser una construcción ubicada en la zona I

Con el objeto de tomar en cuenta las deformaciones de la cimentación, sus desplazamientos verticales y sus rotaciones con respecto a un eje vertical se tomo en cuenta la interacción suelo-estructura considerando el apendice A7 de las Normas Técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones Para el Distrito Federal.

Por tratarse de una construcción que se apoya en una losa corrida que abarca toda el área de cimentación y que posee suficiente resistencia para suponer que su base se desplaza como cuerpo rígido, y usando la tabla A7.1 de las Normas se proporcionan los parametros ya descritos en el capítulo III

INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA



DATOS :

*UBICACIÓN: SANTA FE

*ZONA: I Art. 175,219 R.C.D.F.

*FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO $Q=5$ ART. 207 R.C.D.F.

*CONCRETO REFORZADO CLASE I CON $F'c=250$ Kg./cm².

*USO: OFICINAS TIPO B Art. 174 R.C.D.F.

* γ permisible= 0.012 Art. 209 R.C.D.F.

*EDIFICIO DE 4 NIVELES MAS SOTANO

*AREA = 215.25 m²

*ALTURA= 17.5 m

*PERIODO DE VIBRACION DEL SUELO $T_s=5.2$ seg. Art. 207

$F'c =$	250.00
$A (m^2) =$	215.25
$E_c (Ton/m^2) =$	221.56

PESO DEL EDIFICIO

	PESO UNITARIO	CANTIDAD	TOTAL
* AZOTEA (Ton.) =	242.98	1	242.98
* ENTREPISO (Ton.) =	272.59	3	817.77
* CIMENTACION (Ton.) =	306.35	1	306.35

TOTAL	1367.1
-------	--------

PESO DEL MATERIAL EXCAVADO (ARCILLA)

y arcilla (ton/m ³)	1.35
Volumen (m ³)	840.875

Total (Ton) =	1155.18125
---------------	------------

Cálculo de los momentos de inercia

$$I_x = bh^3/12$$

$$I_y = bh^3/12$$

Donde

I_x = Momento de inercia en eje x

I_y = Momento de inercia en eje y

b = Base en planta del edificio

h = altura en planta del edificio

(m⁴)

$$b (m) = 15.5$$

$$h (m) = 15.5$$

$I_x =$	4810.01
$I_y =$	4810.01

Los momentos de inercia son iguales debido a que el edificio tiene dimensiones iguales en los sentidos "x" y "y".

Cálculo de los radios equivalentes

Rx, Rr (m)

$$R_x = (A/\pi)^{1/3}$$

$$R_r = (4I/\pi)^{1/4} \begin{cases} R_r \text{ longitudinal } y \\ R_r \text{ Transversal } x \end{cases}$$

El valor de I se tomará en base al sentido que se analice

A (m ²) =	215.25
-----------------------	--------

donde:

R_x= radio equivalente en eje x

R_r= radio equivalente de rotación x o y

I = momento de inercia en x o y

A= área de edificio

	metros
R _x (m) =	8.2774
R _r longitudinal	8.8463
R _r transversal	8.8463

Cálculo del módulo de rigidez medio del estrato en que se apoya la construcción "G" (ton/m²)

$$G = 2 (H/T_s)^2$$

donde:

G= Módulo de rigidez medio del estrato

H= Espesor del estrato compresible del lugar (fig. A7.1 N.T.C. Sismo)

T_s=Período de vibración del suelo en seg. (fig 4.1 N.T.C. Sismo)

H (m) =	52
---------	----

T _s (s) =	3.2
----------------------	-----

G (ton/m ²) =	528.125
---------------------------	---------

Cálculo de la Rigidez equivalente del suelo bajo una estructura en la dirección que se analiza

$$K_x = 8GR_x \left\{ \begin{array}{l} \text{Ver tabla} \\ \text{A7.1 para la} \\ \text{obtención de} \\ \text{valores } K_x, K_r, K_v \end{array} \right.$$

donde:

K_x = rigidez equivalente del suelo en Ton/m

K_x (ton/m) =	34972.192
-----------------	-----------

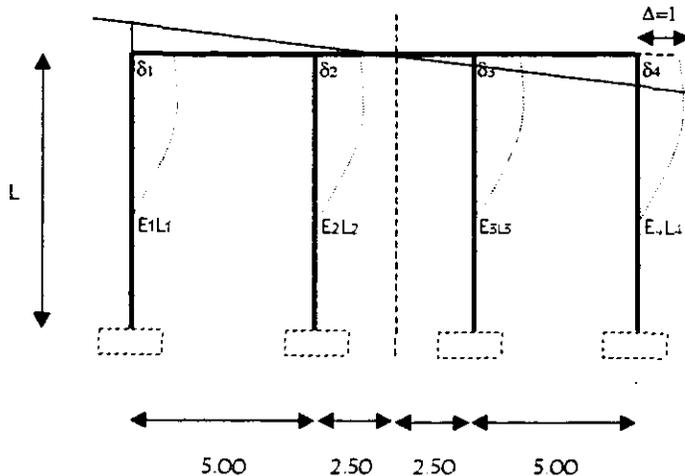
$$K_r = 11GR_x^3$$

donde:

K_r = rigidez equivalente del suelo bajo una estructura en rotación vertical respecto al eje centroidal de la base y perpendicular a la dirección que se analiza en ton-m/radian

K_r (tn-m/rad)=	4021799.3
-------------------	-----------

Cálculo de las propiedades geométricas para columnas de piso ficticio $\phi = 1^\circ$ y $L = 1$



*Momento de inercia

$$I = K \times L^3 / n(12E)$$

*En sentido longitudinal

$\delta_1 = 84$	X =	7.5
$\delta_2 = 83$	X =	2.5

donde:

I= momento de inercia

L= longitud unitaria

E= módulo de elasticidad del concreto

n= número de columnas

L = 1

= 16

Para $\phi = 1^\circ \Rightarrow$

$\delta_{1,4} = X \tan L =$	0.130912988
$\delta_{2,3} = X \tan L =$	0.043657665

$$K_r = (\sum \delta_i A_i E_i / L) X_i$$

por lo que:

$$\sum \delta x = K_r \times L / A_x E$$

$\sum \delta x =$	8.7275525
-------------------	-----------

donde:

$$y \quad A_x = K_r L / \sum \delta x E$$

$A_x \text{ (cm}^4\text{)} =$	2081.7611
$A_x \text{ (m}^4\text{)} =$	0.2081761

$$\sum \delta x = n \times \delta \times X$$

A= área axial del eje analizado x o y

E= módulo de elasticidad del concreto

X= la distancia al eje centroidal

n= Número de columnas =

8.00

$I \text{ (m}^4\text{)} =$	0.82286
$I \text{ (cm}^4\text{)} =$	8228.56

8.2.2.56

Cálculo del periodo fundamental del sistema

$$T_1 = (T_0^2 + T_x^2 + T_r^2)^{1/2}$$

donde:

T_1 = Periodo de vibración del sistema tomando en cuenta como base flexible o la interacción suelo estructura en el sentido que se analiza.

T_0 = Periodo de vibración del sistema o estructura tomando el suelo como base rígida

$T_0 =$	0.75
---------	------

cuando $\gamma = 0.006 \Rightarrow T_0 = 0.1n$
 cuando $\gamma = 0.012 \Rightarrow T_0 = 0.15 \text{ a } 0.2 n$
 n (No. de pisos) = 5

T_x = El periodo de la estructura si fuera si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera trasladarse en el sentido que se analiza

$$T_x = 2\pi(W^o/gK_x)^{1/2}$$

T_x (seg) =	0.5518441
---------------	-----------

donde:

W^o = Peso neto de la construcción con cimientos y descontando el suelo que es desplazado en T_0 .

$$W^*o \geq 0.7W_o$$

$$W^*o = W_o - W_{\text{suelo desplazado}}$$

W_o (ton)=	1367.1
$W_{\text{suelo desplazado}}$ (Ton)=	1135.18
$0.7W_o$ =	956.97

$$W^*o \text{ (ton)} = 410.15$$

}

Se toma en este caso como W^*o el valor de $0.7W_o$

g = La eceleración de la gravedad en m/seg²

W^*o (ton)=	956.97
---------------	--------

T_r = Es el periodo de la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza.

$$T_r = 2\pi (J/gK_r)^{1/2}$$

T_r =	0.3717
---------	--------

donde.

J = Momento neto de inercia del peso de la construcción en ton-m con respecto al eje de rotación descontando el momento de inercia de la masa del suelo desplazado.

$$J \geq 0.7 (W_o h c g^2)$$

$$0.7 (W_o h c g^2) = 99085.9235$$

$$J = W_o h_{cg}^2 - W_{suelo} (prof / 2)^2$$

$$J = 138074.83$$

>=

$$99085.92326$$

donde

$$h_{cg} = \frac{\sum W_i H_i}{\sum W_i}$$

$$h_{cg} = 10.1755248$$

ENTREPISO	h _i (m)	H _i (m)	W _i (ton)	W _i H _i (ton-m)
3	3.5	17.5	242.98	4252.15
2	3.5	14	272.59	3816.26
1	3.5	10.5	272.59	2862.195
P.B	3.5	7	272.59	1908.13
SOTANO	3.5	3.5	308.35	1072.225
		Σ	1567.1	13910.96

$$T1 = 0.9$$

Con los valores de los resultados anteriores, el el siguiente inciso, se realizará el análisis sísmico por medio del programa de computadora para análisis estructural SAP90, donde después de cargar el programa con los datos obtenidos en el inciso anterior, se obtendrán los resultados, de este análisis y que son:

- Los desplazamientos en x, y, y z
- Las rotaciones en x,y y z
- Las fuerzas cortantes en cada elemento
- Los momentos actuantes en cada elemento.
- Las cargas axiales de los elementos.

Y que se describen el el inciso IV.4 .

Ya con estos resultados obtenidos del programa se calcularán las dimensiones de los elementos estructurales (inciso IV.5).

IV.3 ARCHIVO DE DATOS DEL EDIFICIO PARA SAP90

Edificio 4 niv. RCDF-96

SYSTEM

L=2

JOINTS

1 X=15 Y=0 Z=0
 13 X=15 Y=15 Z=0
 4 X=0 Y=0 Z=0
 16 X=0 Y=15 Z=0 Q=1,13,4,16,4,1
 17 X=15 Y=0 Z=3.5
 29 X=15 Y=15 Z=3.5
 20 X=0 Y=0 Z=3.5
 32 X=0 Y=15 Z=3.5 Q=17,29,20,32,4,1
 33 X=15 Y=0 Z=7
 45 X=15 Y=15 Z=7
 36 X=0 Y=0 Z=7
 48 X=0 Y=15 Z=7 Q=33,45,36,48,4,1
 49 X=15 Y=0 Z=10.5
 61 X=15 Y=15 Z=10.5
 52 X=0 Y=0 Z=10.5
 64 X=0 Y=15 Z=10.5 Q=49,61,52,64,4,1
 65 X=15 Y=0 Z=14
 77 X=15 Y=15 Z=14
 68 X=0 Y=0 Z=14
 80 X=0 Y=15 Z=14 Q=65,77,68,80,4,1
 81 X=7.5 Y=7.5 Z=3.5 :NUDO MAESTRO NIVEL 1
 82 X=7.5 Y=7.5 Z=7 :NUDO MAESTRO NIVEL 2
 83 X=7.5 Y=7.5 Z=10.5 :NUDO MAESTRO NIVEL 3
 84 X=7.5 Y=7.5 Z=14 :NUDO MAESTRO NIVEL 4

RESTRAINTS

1 16 R=1,1,1,1,1,1
 17 80 R=1,1,0,0,0,1
 81 84 R=0,0,1,1,1,0

FRAME

NM=2 NL=4

C PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

1 SH=R T=0.6,0.30 E=2213594.36 G=505964 :TRABES
 2 SH=R T=0.50,0.50 E=2213594.36 G=505964 :COLUMNAS

C

1 WL=0,-1.41,0 :MARCOS DE ORILLA AZOTEA
 2 WL=0,-2.82,0 :MARCOS CENTRALES AZOTEA
 3 WL=0,-1.58,0 :MARCOS DE ORILLA ENTREPISO
 4 WL=0,-3.17,0 :MARCOS CENTRALES ENTREPISO

C COLUMNAS

C DE LA CIMENTACION AL 1

1 1 17 M=2 LP=3,0 MS=0,81 G=3,1,1,1
 5 5 21 M=2 LP=3,0 MS=0,81 G=3,1,1,1
 9 9 25 M=2 LP=3,0 MS=0,81 G=3,1,1,1
 13 13 29 M=2 LP=3,0 MS=0,81 G=3,1,1,1

C DEL 1 AL 2

17 17 33 M=2 LP=3,0 MS=81,82 G=3,1,1,1
 21 21 37 M=2 LP=3,0 MS=81,82 G=3,1,1,1
 25 25 41 M=2 LP=3,0 MS=81,82 G=3,1,1,1
 29 29 45 M=2 LP=3,0 MS=81,82 G=3,1,1,1

C DEL 2 AL 3

33 33 49 M=2 LP=3,0 MS=82,83 G=3,1,1,1
 37 37 53 M=2 LP=3,0 MS=82,83 G=3,1,1,1
 41 41 57 M=2 LP=3,0 MS=82,83 G=3,1,1,1
 45 45 61 M=2 LP=3,0 MS=82,83 G=3,1,1,1

C DEL 3 AL 4

49 49 65 M=2 LP=3,0 MS=83,84 G=3,1,1,1
 53 53 69 M=2 LP=3,0 MS=83,84 G=3,1,1,1
 57 57 73 M=2 LP=3,0 MS=83,84 G=3,1,1,1
 61 61 77 M=2 LP=3,0 MS=83,84 G=3,1,1,1

C TRABES

C PRIMER NIVEL

65 17 18 M=1 LP=2,0 NSL=3 MS=81,81 G=2,1,1,1
 68 21 22 M=1 LP=2,0 NSL=4 MS=81,81 G=2,1,1,1
 71 25 26 M=1 LP=2,0 NSL=4 MS=81,81 G=2,1,1,1
 74 29 30 M=1 LP=2,0 NSL=3 MS=81,81 G=2,1,1,1
 77 17 21 M=1 LP=3,0 NSL=3 MS=81,81 G=2,1,4,4
 80 18 22 M=1 LP=3,0 NSL=4 MS=81,81 G=2,1,4,4
 83 19 23 M=1 LP=3,0 NSL=4 MS=81,81 G=2,1,4,4
 86 20 24 M=1 LP=3,0 NSL=3 MS=81,81 G=2,1,4,4

C SEGUNDO NIVEL

89 33 34 M=1 LP=2,0 NSL=3 MS=82,82 G=2,1,1,1
 92 37 38 M=1 LP=2,0 NSL=4 MS=82,82 G=2,1,1,1
 95 41 42 M=1 LP=2,0 NSL=4 MS=82,82 G=2,1,1,1
 98 45 46 M=1 LP=2,0 NSL=3 MS=82,82 G=2,1,1,1
 101 33 37 M=1 LP=3,0 NSL=3 MS=82,82 G=2,1,4,4
 104 34 38 M=1 LP=3,0 NSL=4 MS=82,82 G=2,1,4,4
 107 35 39 M=1 LP=3,0 NSL=4 MS=82,82 G=2,1,4,4
 110 36 40 M=1 LP=3,0 NSL=3 MS=82,82 G=2,1,4,4

C TERCER NIVEL

113 49 50 M=1 LP=2,0 NSL=3 MS=83,83 G=2,1,1,1
 116 53 54 M=1 LP=2,0 NSL=4 MS=83,83 G=2,1,1,1
 119 57 58 M=1 LP=2,0 NSL=4 MS=83,83 G=2,1,1,1
 122 61 62 M=1 LP=2,0 NSL=3 MS=83,83 G=2,1,1,1
 125 49 53 M=1 LP=3,0 NSL=3 MS=83,83 G=2,1,4,4
 128 50 54 M=1 LP=3,0 NSL=4 MS=83,83 G=2,1,4,4
 131 51 55 M=1 LP=3,0 NSL=4 MS=83,83 G=2,1,4,4
 134 52 56 M=1 LP=3,0 NSL=3 MS=83,83 G=2,1,4,4

C CUARTO NIVEL

137	65	66	M=1	LP=2,0	NSL=1	MS=84,84	G=2,1,1,1
140	69	70	M=1	LP=2,0	NSL=2	MS=84,84	G=2,1,1,1
143	73	74	M=1	LP=2,0	NSL=2	MS=84,84	G=2,1,1,1
146	77	78	M=1	LP=2,0	NSL=1	MS=84,84	G=2,1,1,1
149	65	69	M=1	LP=3,0	NSL=1	MS=84,84	G=2,1,4,4
152	66	70	M=1	LP=3,0	NSL=2	MS=84,84	G=2,1,4,4
155	67	71	M=1	LP=3,0	NSL=2	MS=84,84	G=2,1,4,4
158	68	72	M=1	LP=3,0	NSL=1	MS=84,84	G=2,1,4,4

LOADS

81	L=2	F=21.021,0,0
82	L=2	F=31.532,0,0
83	L=2	F=42.042,0,0
84	L=2	F=46.8427,0,0

COMBO

1	C=1.4
2	C=1.1,1.1
3	C=1.1,-1.1

IV.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

```

$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$  $$$$$$$$  $$$$$$$$$$  $$$$$$$$
$$$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$$$
$$          $$  $$  $$  $$  $$  $$  $$  $$  $$  $$
$$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$$$  $$  $$
$$$$$$$$$$  $$  $$  $$  $$  $$  $$  $$  $$  $$
$$$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$$$
$$$$$$$$$$$  $$  $$  $$  $$$$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$$$
$$$$$$$$$$$  $$  $$  $$  $$$$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$$$
    
```

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 5.41

Copyright (C) 1978-1994
 EDWARD L. WILSON
 All rights reserved

EDUCATIONAL VERSION OF SAP90 - COMMERCIAL USE PROHIBITED PAGE 1
PROGRAM: SAP90/FILE: EDI96.SOL
 Edificio 4 niv. RCDF-96

LOAD COMBINATION 2 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
1	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
2	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
3	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
4	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
5	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
6	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
7	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
8	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
9	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
10	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
11	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
12	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
13	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
14	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
15	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
16	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
17	.005817	.000000	-.000346	-.000109	.001544	.000000
18	.005817	.000000	-.000416	-.000215	.001182	.000000
19	.005817	.000000	-.000444	-.000215	.001184	.000000
20	.005817	.000000	-.000087	-.000109	.001762	.000000
21	.005817	.000000	-.000555	-.000001	.001438	.000000
22	.005817	.000000	-.000838	-.000002	.001181	.000000
23	.005817	.000000	-.000866	-.000002	.001185	.000000
24	.005817	.000000	-.000300	-.000001	.001868	.000000
25	.005817	.000000	-.000559	.000001	.001438	.000000
26	.005817	.000000	-.000838	.000002	.001181	.000000
27	.005817	.000000	-.000866	.000002	.001185	.000000
28	.005817	.000000	-.000300	.000001	.001868	.000000
29	.005817	.000000	-.000346	.000109	.001544	.000000
30	.005817	.000000	-.000416	.000215	.001182	.000000
31	.005817	.000000	-.000444	.000215	.001184	.000000

32	.005817	.000000	-.000087	.000109	.001762	.000000
33	.013414	.000000	-.000591	-.000103	.001384	.000000
34	.013414	.000000	-.000729	-.000203	.001101	.000000
35	.013414	.000000	-.000771	-.000203	.001125	.000000
36	.013414	.000000	-.000167	.000103	.001590	.000000
37	.013414	.000000	-.000962	-.000012	.001284	.000000
38	.013414	.000000	-.001461	-.000023	.001090	.000000
39	.013414	.000000	-.001503	-.000023	.001136	.000000
40	.013414	.000000	-.000538	-.000012	.001691	.000000
41	.013414	.000000	-.000962	.000012	.001284	.000000
42	.013414	.000000	-.001461	.000023	.001090	.000000
43	.013414	.000000	-.001503	.000023	.001136	.000000
44	.013414	.000000	-.000538	.000012	.001691	.000000
45	.013414	.000000	-.000591	.000103	.001384	.000000
46	.013414	.000000	-.000729	.000203	.001101	.000000
47	.013414	.000000	-.000771	.000203	.001125	.000000
48	.013414	.000000	-.000167	.000103	.001590	.000000
49	.019332	.000000	-.000738	-.000095	.000911	.000000
50	.019332	.000000	-.000935	-.000189	.000743	.000000
51	.019332	.000000	-.000984	-.000189	.000780	.000000
52	.019332	.000000	-.000234	-.000095	.001100	.000000
53	.019332	.000000	-.001212	-.000018	.000817	.000000
54	.019332	.000000	-.001869	-.000035	.000727	.000000
55	.019332	.000000	-.001917	-.000035	.000797	.000000
56	.019332	.000000	-.000707	-.000018	.001194	.000000
57	.019332	.000000	-.001212	.000018	.000817	.000000
58	.019332	.000000	-.001869	.000035	.000727	.000000
59	.019332	.000000	-.001917	.000035	.000797	.000000
60	.019332	.000000	-.000707	.000018	.001194	.000000
61	.019332	.000000	-.000738	.000095	.000911	.000000
62	.019332	.000000	-.000935	.000189	.000743	.000000
63	.019332	.000000	-.000984	.000189	.000780	.000000
64	.019332	.000000	-.000234	.000095	.001100	.000000
65	.022725	.000000	-.000800	-.000192	.000325	.000000
66	.022725	.000000	-.001033	-.000372	.000312	.000000
67	.022725	.000000	-.001083	-.000372	.000349	.000000
68	.022725	.000000	-.000270	-.000192	.000709	.000000
69	.022725	.000000	-.001322	-.000018	.000144	.000000
70	.022725	.000000	-.002065	-.000037	.000294	.000000
71	.022725	.000000	-.002114	-.000037	.000367	.000000
72	.022725	.000000	-.000793	-.000018	.000889	.000000
73	.022725	.000000	-.001322	.000018	.000144	.000000
74	.022725	.000000	-.002065	.000037	.000294	.000000
75	.022725	.000000	-.002114	.000037	.000367	.000000
76	.022725	.000000	-.000793	.000018	.000889	.000000
77	.022725	.000000	-.000800	.000192	.000325	.000000
78	.022725	.000000	-.001033	.000372	.000312	.000000
79	.022725	.000000	-.001083	.000372	.000349	.000000
80	.022725	.000000	-.000270	.000192	.000709	.000000
81	.005817	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
82	.013414	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
83	.019332	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
84	.022725	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD COMBINATION 2 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1	-9.0798	.5550	54.7416	-.6128	-20.9756	.0000
2	-10.9279	1.0959	65.7514	-1.2100	-23.0163	.0000
3	-10.9178	1.0959	70.1806	-1.2100	-23.0051	.0000
4	-7.9699	.5550	13.8085	-.6128	-19.7501	.0000
5	-9.6207	.0051	88.4326	-.0056	-21.5729	.0000
6	-10.9333	.0105	132.4983	-.0116	-23.0223	.0000
7	-10.9124	.0105	136.9276	-.0116	-22.9991	.0000
8	-7.4289	.0051	47.4994	-.0056	-19.1528	.0000
9	-9.6207	-.0051	88.4326	.0056	-21.5729	.0000
10	-10.9333	-.0105	132.4983	.0116	-23.0223	.0000
11	-10.9124	-.0105	136.9276	.0116	-22.9991	.0000
12	-7.4289	-.0051	47.4994	.0056	-19.1528	.0000
13	-5.0798	-.5550	54.7416	.6128	-20.9756	.0000

14	-10.9279	-1.0959	65.7514	1.2100	-23.0163	.0000
15	-10.9178	-1.0959	70.1806	1.2100	-23.0051	.0000
16	-7.9699	-.5550	13.8085	.6128	-19.7501	.0000
17	1.8744	.5252	.0000	.0000	.0000	.0000
18	.4316	1.0366	.0000	.0000	.0000	.0000
19	.5500	1.0366	.0000	.0000	.0000	.0000
20	2.9248	.5252	.0000	.0000	.0000	.0000
21	1.3630	.0592	.0000	.0000	.0000	.0000
22	.3749	.1158	.0000	.0000	.0000	.0000
23	.6066	.1158	.0000	.0000	.0000	.0000
24	3.4362	.0592	.0000	.0000	.0000	.0000
25	1.3630	-.0592	.0000	.0000	.0000	.0000
26	.3749	-.1158	.0000	.0000	.0000	.0000
27	.6066	-.1158	.0000	.0000	.0000	.0000
28	3.4362	-.0592	.0000	.0000	.0000	.0000
29	1.8744	-.5252	.0000	.0000	.0000	.0000
30	.4316	-1.0366	.0000	.0000	.0000	.0000
31	.5500	-1.0366	.0000	.0000	.0000	.0000
32	2.9248	-.5252	.0000	.0000	.0000	.0000
33	1.6613	-.0705	.0000	.0000	.0000	.0000
34	2.6574	-.1324	.0000	.0000	.0000	.0000
35	2.8323	-.1324	.0000	.0000	.0000	.0000
36	1.5203	-.0705	.0000	.0000	.0000	.0000
37	1.7232	.0874	.0000	.0000	.0000	.0000
38	2.5764	.1684	.0000	.0000	.0000	.0000
39	2.9132	.1684	.0000	.0000	.0000	.0000
40	1.4584	.0874	.0000	.0000	.0000	.0000
41	1.7232	-.0874	.0000	.0000	.0000	.0000
42	2.5764	-.1684	.0000	.0000	.0000	.0000
43	2.9132	-.1684	.0000	.0000	.0000	.0000
44	1.4584	-.0874	.0000	.0000	.0000	.0000
45	1.6613	.0705	.0000	.0000	.0000	.0000
46	2.6574	.1324	.0000	.0000	.0000	.0000
47	2.8323	.1324	.0000	.0000	.0000	.0000
48	1.5203	.0705	.0000	.0000	.0000	.0000
49	1.9585	.4527	.0000	.0000	.0000	.0000
50	3.3351	.8633	.0000	.0000	.0000	.0000
51	3.4041	.8633	.0000	.0000	.0000	.0000
52	2.8639	.4527	.0000	.0000	.0000	.0000
53	1.5479	.0345	.0000	.0000	.0000	.0000
54	3.2986	.0709	.0000	.0000	.0000	.0000
55	3.4405	.0709	.0000	.0000	.0000	.0000
56	3.2745	.0345	.0000	.0000	.0000	.0000
57	1.5479	-.0345	.0000	.0000	.0000	.0000
58	3.2986	-.0709	.0000	.0000	.0000	.0000
59	3.4405	-.0709	.0000	.0000	.0000	.0000
60	3.2745	-.0345	.0000	.0000	.0000	.0000
61	1.9585	-.4527	.0000	.0000	.0000	.0000
62	3.3351	-.8633	.0000	.0000	.0000	.0000
63	3.4041	-.8633	.0000	.0000	.0000	.0000
64	2.8639	-.4527	.0000	.0000	.0000	.0000
65	3.5856	-1.4624	.0000	.0000	.0000	.0000
66	4.5039	-2.8634	.0000	.0000	.0000	.0000
67	4.1315	-2.8634	.0000	.0000	.0000	.0000
68	.6608	-1.4624	.0000	.0000	.0000	.0000
69	4.9866	-.1862	.0000	.0000	.0000	.0000
70	4.6833	-.3656	.0000	.0000	.0000	.0000
71	3.9520	-.3656	.0000	.0000	.0000	.0000
72	-.7402	-.1862	.0000	.0000	.0000	.0000
73	4.9866	.1862	.0000	.0000	.0000	.0000
74	4.6833	.3656	.0000	.0000	.0000	.0000
75	3.9520	.3656	.0000	.0000	.0000	.0000
76	-.7402	.1862	.0000	.0000	.0000	.0000
77	3.5856	1.4624	.0000	.0000	.0000	.0000
78	4.5039	2.8634	.0000	.0000	.0000	.0000
79	4.1315	2.8634	.0000	.0000	.0000	.0000
80	.6608	1.4624	.0000	.0000	.0000	.0000
81	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
82	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
83	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
84	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000

FRAME ELEMENT FORCES

3	ELT LOAD ID COMB	DIST END1	1-2 PLANE		AXIAL FORCE	1-3 PLANE		AXIAL TORQ	
			SHEAR	MOMENT		SHEAR	MOMENT		
3	1	.000			-86.502			.000	
		.000	-1.395	1.540		.006	-.007		
		3.500	-1.395	-3.342		.006	.015		
		3.500			-86.502			.000	
	2	.000			-70.181			.000	
		.000	-1.096	1.210		-10.918	23.005		
		3.500	-1.096	-2.626		-10.918	-15.207		
		3.500			-70.181			.000	
	3	.000			-65.751			.000	
	.000	-1.096	1.210		10.928	-23.016			
	3.500	-1.096	-2.626		10.928	15.231			
	3.500			-65.751			.000		
4	1	.000			-43.623			.000	
		.000	-.706	.780		.706	-.780		
		3.500	-.706	-1.692		.706	1.692		
		3.500			-43.623			.000	
	2	.000			-13.808			.000	
		.000	-.555	.613		-7.970	19.750		
		3.500	-.555	-1.330		-7.970	-8.144		
		3.500			-13.808			.000	
	3	.000			-54.742			.000	
		.000	-.555	.613		9.080	-20.976		
		3.500	-.555	-1.330		9.080	10.804		
		3.500			-54.742			.000	
	6	1	.000			-171.453			.000
			.000	-.013	.015		-.013	.015	
			3.500	-.013	-.032		-.013	-.032	
		3.500			-171.453			.000	
2		.000			-132.498			.000	
		.000	-.010	.012		-10.933	23.022		
		3.500	-.010	-.025		-10.933	-15.244		
		3.500			-132.498			.000	
3		.000			-136.928			.000	
	.000	-.010	.012		10.912	-22.999			
	3.500	-.010	-.025		10.912	15.194			
	3.500			-136.928			.000		
19	1	.000			-64.427			.000	
		.000	-2.714	4.798		.082	-.099		
		3.500	-2.714	-4.701		.082	.188		
		3.500			-64.427			.000	
	2	.000			-51.765			.000	
		.000	-2.132	3.770		-10.368	17.950		
		3.500	-2.132	-3.693		-10.368	-18.338		
		3.500			-51.765			.000	
	3	.000			-49.478			.000	
	.000	-2.132	3.770		10.496	-18.105			
	3.500	-2.132	-3.693		10.496	18.633			
	3.500			-49.478			.000		
20	1	.000			-32.730			.000	
		.000	-1.375	2.430		1.375	-2.430		
		3.500	-1.375	-2.381		1.375	2.381		
		3.500			-32.730			.000	

2	.000			-12.659			.000
	.000	-1.080	1.910		-5.045	8.265	
	3.500	-1.080	-1.871		-5.045	-9.393	
	3.500			-12.659			.000
3	.000			-38.773			.000
	.000	-1.080	1.910		7.205	-12.084	
	3.500	-1.080	-1.871		7.205	13.135	
	3.500			-38.773			.000
22	-----						
1	.000			-126.747			.000
	.000	-.161	.195		-.161	.195	
	3.500	-.161	-.368		-.161	-.368	
	3.500			-126.747			.000
2	.000			-98.443			.000
	.000	-.126	.153		-10.558	18.180	
	3.500	-.126	-.289		-10.558	-18.774	
	3.500			-98.443			.000
3	.000			-100.730			.000
	.000	-.126	.153		10.306	-17.874	
	3.500	-.126	-.289		10.306	18.196	
	3.500			-100.730			.000
35	-----						
1	.000			-42.159			.000
	.000	-2.546	4.515		.193	-.311	
	3.500	-2.546	-4.395		.193	.365	
	3.500			-42.159			.000
2	.000			-33.565			.000
	.000	-2.000	3.547		-7.536	12.051	
	3.500	-2.000	-3.453		-7.536	-14.324	
	3.500			-33.565			.000
3	.000			-32.686			.000
	.000	-2.000	3.547		7.839	-12.539	
	3.500	-2.000	-3.453		7.839	14.898	
	3.500			-32.686			.000
36	-----						
1	.000			-21.441			.000
	.000	-1.285	2.282		1.285	-2.282	
	3.500	-1.285	-2.215		1.285	2.215	
	3.500			-21.441			.000
2	.000			-10.477			.000
	.000	-1.010	1.793		-3.525	4.555	
	3.500	-1.010	-1.741		-3.525	-7.782	
	3.500			-10.477			.000
3	.000			-23.217			.000
	.000	-1.010	1.793		5.544	-8.141	
	3.500	-1.010	-1.741		5.544	11.263	
	3.500			-23.217			.000
38	-----						
1	.000			-82.820			.000
	.000	-.375	.605		-.375	.605	
	3.500	-.375	-.708		-.375	-.708	
	3.500			-82.820			.000
2	.000			-64.633			.000
	.000	-.295	.475		-7.582	12.770	
	3.500	-.295	-.556		-7.982	-15.167	
	3.500			-64.633			.000
3	.000			-65.512			.000
	.000	-.295	.475		7.393	-11.820	
	3.500	-.295	-.556		7.393	14.054	
	3.500			-65.512			.000
51	-----						
1	.000			-19.756			.000
	.000	-3.644	5.608		.237	-.414	
	3.500	-3.644	-7.147		.237	.416	

	3.500			-19.756			.000
2	.000			-15.657			.000
	.000	-2.863	4.406		-4.131	5.811	
	3.500	-2.863	-5.616		-4.131	-6.649	
	3.500			-15.657			.000
3	.000			-15.387			.000
	.000	-2.863	4.406		4.504	-6.461	
	3.500	-2.863	-5.616		4.504	9.302	
	3.500			-15.387			.000
52	-----						
1	.000			-9.863			.000
	.000	-1.861	2.852		1.861	-2.852	
	3.500	-1.861	-3.663		1.861	3.663	
	3.500			-9.863			.000
2	.000			-5.798			.000
	.000	-1.462	2.240		-.661	-.134	
	3.500	-1.462	-2.878		-.661	-2.447	
	3.500			-5.798			.000
3	.000			-9.701			.000
	.000	-1.462	2.240		3.586	-4.347	
	3.500	-1.462	-2.878		3.586	8.203	
	3.500			-9.701			.000
54	-----						
1	.000			-39.456			.000
	.000	-.465	.808		-.465	.808	
	3.500	-.465	-.821		-.465	-.821	
	3.500			-39.456			.000
2	.000			-30.866			.000
	.000	-.366	.635		-4.683	6.771	
	3.500	-.366	-.645		-4.683	-9.621	
	3.500			-30.866			.000
3	.000			-31.136			.000
	.000	-.366	.635		3.952	-5.502	
	3.500	-.366	-.645		3.952	8.331	
	3.500			-31.136			.000
67	-----						
1	.000			.000			-.051
	.000	5.613	-4.489		.000	.000	
	2.538	.000	2.634		.000	.000	
	5.000	-5.447	-4.072		.000	.000	
	5.000			.000			-.051
2	.000			.000			-.040
	.000	11.820	-20.927		.000	.000	
	5.000	3.130	16.449		.000	.000	
	5.000			.000			-.040
3	.000			.000			-.040
	.000	-2.999	13.873		.000	.000	
	5.000	-11.689	-22.847		.000	.000	
	5.000			.000			-.040
70	-----						
1	.000			.000			-.001
	.000	11.258	-9.006		.000	.000	
	2.537	.000	5.273		.000	.000	
	5.000	-10.932	-8.191		.000	.000	
	5.000			.000			-.001
2	.000			.000			-.000
	.000	16.255	-24.476		.000	.000	
	4.662	.000	13.412		.000	.000	
	5.000	-1.180	13.213		.000	.000	
	5.000			.000			-.000
3	.000			.000			-.000
	.000	1.436	10.324		.000	.000	
	.412	.000	10.619		.000	.000	
	5.000	-15.999	-26.083		.000	.000	

IV.5 DETERMINACION DE LAS SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS, POR FLEXIÓN BIAJIAL
COLUMNA No. 6, EJE 2 - B , NIVEL 1, (MAS ESFORZADA), RCDF - 96

DATOS:

Pux =	136.928	(ton)	Vu (kg)= 10912
Puy =	136.928	(ton)	
Mux =	34.4665	(ton - m)	
Muy =	34.4665	(ton -m)	
ex =	25.195		
ey =	25.195		
H =	50	(cm)	
b =	50	(cm)	
r =	5	(cm)	
d =	45	(cm)	
f'c =	250	(kg/cm2)	
f''c =	200	(kg/cm2)	
f'c =	170	(kg/cm2)	f'c=0.8f'c
fy =	4200	(kg/cm2)	f'c = 0.85f''c
b*h =	2500	(cm2)	

CÁLCULO

Fórmula de BRESLER

$PR = 1 / ((1/PRX) + (1/PRY) - (1/PRO))$

considerando una cuantía, $\rho = 0.04576$

As = $\rho bd =$	102.96	(cm2)	diámetro =	3.175
13 Vs No. 10 =	102.96	(cm2)	Ac (cm2)=	2397.04
$\rho = As/(bd)$	0.04576			
$q = p(fy/f'c) =$	1.13			

$PRO = FR(f''cAc + Asfy) = 587950.16$ (kg)

PRX =

d/h =	0.90
ex/h =	0.50
q =	1.13
Kx =	0.78

$PRX = KxFRbhf''c = 232050$ (kg)

PRY =

d/h =	0.90
ey/h =	0.50
q =	1.13
Ky =	0.78

$PRY = KyFRbhf''c = 232060$ (kg)

$PR = 144550.287$ (kg) > Pu = 136928 (kg) por lo tanto pasa
 % = 1.055666387

Refuerzo transversal

Considerando estribos del No.3. As =	0.71	(cm2)	diámetro =	0.9525
48*diámetro estribo =	45.72	(cm)		
b/2 =	25	(cm)	Se toma la menor separación.	
$(850*db)/(fy)^{0.5} =$	41.6	(cm)		

Revisión por cortante, RCDF - 77

$$0.7f_c A_g + 2000 A_s = 555920 \quad (\text{kg}) > P_{u,x,y} = 67800 \text{ kg}$$

$$p = 0.02288 > 0.01$$

$$V_{cr} = 0.5FR_{bd}((f_c)^{0.5})(1+0.007(P_u/A_g))$$

$$V_{cr} = 12732.80193 \text{ (kg)}$$

$$\text{Separación} = (FRA_{fyd}) / (V_u - V_{cr}) = 176.876 \quad (\text{cm})$$

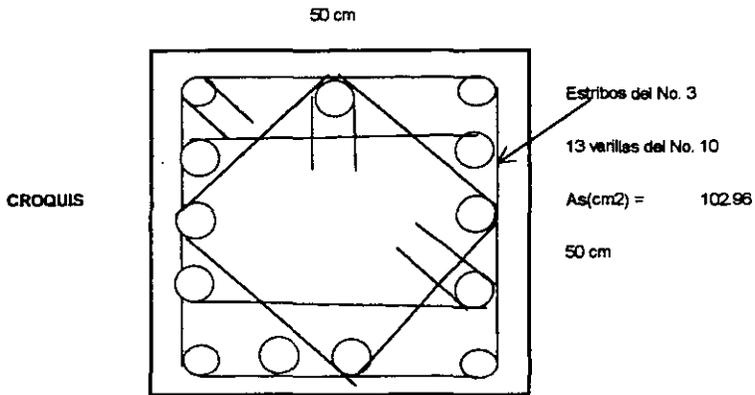
Cálculo de la longitud en que debe mantenerse la separación de estribos igual a $d/4$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm}$$

$$350/6 = 58.33 \text{ cm}$$

Por lo tanto se adopta la siguiente sección con su armado.



En los extremos los estribos se colocarán a $d/4$, en una longitud igual o mayor a 60 cm. En la porción central se colocarán a $d/2$. Todos los estribos serán del No. 3

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS, POR FLEXIÓN BIAJIAL
COLUMNA No. 3, EJE 3 - A , NIVEL 1, (MAS ESFORZADA), RCDF - 86

DATOS:

Pux =	70.181	(ton)	Vu (kg)= 10918
Puy =	70.181	(ton)	
Mux =	34.5075	(ton - m)	
Muy =	34.5075	(ton -m)	
ex =	49.169		
ey =	49.169		
H =	50	(cm)	
b =	50	(cm)	
r =	5	(cm)	
d =	45	(cm)	
f'c =	250	(kg/cm2)	
f*c =	200	(kg/cm2)	
f'c =	170	(kg/cm2)	f*c=0.8f'c
fy =	4200	(kg/cm2)	f*c = 0.85f*c
b*h =	2500	(cm2)	

CÁLCULO

Fórmula de BRESLER

$PR = 1 / ((1/PRX) + (1/PRY) - (1/PRO))$

considerando una cuantía, $\rho =$

As = $\rho b d =$	102.96	(cm2)	0.04576
13Vs No.10 =	102.96	(cm2)	diámetro = 3.175
$\rho = As / (bd)$	0.04576		Ac (cm2) = 2397.04
$q = \rho (fy / f'c) =$	1.13		

$PRO = FR(f'cAc + Asfy) = 587960.16$ (kg)

PRX =

d/h =	0.90
ex/h =	0.98
q =	1.13
Kx =	0.48

$PRX = Kx FR b h^2 f'c = 142800$ (kg)

PRY =

d/h =	0.90
ey/h =	0.98
q =	1.13
Ky =	0.48

$PRY = Ky FR b h^2 f'c = 142800$ (kg)

$PR = \frac{11289.24484}{1.157994968}$ (kg) > Pu = 70181 (kg) por lo tanto pasa

Refuerzo transversal:

Considerando estribos del No.3, As =	0.71	(cm2)	diámetro =	0.9525
48° diámetro estribo =	45.72	(cm)		
b/2 =	25	(cm)	Se toma la menor separación.	
$(850 \cdot db) / (fy) \cdot 0.5 =$	41.6	(cm)		

Revisión por cortante, RCDf - 77

$$0.7f_c A_g + 2000 A_s = 556620 \quad (\text{kg}) > P_{u,x,y} = 67800 \text{ kg}$$

$$p = 0.02288 > 0.01$$

$$V_{cr} = 0.5FRbd((f_c)^{0.5})(1 + 0.007(P_u/A_g))$$

$$V_{cr} = 12730.42318 \text{ (kg)} > V_u = 10918$$

$$\text{Separación} = (FRAV_{yd}) / (V_u - V_{cr}) = 177.694 \quad (\text{cm})$$

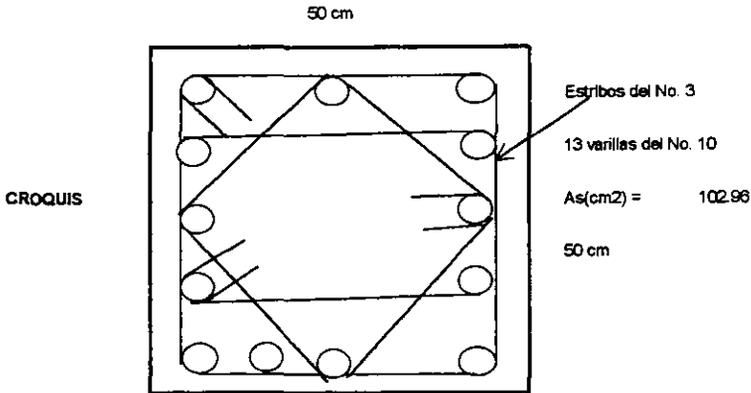
Cálculo de la longitud en que debe mantenerse la separación de estribos igual a d/4

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm}$$

$$350/6 = 58.33 \text{ cm}$$

Por lo tanto se adopta la siguiente sección con su armado.



En los extremos los estribos se colocarán a d/4, en una longitud igual o mayor a 60 cm. En la porción central se colocarán a d/2. Todos los estribos serán del No. 3

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS, POR FLEXIÓN BIAIXIAL
COLUMNA No. 4, EJE 4 - A , NIVEL 1, (MAS ESFORZADA), RCDF - 96

DATOS:

Pux =	54.742	(ton)	Vu (kg) = 9080
Puy =	54.742	(ton)	
Mux =	31.464	(ton - m)	
Muy =	31.464	(ton - m)	
ex =	57.477		
ey =	57.477		
H =	50	(cm)	
b =	50	(cm)	
r =	5	(cm)	
d =	45	(cm)	
fc =	250	(kg/cm2)	
f'c =	200	(kg/cm2)	
f"c =	170	(kg/cm2)	f'c = 0.8fc
fy =	4200	(kg/cm2)	f'c = 0.85f"c
b*h =	2500	(cm2)	

CÁLCULO

Fórmula de BRESLER

$PR = 1 / ((1/PRX) + (1/PRY) - (1/PRO))$

considerando una cuantía, $\rho =$		0.03872
As = $\rho b d =$	87.12	(cm2)
11 Vs No.10 =	87.12	(cm2)
$\rho = As / (b d)$	0.03872	
$q = \rho (fy / f'c) =$	0.96	

diámetro = 3.175
 Ac (cm2) = 2412.88

$PRO = FR(f'c Ac + As fy) = 543265.52$ (kg)

PRX =

d/h =	0.90
ex/h =	1.15
q =	0.96
Kx =	0.38

$PRX = Kx FR b h f'c = 113060$ (kg)

PRY =

d/h =	0.90
ey/h =	1.15
q =	0.96
Ky =	0.38

$PRY = Ky FR b h f'c = 113060$ (kg)

$PR = 63089.22774$ (kg) > $Pu = 64742$ (kg) por lo tanto pasa

% = 1.152483061

Refuerzo transversal

Considerando estribos del No 3, As =	0.71	(cm2)	diámetro =	0.9625
48° diámetro estribo =	45.72	(cm)		
b/2 =	25	(cm)	Se toma la menor separación	
$(850 * db) / (fy) * 0.5 =$	41.6	(cm)		

Revisión por cortante, RCDF - 77

$$0.7 \cdot c \cdot A_g + 2000 A_s = 524240 \quad (\text{kg}) > P_{u,x,y} = 67800 \text{ kg}$$

$$p = 0.01636 > 0.01$$

$$V_{cr} = 0.5FRbd((f_c)^{0.5})(1+0.007(P_u/A_g))$$

$$V_{cr} = 12729.87297 \text{ (kg)} > V_u = 9080$$

$$\text{Separación} = (FRA/V_{cr}) / (V_u - V_{cr}) = 88.236 \quad (\text{cm})$$

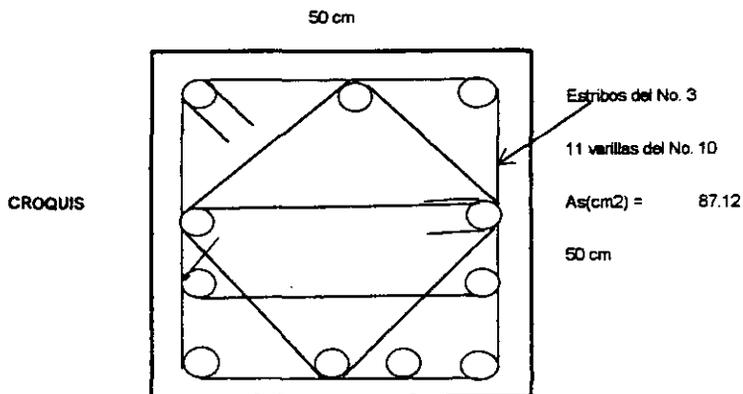
Cálculo de la longitud en que debe mantenerse la separación de estribos igual a d/4

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm}$$

$$360/6 = 60 \text{ cm}$$

Por lo tanto se adopta la siguiente sección con su armado.



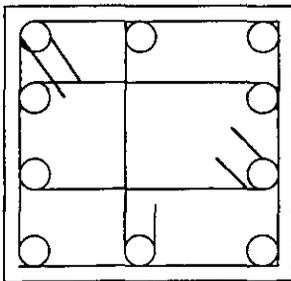
En los extremos los estribos se colocarán a d/4, en una longitud igual o mayor a 60 cm. En la porción central se colocarán a d/2. Todos los estribos serán del No. 3

Toda vez que se siguieron los procedimientos paso a paso del dimensionamiento de los elementos estructurales, a continuación se presentaran los resultados obtenidos de los elementos faltantes en la tabla 4.1

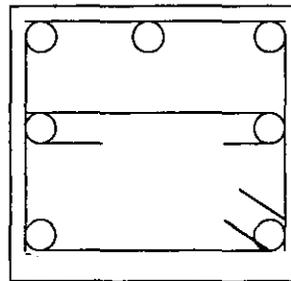
Tabla 4.1 Resultados obtenidos para el dimensionamiento de los elementos estructurales

Ubicación de las columnas			Peso X,Y Ton	Mom. X,Y Ton	Varillas		Comparación Pesos		Comparación Cortantes	
No.	Ejes	Nivel			Cantidad	No.	Pr (Kg.)	Pu (Kg.)	Vcr (Kg.)	Vu (Kg.)
19	3-A	2	51.765	27.507	10	10	57843.54	51765	12729.76	10368
20	4-A	2	38.773	19.7025	7	10	45857.97	38773	12729.3	7205
22	2-B	2	100.730	27.294	9	10	104328	100730	12731.51	10306
35	3-A	3	33.565	21.486	10	8	33621.59	33565	12729.11	7536
36	4-A	3	23.217	16.894	7	8	28708.16	23217	12728.74	5544
38	2-B	3	65.512	21.081	8	8	65515.21	65512	12730.25	7393
51	3-A	4	15.657	12.973	7	8	17064.73	15657	12728.48	4131
52	4-A	4	9.701	12.304	7	6	12314.21	9701	12728.46	3586
54	2-B	4	31.136	12.496	7	6	32481.43	31136	12729.03	3952

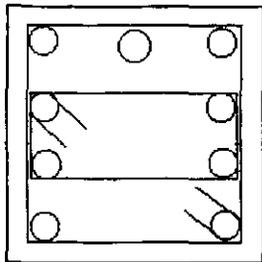
NOTA: La separación de los estribos resultaron iguales a los obtenidos en las columnas del nivel 1



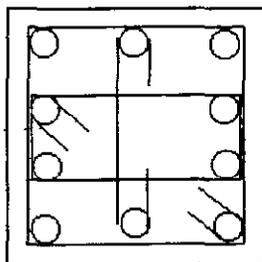
Columna 19



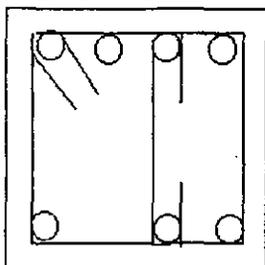
Columna 20



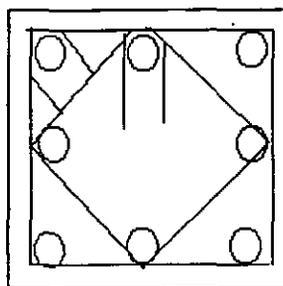
Columna 22



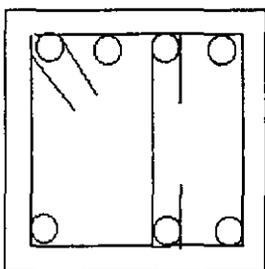
Columna 35



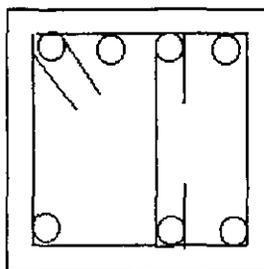
Columna 36



Columna 38



Columna 51



Columna 52 y 54

DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS, POR FLEXOCOMPRESION
VIGA No.87, EJE 3-4-A, NIVEL 1, (MAS ESFORZADA).

DATOS:

Pu =	7.915	(ton)	
Mu =	20.92	(ton - m)	
Vu =	11.82	ton	
H =	80	(cm)	
b =	30	(cm)	
r =	5	(cm)	
d =	55	(cm)	
fc =	250	(kg/cm ²)	
f'c =	200	(kg/cm ²)	
f [*] c =	170	(kg/cm ²)	f [*] c = 0.8f'c
fy =	4200	(kg/cm ²)	f [*] c = 0.85f [*] c

CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE DE LA VIGA

Mur = pfy(1-[pm/2])bd²

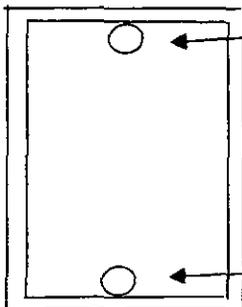
m = fy/(0.85f^{*}c) = 18.78470588
 p = 0.75*(0.85)²[(f^{*}c/fy)(6000/6000+fy)] = 0.018973214

Mur = 5875708.008 Kg.-cm 58.75708008 ton-m > 20.92 por lo tanto es una seccion doblemente armada

As1 = pbd =	31.30580357	(cm ²)	
As 2=(Mur-Mu)/(fy(d-5))=	18.01765718	(cm ²)	
As3=pn/fy	2.692176871	(cm ²)	pn=(10.7)Pu= 11307.14288
As'2=As1+As2-As3=	48.63128388	(cm ²)	

30 cm

CROQUIS



As= 18.01765718 cm²
4 Vs # 8

As'= 48.63128388 cm²
9 Vs # 8

Dado que el cortante resistente es mayor al cortante ultimo los estribos se colocan por especificación (A cada 10 cm.)

DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS, POR FLEXOCOMPRESION

VIGA No.70, EJE 3- 4 -B , NIVEL 1, (MAS ESFORZADA).

DATOS:

Pu =	15.83	(ton)	
Mu =	28.083	(ton - m)	
Vu =	15.999	ton	
H =	60	(cm)	
b =	30	(cm)	
r =	5	(cm)	
d =	55	(cm)	
fc =	250	(kg/cm ²)	
f'c =	200	(kg/cm ²)	f'c=0.8fc
f''c =	170	(kg/cm ²)	f'c = 0.85f''c
fy =	4200	(kg/cm ²)	

CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE DE LA VIGA

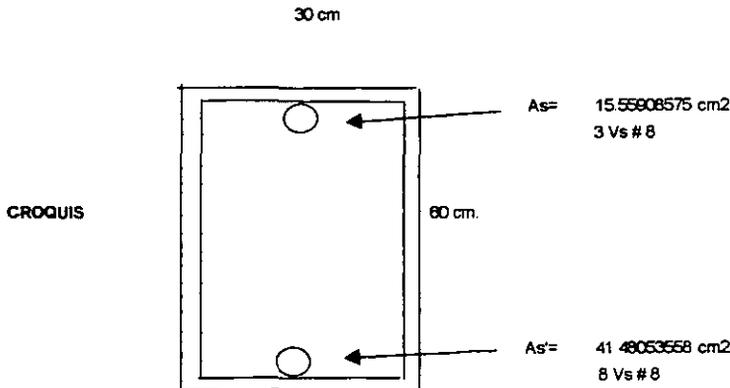
$$Mur = pfy(1-[pm/2])bd^2$$

$$m = fy/(0.85fc) = 19.76470588$$

$$p = 0.75 \cdot (0.85)^2 [(f'c/fy)(6000/6000 + fy)] = 0.018973214$$

$$Mur = 5875708.008 \text{ Kg.-cm} \quad \mathbf{58.75708008 \text{ ton-m}} > 28.083 \text{ por lo tanto es una seccion doblemente armada}$$

As1 = pbd =	31.30580357	(cm ²)	
As 2=(Mur-Mu)/[fy(d-S)]=	15.55908575	(cm ²)	
As3=pn/fy	5.384353741	(cm ²)	pn=(1/0.7)Pu= 22814.28571
As'2=As1+As2-As3=	41.48053558	(cm ²)	



Dado que el cortante resistente es mayor al cortante ultimo los estribos se colocan por especificación (A cada 10 cm)

En la tabla 4.2 se presentaran los resultados del cálculo para el diseño de los elementos restantes (vigas).

Tabla 4.2 Resultados obtenidos para el dimensionamiento de las vigas o traves

Ubicación de vigas			Vu	Mu	Pu	Mr	Varillas			
No	Ejes	Nivel					AS	Vs	As'	VS
91	3-4-A	2	10.94	19	7.92	58.757	18.93	4#8	47.54	10#8
94	3-4-B	2	15.58	24.89	15.85	58.757	16.127	3#8 y 1# 6	42.05	8#8
115	3-4-A	3	8.97	15.58	7.92	58.757	20.56	4#8	49.17	10#8
118	3-4-B	3	13.54	19.52	15.85	58.757	18.68	4#8	44.60	9#8
139	3-4-A	4	5.85	8.135	7.05	58.757	24.11	5#8	53.015	10#8 Y 1#6
142	3-4-B	4	9.72	11.01	14.11	58.757	22.74	4#8 Y 1#6	49.24	10#8



V.1 CONCLUSIONES.

Debido a que la estructura es simétrica, el diseño por flexocompresión biaxial, se hizo con el análisis en un marco plano y suponiendo fuerzas iguales en el otro sentido. (las variaciones en fuerzas eran muy pequeñas).

Para determinar el dimensionamiento de las secciones, se utilizaron los valores más desfavorables obtenidos del análisis estructural en SAP90.

En las columnas se determinaron las tres más desfavorables de cada nivel siendo de esquina, la siguiente de centro y la última de orilla, con la mayor carga por cortante y momento. Para esto se aplica el cálculo completo del primer nivel paso a paso y posteriormente se presenta un resumen con los niveles restantes.

Para las vigas se realizó de manera similar tomando una viga continua y otra discontinua.

No se profundizó en el diseño ya que el objetivo de este trabajo de tesis era enfocarse al diseño sismo-resistente de estructuras, tomando como ejemplo un edificio de 4 niveles para uso de oficinas.

Se empleo el programa SAP90 para análisis estructural. Por ser esta una herramienta que nos permite optimizar el resultado del análisis y de ahí tomar las fuerzas actuantes más desfavorables para posteriormente considerarlas en el diseño estructural y obtener los dimensionamientos óptimos para una sistema estructural resistente a sismos.

Para poder comprender más sobre el complejo tema de estructuras resistentes a sismos, primero se debe conocer el comportamiento de estas ante sismos y de igual forma el comportamiento de estos mismos. Mediante su normatividad el ingeniero civil podrá obtener resultados bastante satisfactorios para el análisis y diseño sísmico que reducirán el riesgo de colapso por sismo en las estructuras.

Es importante que los resultados obtenidos mediante la realización de este trabajo se pongan en práctica tal y como se especifica, ya que todos los esfuerzos puesto por cualquier calculista serán nulos si no se sigue una adecuada supervisión en la utilización de los materiales especificados. Es decir se debe cuidar que tanto la cantidad de acero como la calidad del concreto sea la manejada en la memoria de cálculo.

BIBLIOGRAFIA

- Construcciones antisísmicas y resistentes al viento
Criterios para su cálculo y diseño.
Creixell M., José Editorial Limusa
Tercera Edición, México, 1993.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
Arnal Simón, Luis y Betancourt Suárez, Max Editorial Trillas
Cuarta Edición, México, 1999.
- Diseño de estructuras resistentes a sismos
Para ingenieros y arquitectos.
Dowrick, D.J. Editorial Limusa
México, 1984.
- Diseño Sísmico De Edificios
Bazan, Enrique y Meli, Roberto. Editorial Limusa
México, 1998.
- Normas técnicas complementarias para diseño por sismo
Gaceta del Gobierno del Distrito Federal..
- Diseño estructural
Meli, Roberto. Editorial Limusa
México, 1991.

- Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, D.D.F Series del instituto de ingeniería No. ES-2, Noviembre, 1991
- Comentarios y ejemplos a las normas técnicas complementarias para diseño por sismo, D.D.F., Series del instituto de ingeniería No. ES-7, Mayo, 1991.
- Aspectos fundamentales del concreto reforzado
González Cuevas, Oscar y Robles fernandez-villegas, Francisco.
Tercera edición, editorial Limusa.