



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGÓN

“CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN Y DISEÑO
SÍSMICO DE EDIFICIOS”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :

ROBERTO
HERNÁNDEZ

CARLOS
CABRERA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ASESOR: M. EN I. DANIEL VELÁZQUEZ VÁZQUEZ

MÉXICO

2005

m. 344393



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

ROBERTO CARLOS HERNANDEZ CABRERA
Presente

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 aprobado su tema de tesis y asesor.

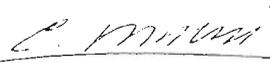
TÍTULO:

"CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN Y DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS"

ASESOR: M. en I. DANIEL VELÁZQUEZ VÁZQUEZ

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 12 de mayo de 2003.
LA DIRECTORA


ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ




C p Secretaria Académica
C p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil
C p Asesor de Tesis

LTG/AIR/IIa





UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES ARAGÓN - UNAM

JEFATURA DE CARRERA
DE INGENIERÍA CIVIL

OFICIO No. ENAR/JCIC/020/2005

ASUNTO: **Sínodo.**

LIC. ALBERTO IBARRA ROSAS
SECRETARIO ACADÉMICO
PRESENTE

Por medio del presente me permito relacionar los nombres de los profesores que sugiero integren el Sínodo del Examen Profesional del C. **ROBERTO CARLOS HERNÁNDEZ CABRERA**, con Número de Cuenta: 09757464-4, con el tema de tesis: " **CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN Y DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS** ".

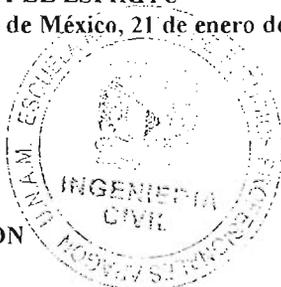
| | |
|--------------------|--|
| PRESIDENTE: | ING. PASCUAL GARCÍA CUEVAS |
| VOCAL: | M. en I. DANIEL VELÁZQUEZ VÁZQUEZ |
| SECRETARIO: | ING. PATROCINIO ARROYO HERNÁNDEZ |
| SUPLENTE: | ING. KARLA IVONNE GUTIÉRREZ VÁZQUEZ |
| SUPLENTE: | ING. MARTÍN ORTIZ LEÓN |

Quiero subrayar que el director de tesis es el M. en I. Daniel Velázquez Vázquez, el cual está incluido en base a lo que reza el Reglamento de Exámenes Profesionales de esta Escuela.

A T E N T A M E N T E
" POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU "
San Juan de Aragón, Estado de México, 21 de enero del 2005.

EL JEFE DE CARRERA

ING. MARTÍN ORTIZ LEÓN



c.c.p. Lic. Ma. Teresa Luna Sánchez.- Jefa del Departamento de Servicios Escolares.
Ing. Karla Ivonne Gutiérrez Vázquez.- Secretaria Técnica de Ingeniería Civil
M. en I. Daniel Velázquez Vázquez.- Director de Tesis.
Comité de Tesis.
Interesado.

MOI/mlev*



Dedicatoria



A mi Madre:

Margarita Cabrera Flores

Gracias por tu apoyo y sacrificio
para la conclusión de una etapa más,
por confiar en mí y estar a mi lado en los momentos más
difíciles de mi vida.

Te agradezco el hacer de mí una persona de bien,
con ambiciones de superación y perseverancia.
Le doy gracias a Dios por tener una madre ejemplar como tú.

A mis dos Amores:

Laura Hidalgo Cervantes
Valeria Angélica Hernández Hidalgo

Laura: Gracias por tu apoyo, tolerancia y amor
para poder concluir esta fase de mi vida.

Valeria Angélica: espero que este trabajo sea un ejemplo y un
aliento para que seas una persona exitosa y llena de logros.



Dedicatoria



A mis hermanas:

Guillermina Villegas Cabrera
Daniela Analí Hernández Cabrera

Por haberme apoyado en momentos muy difíciles
en el trayecto de mis estudios.

A mis sobrinos:

Cristian Jamil Torres Villegas
Anayansi Torres Villegas

Les deseo éxito en sus metas y lo mejor
de la vida.



Agradecimientos



Al M. en I. Daniel Velázquez Vázquez:

Por su tiempo y paciencia al asesorarme
para realizar y concluir el presente trabajo

A todos mis Profesores:

Que contribuyeron en mi formación profesional

A la Institución que siempre estaré agradecido:

**“Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón”
U.N.A.M.**

“CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN Y DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS”

ÍNDICE

| | |
|-------------------|---|
| INTRODUCCIÓN..... | 1 |
|-------------------|---|

CAPÍTULO I

CARACTERÍSTICAS DE LOS SISMOS

| | |
|---|----|
| 1.1.- CAUSAS Y EFECTOS DE LOS SISMOS..... | 4 |
| 1.2.- MOVIMIENTOS SÍSMICOS DEL TERRENO | 5 |
| 1.3.- ACELEROGRAMAS | 8 |
| 1.4.- LOCALIZACIÓN DE EPICENTROS, INTENSIDAD Y MAGNITUD | |
| 1.4.1.- Determinación de Epicentros | 10 |
| 1.4.2.- Escalas de Intensidad | 11 |
| 1.4.3.- Escalas de Magnitud | 13 |
| 1.5.- PELIGRO SÍSMICO | 15 |
| 1.6.- EFECTOS LOCALES Y MICROZONIFICACIÓN | 16 |
| 1.7.- EFECTOS SÍSMICOS EN LAS ESTRUCTURAS | 20 |
| 1.7.1.- Efectos Sísmicos en los Edificios..... | 21 |
| 1.7.2.- Daños Estructurales más Comunes | 23 |

CAPÍTULO II

REACCIÓN DEL EDIFICIO AL MOVIMIENTO DEL SUELO

| | |
|---|----|
| 2.1.- FUERZAS DE INERCIA | 27 |
| 2.2.- PERÍODO Y RESONANCIA | 27 |
| 2.3.- AMORTIGUAMIENTO | 36 |
| 2.4.- DUCTILIDAD | 39 |
| 2.5.- COMPORTAMIENTO DÚCTIL NO LINEAL | 43 |
| 2.6.- TORSIÓN | 50 |
| 2.7.- RESISTENCIA Y RIGIDEZ | 53 |
| 2.8.- ESPECTROS DE RESPUESTAS..... | 55 |

CAPÍTULO III

DISEÑO SÍSMICO

| | |
|--|----|
| 3.1.- REQUISITOS DE DISEÑO Y PRINCIPIOS BÁSICOS | 62 |
| 3.2.- OBJETIVOS DEL DISEÑO SÍSMICO | 62 |
| 3.3.- ASPECTOS PRINCIPALES DEL DISEÑO SÍSMICO | 64 |
| 3.4.- ENFOQUES DE DISEÑO | 65 |
| 3.4.1.- Métodos de Análisis | 66 |
| 3.4.2.- Procedimiento del Análisis Dinámico | 69 |
| 3.4.3.- Análisis Elástico Dinámico | 69 |
| 3.4.4.- Análisis Dinámico Inelástico | 72 |
| 3.5.- SELECCIÓN DEL ANÁLISIS | 72 |
| 3.6.- CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL | 74 |
| 3.6.1.- Elección del Tipo de Análisis | 77 |
| 3.6.2.- Reducción de Fuerzas Sísmicas | 78 |
| 3.6.3.- Análisis Estático | 79 |
| 3.6.4.- Análisis Modal | 81 |
| 3.6.5.- Apéndices | 82 |
| 3.6.6.- Momento de Volteo | 82 |
| 3.6.7.- Efectos de Torsión | 83 |
| 3.6.8.- Factor de Comportamiento Sísmico | 85 |
| 3.6.9.- Condiciones de Regularidad | 89 |
| 3.6.10.- Análisis Paso a Paso | 91 |
| 3.6.11.- Efectos de Segundo Orden | 92 |
| 3.6.12.- Fallas de Cimentación | 92 |

CAPÍTULO IV

SISTEMAS LATERALMENTE RESISTENTES

| | |
|--|-----|
| 4.1.- DIAFRAGMAS HORIZONTALES | 93 |
| 4.2.- DIAFRAGMAS VERTICALES | 97 |
| 4.3.- COLECTORES Y TIRANTES | 101 |
| 4.4.- SISTEMA DE CAJÓN O DE TABLEROS | 103 |
| 4.5.- MARCOS RESISTENTES A MOMENTO | 104 |
| 4.5.1.- Marcos de Concreto Reforzado | 105 |
| 4.5.2.- Marcos de Acero | 106 |
| 4.6.- ELEMENTOS RIGIDIZANTES O ARRIOSTRAMIENTOS | 107 |
| 4.7.- INTERACCIÓN DE MARCOS Y DIAFRAGMAS | 115 |
| 4.8.- MUROS DE CORTANTE DISCONTINUOS | 123 |
| 4.9.- USO DE JUNTAS DE CONTROL | 123 |

| | |
|--|-----|
| 4.10.- OTROS SISTEMAS | 124 |
| 4.11.- ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES | 124 |
| 4.12.- CIMENTACIONES | 124 |

CAPÍTULO V

INFLUENCIA DE LA CONFIGURACIÓN PARA EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LOS EDIFICIOS

| | |
|--|-----|
| 5.1.-IMPORTANCIA DE LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO | 129 |
| 5.1.1.- Peso | 129 |
| 5.1.2.- Altura..... | 130 |
| 5.1.3.- Tamaño Horizontal..... | 133 |
| 5.1.4.-Simetría | 139 |
| 5.1.5.- Proporción | 141 |
| 5.1.6.-Resistencia Perimetral | 141 |
| 5.1.7.-Redundancia | 142 |
| 5.2.- IRREGULARIDADES SIGNIFICATIVAS EN CONFIGURACIONES SENCILLAS | 143 |
| 5.3.- CONFIGURACIONES CON ESQUINAS INTERIORES | 148 |
| 5.4.- CONFIGURACIONES ESCALONADAS VERTICALMENTE | 153 |
| 5.5.- DISCONTINUIDADES DE RESISTENCIA Y RIGIDEZ | 157 |
| 5.5.1.- Resistencia y Rigidez | 158 |
| 5.5.2.- Nivel Blando | 159 |
| 5.5.3.- Variaciones en la Rigidez de las Columnas | 164 |
| 5.5.4.- Columna Fuerte, Viga Débil | 166 |
| 5.5.5.- Muros de Cortante Acoplados..... | 167 |
| 5.6.- SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS ADYACENTES | 169 |
| 5.7.- REQUISITOS BÁSICOS DE ESTRUCTURACIÓN | 170 |
| 5.8.- OTROS SISTEMAS | 171 |

CAPÍTULO VI

DIMENSIONAMIENTO Y DETALLADO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

| | |
|--|-----|
| 6.1.-ASPECTOS GENERALES | 173 |
| 6.2.- ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO | 173 |
| 6.2.1.-Materiales | 173 |
| 6.2.2.- Propiedades del Concreto..... | 174 |
| 6.2.3.- Propiedades del Acero de Refuerzo | 176 |
| 6.2.4.- Vigas y Columnas | 178 |
| 6.2.5.- Uniones Viga-Columna..... | 181 |

| | |
|--|-----|
| 6.2.6.- Muros de Cortante..... | 183 |
| 6.3.- ESTRUCTURAS DE ACERO | 184 |
| 6.3.1.-Propiedades..... | 184 |
| 6.3.2.- Vigas y Columnas..... | 185 |
| 6.3.3.- Uniones Viga-Columna..... | 188 |
| 6.3.4.- Contravientos de Acero..... | 191 |
| 6.4.- DIMENSIONAMIENTO Y DETALLADO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL | 192 |
| 6.4.1.- Requisitos para Vigas de Concreto..... | 192 |
| 6.4.2.- Requisitos para Columnas de Concreto..... | 198 |
| 6.4.3.- Uniones Viga-Columna de Concreto..... | 205 |
| 6.4.4.- Requisitos para Losas Planas..... | 208 |
| 6.4.5.- Requisitos para Muros de Concreto..... | 210 |
| 6.4.6.- Conexiones..... | 213 |
| 6.4.7.- Requisitos para Vigas de Acero..... | 214 |
| 6.4.8.- Requisitos para Columnas de Acero..... | 216 |
| 6.4.9.- Uniones Viga-Columna de Acero..... | 217 |
| 6.5.- MAMPOSTERÍA | |
| 6.5.1.- Materiales..... | 218 |
| 6.5.2.- Mampostería Estructural..... | 219 |
| 6.5.3.- Muros de Mampostería..... | 221 |
| 6.5.4.-Estructuras de Mampostería..... | 224 |
| 6.6.- PROPIEDADES MECÁNICAS Y GEOMÉTRICAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA EL ANALISIS DE LOS EDIFICIOS | 231 |
| 6.7.- MODIFICACIONES NO ESTRUCTURALES | 233 |

CAPÍTULO VII

ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

| | |
|--|-----|
| 7.1.- INTRODUCCIÓN | 236 |
| 7.1.1.- Diferencia entre la Importancia de los Elementos..... | 237 |
| 7.1.2.- Elementos no Estructurales Rígidos..... | 238 |
| 7.1.3.- Elementos no Estructurales Flexibles..... | 238 |
| 7.2.- DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRCUTURALES | 238 |
| 7.3.- CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO | 241 |
| 7.3.1.- Factor de Funcionamiento de Ocupancia-Elemento (P)..... | 241 |
| 7.3.2.- Factor Basado en el Método de Fijación del Elemento (Mc)..... | 241 |
| 7.3.3.- Factor de Amplificación de Altura (Mx)..... | 242 |
| 7.4.- ELEMENTOS MECÁNICOS Y ELÉCTRICOS | 243 |
| 7.5.- ESPECIFICACIONES DE ACUERDO AL REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL | 245 |
| 7.6.- EFECTOS DE INTERACCIÓN DE LOS ELEMENTOS ARQUITECTÓNICOS NO ESTRUCTURALES CON EL SISTEMA ESTRCUTURAL | 249 |
| 7.7.- CONEXIONES, ANCLAJES Y DETALLES | 251 |

| | |
|--|------------|
| 7.7.1.- Ductilidad de la Conexión o Anclaje | 252 |
| 7.7.2.- Conexiones para Fuerzas Combinadas Verticales Sísmicas | 252 |
| 7.7.3.- Compatibilidad de Elementos Accesorios | 253 |
| 7.7.4.- Levantamiento en los Anclajes | 253 |
| 7.8.- MUROS DIVISORIOS | 254 |
| 7.9.- RECUBRIMIENTOS Y VENTANAS..... | 258 |
| 7.10.- ANAQUELES Y MOBILIARIO | 260 |
| 7.11.- EQUIPO E INSTALACIONES | 260 |
| | |
| CONCLUSIGNES Y RECOMENDACIONES | 262 |
| | |
| BIBLIOGRAFÍA | 264 |
| | |
| ANEXOS..... | 265 |



Escuela Nacional de Estudios Profesionales
Aragón U.N.A.M.
“Criterios de Estructuración y Diseño Sísmico
de Edificios”



“INTRODUCCIÓN”

INTRODUCCIÓN

El sismo del 19 de septiembre de 1985 rebasó ampliamente las expectativas reglamentarias para el diseño y construcción de edificaciones en gran parte de nuestro país, y especialmente en el área de la Ciudad de México, debido a las características propias del evento, así como a las condiciones del subsuelo de la llamada zona del lago de nuestra ciudad.

Los colapsos y severos daños que se presentaron en las construcciones, así como en instalaciones de todo tipo, motivaron la revisión profunda de las causas que dieron origen a las fallas y el estudio de las características del sismo, con el objeto de obtener enseñanzas de lo sucedido, para evitar en lo posible la ocurrencia de algo similar en el futuro.

Desde entonces, ha correspondido a los ingenieros civiles, especialistas en la materia, darse a la tarea de modificar los reglamentos, intensificar las tareas de exploración del subsuelo, revisar los métodos de análisis y diseño, estudiar el proceso de mejora de los materiales empleados y optimizar los procedimientos de construcción de las estructuras.

El sismo causó colapso o deterioro severo en más de 400 estructuras de todo tipo, desde viviendas y oficinas, hasta hospitales y escuelas.

Dentro de la tragedia, era importante aprovechar el enorme número de estructuras sometidas a la falla, a fin de obtener una enseñanza de las construcciones más idóneas para soportar esfuerzos muy por encima de los de diseño. A continuación, se presenta una sucinta descripción de los principales daños observados.

Cargas excesivas: En muchos edificios destinados a oficinas y bodegas, se observó que en algunos pisos se había acumulado una gran cantidad de archiveros, papel, rollos de tela o costales de granos. Este incremento exagerado en el peso de la construcción condujo a que la acción de fuerzas horizontales sísmicas fuera mayor y, además, modificó el período de oscilación haciéndolo más largo y por lo tanto con mayor respuesta sísmica que la del diseño original.

Estructuración irregular: Fue notorio que la irregularidad en planta o elevación de algunas construcciones causó daños importantes en la estructuras, principalmente por las torsiones excesivas que sufrieron. Tal es el caso de edificios en esquina, edificios en cuchillas, edificios con planta triangular o en forma de "L".

Losas planas reticulares: La estructuración a base de losas planas reticulares mostró muy mal comportamiento ante sismos intensos. Su falla más importante se manifestó en la conexión con las columnas, en forma de punzonamiento o penetración, dando lugar al colapso generalizado de todos los niveles de losas. En comparación con cualquier otro sistema estructural, fue éste el que demostró mayor porcentaje de daños severos.

Plantas bajas flexibles: La preferencia por tener plantas bajas, libres de muros, en edificios destinados a departamentos, fue la causa de que algunas construcciones sufrieran amplios desplazamientos laterales, choque con edificios colindantes y daños estructurales severos.

Modificaciones a la estructura: En muchas ocasiones, se observó que el propietario del inmueble realizó, sin una revisión estructural, gran cantidad de modificaciones a la construcción, de las cuales, la más común fue la de retirar muros de carga para ampliar sus áreas, sustituyéndolos con traveses que toman solamente la carga vertical, pero que no restituyen la capacidad de carga horizontal ni la rigidez.

Mantenimiento: En sobrados casos, se manifestó la falta de mantenimiento adecuado, que produjo el deterioro de los materiales de construcción y que fue la causa de innumerables daños ocurridos en edificaciones antiguas y en algunas desplazadas sobre pilotes de control.

Período de vibración: La mayoría de las estructuras importantes colapsadas fueron edificios cuyo período de vibración era cercano a los 2 segundos, el cual coincidió con el período dominante del sismo, lo que las hizo entrar en resonancia.

Estructuras metálicas: Las estructuras metálicas con elementos de alma abierta tuvieron un comportamiento poco adecuado, en comparación con las de alma llena que, en general, presentaron pocos daños.

Falla en cimentación: Se observó un gran número de edificios con falla en su cimentación, destacando aquellos piloteados por fricción, con problemas de volteo. También se observaron asentamientos importantes en estructuras cimentadas superficialmente.

Muros de cortante: En general, los edificios resueltos con muros de cortante para resistir el sismo, se comportaron en forma muy adecuada, así como edificios con muros de carga de mampostería, adecuadamente confinada.

Es por esto, que la tesis que se presenta, desarrollará el tema sobre los criterios utilizados para la estructuración de edificios, el cual se refiere a las diferentes formas de distribuir los elementos resistentes, la determinación de la geometría en planta y altura, y determinar el comportamiento de cada alternativa ante situaciones telúricas, se describirán las definiciones de período, ductilidad, resonancia, amortiguamiento, etc, necesarios para su comprensión, sus características y comportamiento ante sismos, así como todas aquellas especificaciones necesarias para poder cumplir con los requisitos del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

JUSTIFICACIÓN

La elaboración de esta tesis contempla dos objetivos principales, el primero de ellos es poder dar al lector un conocimiento más amplio de las características, condiciones y criterios que se emplean en el diseño sísmico de edificios, así como las características de los materiales empleados en la construcción de los mismos, y las condiciones que se deben cumplir de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal

El segundo objetivo es poder estudiar y comprender más a fondo tanto el diseño como la estructuración de edificios en zonas que se consideran de alta actividad sísmica.

OBJETIVOS

Al final de este trabajo se pretende:

- 1) Dar a conocer el comportamiento de las estructuras ante sismos y poder crear un juicio para la toma de decisiones en la selección del material a utilizar.
- 2) Proporcionar las bases para comprender los problemas y la naturaleza del diseño sísmico; poner de relieve y aclarar la función que desempeña la configuración arquitectónica al determinar la resistencia sísmica de un edificio, e identificar y explicar los principales problemas sísmicos creados por las soluciones de configuración característica, así como aportar algunos métodos conceptuales mediante los cuales se puedan reducir o evitar tales problemas.



Escuela Nacional de Estudios Profesionales
Aragón U.N.A.M.
“Criterios de Estructuración y Diseño Sísmico
de Edificios”



CAPÍTULO I

“CARACTERÍSTICAS DE LOS SISMOS”

1.1 - CAUSAS Y EFECTOS DE LOS SISMOS

Los sismos son perturbaciones súbitas en el interior de la tierra que dan origen a vibraciones o movimientos del suelo; la causa principal y responsable de la mayoría de los sismos (grandes y pequeños) es la ruptura y fracturamiento de las rocas en las capas más exteriores de la tierra.

Generalmente, los sismos ocurren en zonas de debilidad de la corteza terrestre que llamamos fallas geológicas. El sitio donde se inicia la ruptura se llama foco, y su proyección en la superficie de la tierra epicentro (Figura 1.1).

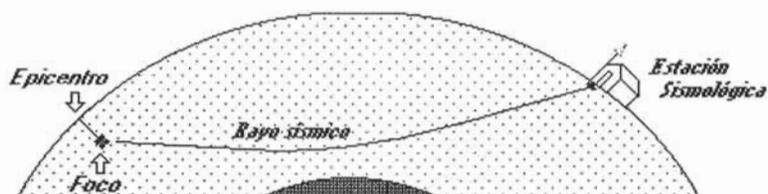


Figura. 1.1

Los sismos pueden clasificarse de acuerdo a su origen en naturales y artificiales.

Los naturales son los que en general liberan más su energía, por lo que sus efectos en la superficie son mayores.

Los sismos de origen natural pueden ser:

a).- Tectónicos: Producidos por la interacción de dos placas tectónicas; se definen en dos clases, los de interplaca, ocasionados por una fricción en las zonas de contacto entre placas. Un tipo particular de estos sismos son los llamados locales, que son producto de deformaciones de los materiales terrestres debido a la concentración de fuerzas en una región limitada. Y los de intraplaca, que se presentan lejos de los límites de placas conocidas, son mucho menos frecuentes que los de interplaca y generalmente de menor magnitud.

b).- Volcánicos: Acompañan a las erupciones volcánicas, son generados principalmente por la ruptura de rocas debido al movimiento de magma, generalmente no llegan a ser tan grandes como los anteriores.

c).- De Colapso: Producidos por derrumbamiento del techo de las cavernas y minas; por lo general ocurren cerca de la superficie y se perciben en áreas reducidas.

Los sismos artificiales son los producidos por el hombre por medio de explosiones convencionales o nucleares, con fines de exploración, investigación o explotación de bancos materiales para su industria.

El movimiento del suelo se transmite en forma de ondas vibratorias a través de la base de un edificio, y, éstas son las que ponen en peligro las edificaciones que sobre él se desplantan. Debido a que por los movimientos vibratorios de las masas de los edificios, se generan fuerzas de inercia que inducen esfuerzos importantes en los elementos de la estructura y que pueden conducirla a la falla.

Además de la vibración hay otros efectos sísmicos que pueden afectar las estructuras como lo son:

El fenómeno de licuación, donde el suelo cambia temporalmente su estado sólido a líquido, para atenuar este efecto es necesario estabilizar el suelo o mediante un diseño especial en la cimentación.

Deslizamiento de laderas y grietas en el suelo, que son fallas superficiales que pueden provocar grandes movimientos de tierra, y un edificio situado en una de estas es casi seguro que sufra un daño grave sin importar lo bien diseñado que esté.

Los efectos de los sismos se reflejan en los sistemas afectables de la siguiente forma:

Humanos: Pérdida de vidas o lesiones, causadas por derrumbes de construcciones, incendios y explosiones entre otros.

Materiales: La cimentación de viviendas y edificios se desestabiliza, las estructuras sufren fuerzas de corte y de tensión que causan agrietamientos o derrumbes de la construcción. En presas hidráulicas; afectan el piso, la cimentación y la estructura, ocasionando filtraciones en el vaso y en la cortina, lo que reduce su eficiencia de almacenamiento, y que pueden provocar el derrumbe de la presa.

Sociales: Afectan los servicios públicos de agua potable, energía eléctrica, transporte y comunicación.

1.2 - MOVIMIENTOS SÍSMICOS DEL TERRENO

El movimiento del suelo se origina en cuatro tipos de ondas claramente definidas, creadas por la ruptura de una falla.

Las primeras son las ondas primarias u ondas P (también llamadas ondas longitudinales, compresionales o dilatacionales) que son las más rápidas (más de 5 Km./s en las rocas graníticas cercanas a la superficie, y alcanza más de 11 Km./s en el interior de la Tierra) y, por lo tanto, es la primera en llegar a cualquier punto, en ser sentida y en ser registrada en los sismogramas; tienen forma de una onda de sonido que a medida que se propaga empuja y jala alternativamente al suelo. Su propagación implica cambios de volumen en el medio, y se propagan tanto a través de sólidos como de fluidos.

Esto se puede visualizar si pensamos en un resorte como el mostrado en la figura 1.2. Si comprimimos un extremo del resorte (a) y luego lo soltamos, el material comprimido se extiende en la dirección indicada por la flecha pequeña, comprimiendo al material que está

junto a él (b). Esa compresión y la dilatación (extensión) correspondiente viajan en la dirección indicada por las flechas gruesas, que es la misma (aunque puede variar el sentido) del desplazamiento de las partículas.

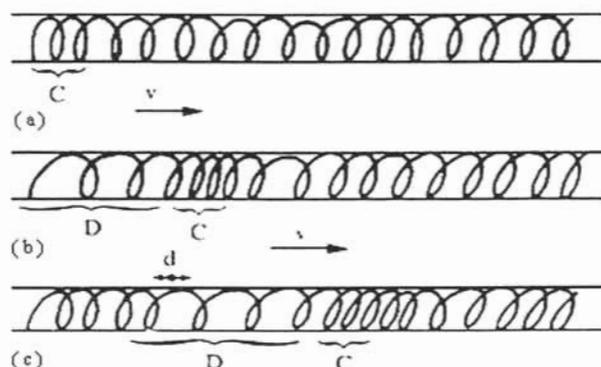


Figura 1.2 Onda compresional propagándose a lo largo de un resorte con velocidad v . C indica compresión y D indica dilatación. El desplazamiento de las partículas del resorte se produce en las direcciones indicadas por d.

El segundo tipo de onda es la secundaria u onda S (llamada también transversal o de cortante); ésta corta a la roca lateralmente en ángulo recto con respecto a la dirección de propagación y además produce un movimiento de terreno más intenso y de características más dañinas para las edificaciones que las ondas P.

Podemos visualizarlas si pensamos en las ondas que viajan por una cuerda tensa (Figura 1.3) y movemos uno de sus extremos perpendicularmente a ella (a). Cada partícula de la cuerda se mueve, hacia arriba o hacia abajo en la dirección indicada por las flechas pequeñas, jalando a sus vecinas; de manera que la onda viaja en la dirección de la cuerda (indicada por la flecha grande) perpendicularmente a la dirección del desplazamiento de cada pedazo de cuerda (b-c).

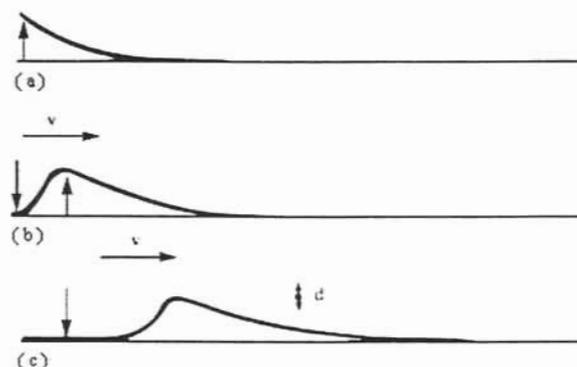


Figura 1.3 Onda de corte propagándose con velocidad v a lo largo de una cuerda. El desplazamiento de las partículas de la cuerda se da en las direcciones indicadas por d.

Las ondas S son más lentas que las ondas P. Las velocidades de propagación de las ondas P, V_p , y de las ondas S, V_s , se expresan de la siguiente manera:

$$V_p = \left[\frac{E}{\rho} \cdot \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$V_s = \left(\frac{G}{\rho} \right)^{\frac{1}{2}} = \left[\frac{E}{\rho} \cdot \frac{1}{2(1+\nu)} \right]^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

E = módulo de Young

G = módulo de Cortante

ρ = densidad de masa

ν = relación de Poisson

En una amplia gama de rocas su velocidad V_s , es aproximadamente igual a la velocidad de la onda P, V_p , dividida entre $\sqrt{3}$ (esto es conocido como condición de Poisson).

Como los líquidos no pueden soportar esfuerzos cortantes, las ondas S no se propagan a través de ellos y además no producen variaciones de volumen.

El tercer tipo de onda superficial denominada onda Love, es similar a una onda secundaria sin desplazamiento vertical; mueve al suelo de un lado a otro horizontalmente paralela a la superficie del suelo, perpendicular respecto a la velocidad de propagación, produce sacudidas horizontales y solo ocurre en medios estratificados. Generalmente se desplazan más rápido que las de Rayleigh y su amplitud decrece rápidamente con la profundidad (figura 1.4).

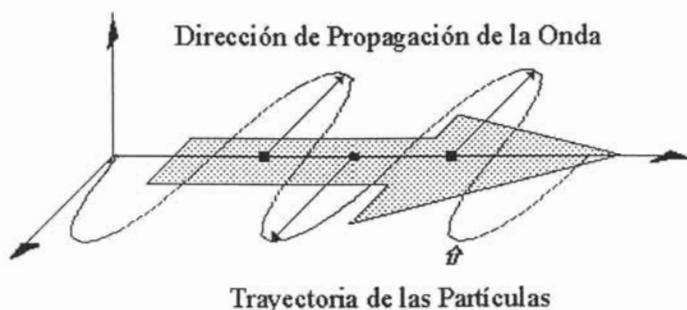


Figura 1.4

El cuarto tipo se conoce como onda Rayleigh; en esta el material perturbado se mueve tanto vertical como horizontalmente en un plano vertical alineado en la dirección en que viajan las ondas.

La trayectoria que describen las partículas del medio al propagarse la onda es elíptica retrógrada y ocurre en el plano de propagación de la onda (figura 1.5). Una analogía de estas ondas lo constituyen las ondas que se producen en la superficie de un cuerpo de agua.

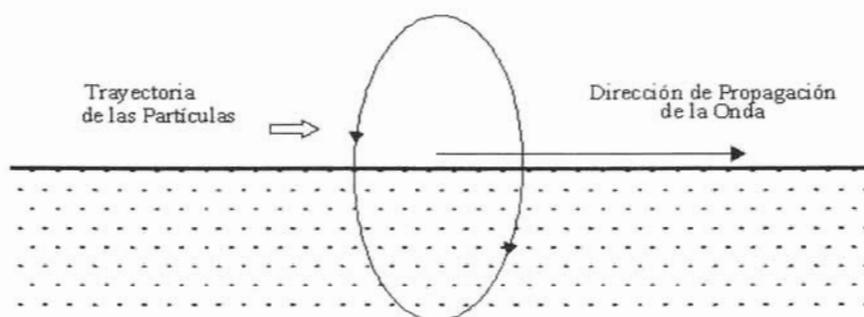


Figura 1.5

Como podemos ver el término superficial se debe a que las ondas se generan por la presencia de superficies de discontinuidad ya que en un medio elástico infinito no podrían generarse

En general, la naturaleza de las ondas y sus interacciones son tales que el movimiento real en el suelo será casual, predominantemente horizontal, a menudo con cierto énfasis direccional, y a veces con un componente vertical considerable.

Los efectos que producen mas daños en las estructuras son los movimientos paralelos a la superficie del suelo (horizontal) dado que las estructuras se diseñan para resistir cargas verticales de gravedad.

1.3 - ACELEROGRAMAS

La vibración de la tierra debido a la ocurrencia de un temblor se observa experimentalmente con el auxilio de sismógrafos: instrumentos sumamente sensibles a los movimientos de la superficie de la tierra, diseñados para registrar aceleraciones, velocidades o desplazamientos.

En Ingeniería sísmica los más utilizados son los que registran aceleraciones, que son los llamados acelerómetros o acelerógrafos.

Los primeros sismógrafos fueron construidos a finales del siglo XIX, empleando un sistema puramente mecánico. En la actualidad, estos se han modificado y perfeccionado,

aunque el principio básico de operación es el mismo: una masa suspendida de un resorte sostenido por un soporte empotrado en el suelo.

Cuando el soporte se sacude al paso de las ondas sísmicas, la inercia de la masa hace que ésta permanezca un instante en el mismo sitio de reposo. Posteriormente cuando la masa sale del reposo, tiende a oscilar. Sin embargo, ya que esta oscilación posterior del péndulo no refleja el verdadero movimiento del suelo, es necesario amortiguarla.

En la figura 1.6 se haya representado un aparato en el que el amortiguamiento se logra por medio de una lámina sumergida en un líquido (comúnmente aceite), permitiéndonos medir así el desplazamiento relativo entre la masa y el suelo.

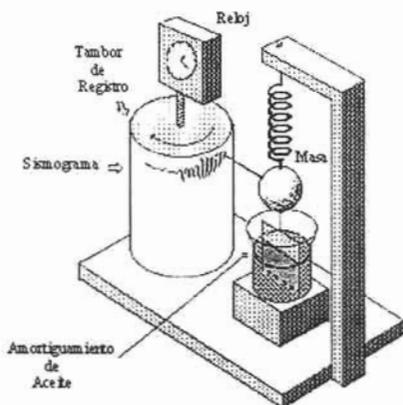


Figura 1.6 Principio básico de operación y registro de un sismógrafo que mide el desplazamiento vertical del terreno.

Normalmente, el desplazamiento relativo de la masa con respecto al suelo es tan pequeño que es necesario amplificarlo para poder medirlo. Inicialmente, la amplificación se hacía mecánicamente, por medio de palancas; en la actualidad se lleva a cabo electrónicamente y los instrumentos modernos amplifican el movimiento del terreno centenas de miles de veces. Una vez amplificado el movimiento del suelo, éste se registra en papel o en una cinta magnética. El registro obtenido en esta forma se llama sismograma. Además, los sismógrafos cuentan con un preciso control de tiempo que se inscribe directamente sobre los sismogramas para identificar exactamente el tiempo de llegada de las diferentes ondas sísmicas que arriban a una estación sismológica.

El diseño y construcción de los sismógrafos se ha perfeccionado notablemente; en la actualidad existen redes sísmicas de detección, transmisión y registro de temblores que envían las señales detectadas por medio de radio, microondas o satélite a grandes distancias. Este tipo de redes permite estudiar la sismicidad de una amplia zona o de una región de difícil acceso.

Principio del Sismógrafo

Como se menciono anteriormente, el principio en que se basa el sismógrafo es que el movimiento del terreno se mide por el registro de las vibraciones de un péndulo simple suspendido de un punto fijo.

En el sistema que se muestra (Fig. 1.7), el desplazamiento V del péndulo es proporcional al movimiento del terreno V_g , si el periodo natural del péndulo es largo en relación con el periodo del movimiento del terreno y si se escoge un coeficiente apropiado de amortiguamiento.

El desplazamiento registrado puede expresarse de este modo en términos del movimiento del terreno multiplicado por una constante. A este tipo de sismógrafo se le llama *sismógrafo de desplazamiento o sismógrafo de periodo largo*. Si se establece que el periodo del péndulo sea lo suficientemente corto en relación con el movimiento del terreno, por medio de un coeficiente apropiado de amortiguamiento del péndulo se obtiene $V \propto a_g$. Esto significa que el sismógrafo también puede registrar la aceleración del terreno. Este tipo de sismógrafo se llama *sismógrafo de aceleración o sismógrafo de periodo corto*. Si el periodo natural del péndulo se sitúa próximo al del movimiento del terreno, y si el valor del coeficiente de amortiguamiento de aquel es lo suficientemente grande, entonces encontramos que el desplazamiento del péndulo es proporcional a la velocidad del terreno. Se podría así determinar la velocidad del terreno. Este tipo es el llamado *sismógrafo de velocidades*.

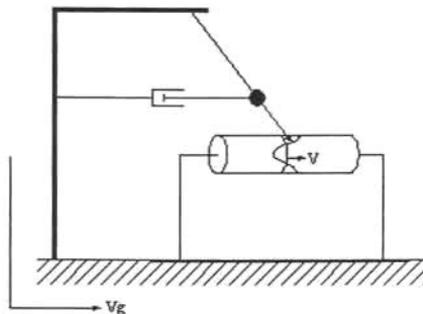


Figura 1.7

1.4.- LOCALIZACION DE EPICENTROS, INTENSIDAD Y MAGNITUD

1.4.1.- Determinación de Epicentros

Como las ondas sísmicas viajan a diferentes velocidades, las diferencias de tiempo de arribo entre las ondas **P** y **S** registradas en una estación sismológica están en función directa de su distancia al sitio donde ha ocurrido el temblor. Por ejemplo, para distancias regionales la diferencia en segundos entre el tiempo de arribo de las ondas **P** (t_p) y las ondas **S** (t_s) multiplicada por ocho, nos da la distancia aproximada al epicentro en kilómetros [distancia $\sim 8 \times (t_s - t_p)$]. Sin embargo, es obvio que los datos de una sola estación no basta para

determinar el epicentro del sismo, puesto que la diferencia ($t_s - t_p$) nos da la distancia, pero no la dirección, es decir si en una estación calculamos la distancia al epicentro este puede estar en cualquier punto de un círculo con un radio igual a la distancia calculada; para ello es necesario contar con un mínimo de tres estaciones sismológicas que registren el temblor para poder estimar la ubicación del epicentro; siendo mejor si se cuenta con mas estaciones que registren el sismo y entre mas ampliamente distribuidas estén alrededor del epicentro.

En términos generales, la localización es relativamente simple: basta ubicar las estaciones sismológicas en un mapa y trazar para cada una de ellas, un círculo cuyo radio sea igual a la distancia de la estación al epicentro que se ha calculado con base en las diferencias de llegada de las ondas P y S. El punto o región donde se intersectan los círculos trazados es el epicentro (Figura 1.8).

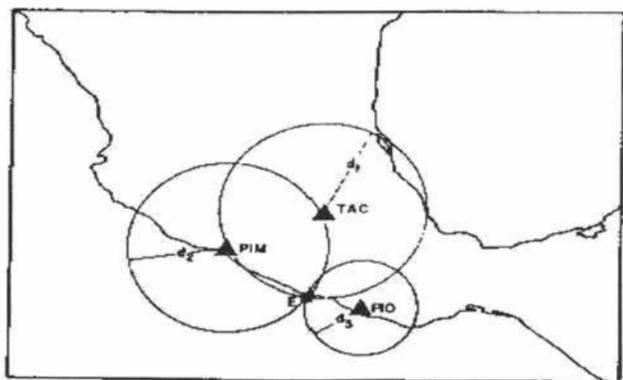


Figura 1.8 Conociendo la distancia (d) de una estación sismológica al epicentro, ésta puede representarse como un círculo de radio d con centro en dicha estación. Si contamos con observaciones al menos en tres estaciones, el punto de intersección (E) de los círculos corresponde al epicentro. En la figura se representa el ejemplo de un sismo en las costas de Guerrero, localizado mediante registros de las estaciones: Tacubaya, D.F. (TAC); Presa Infiernillo, Mich. (PIM); y Pinoterpa Nacional, Oax. (PIO).

En la práctica, el procedimiento para localizar epicentros en los observatorios sismológicos es más complicado, pues debe tomarse en consideración la estructura interna y la esfericidad de la tierra. Las localizaciones epicentrales se hacen rutinariamente por medio de una computadora, aunque el principio general es el mismo ya descrito.

1.4.2.- Escalas de Intensidad

La intensidad sísmica está íntimamente relacionada con los efectos producidos por un terremoto en las reacciones de las personas, describiendo de manera subjetiva el potencial destructivo del mismo. Un sismo pequeño pero muy cercano puede causar alarma y grandes daños, en cuyo caso decimos que su intensidad es grande; en cambio un sismo muy grande pero muy lejano puede apenas ser sentido ahí y su intensidad, en ese lugar, será pequeña.

Los primeros intentos que se hicieron para catalogar y cuantificar los temblores se basaron en su poder destructivo, haciendo estudios descriptivos de los daños ocasionados por ellos. A finales del siglo pasado, el sismólogo italiano de-Rossi y el suizo Forel propusieron la escala de intensidad de diez grados conocida como Rossi-Forel, para catalogar los daños producidos por los sismos. Posteriormente, el sismólogo italiano Giuseppe Mercalli propuso en 1902 una escala de doce grados.

Actualmente existen varias escalas de intensidad usadas en el mundo. En México, la más frecuentemente utilizada es la Escala de Intensidades de Mercalli Modificada (MM), que fue abreviada por Charles Richter en 1956, tomando como base la escala original de Mercalli. Para indicar la intensidad se ha convenido el uso de números romanos. Se asignan intensidades entre I y XII. Intensidades de IV o menores no corresponden a daño estructural y una intensidad de X corresponde a una destrucción generalizada. La mayor debilidad de la escala de Mercalli es que toma en cuenta solo marginalmente la calidad sismorresistente de los edificios que se encuentran en la zona afectada

De estas descripciones se puede constatar que las escalas de intensidad representan únicamente una medida del poder destructivo de un temblor o de los efectos que éste tuvo sobre seres humanos y edificaciones en un lugar determinado. Para un sismo es claro que la intensidad puede variar notablemente de un sitio a otro, dependiendo de la distancia al epicentro y de las condiciones geológicas locales. En el caso del sismo del 19 de septiembre, las intensidades variaron dentro del mismo Valle de México desde el grado V en la periferia, alcanzando intensidades de hasta grado IX en el centro de la ciudad, debido a los suelos blandos del antiguo lago. Es evidente, por tanto, que la intensidad es una medida relativa que nos da una idea de la severidad con que manifestaron los sismos en diversos sitios, pero no cuantifica la energía liberada de la fuente; con éste último fin se desarrolló la escala de magnitud.

Como las intensidades son medidas de daños, y éstos están muy relacionados con las aceleraciones máximas causadas por las ondas sísmicas, es posible relacionarlos aproximadamente. Una de tantas relaciones es:

$$\log a \text{ (cm/s}^2\text{)} = I/3 - 1/2$$

Donde I es la intensidad. Esta relación nos dice que una intensidad de XI corresponde a aceleraciones del orden de $1468 \text{ cm/s}^2 = 1.5 \text{ g}$ ($\text{g} = 980 \text{ cm/s}^2$ es la aceleración de la gravedad en la superficie terrestre), una intensidad de IX corresponde a 0.7 g , y una de VII a 0.07 g .

El nivel de aceleración que por lo regular se toma como suficiente para producir algún daño a construcciones débiles, es de 0.1 g . El límite mas bajo de aceleración perceptible para la gente se puede establecer mediante observación, y se experimenta a aproximadamente 0.001 g ó 1 cm/seg./seg , correspondiente a la intensidad II. Entre 0.1 y 0.2 g la mayoría de la gente tendrá dificultad para mantenerse de pie, y se pueden tener síntomas de mareo. Una aceleración de suelo cercana a 0.5 g es muy alta. En los pisos superiores de los edificios, las aceleraciones máximas serán más altas, dependiendo el grado en que la masa y la forma del edificio actúen para amortiguar los efectos vibratorios.

Los parámetros más importantes para definir la intensidad del movimiento y sus efectos en las estructuras son la aceleración máxima (usada para indicar el posible poder destructivo de un sismo en relación con un edificio), expresada generalmente como fracción de la gravedad, la duración de la fase intensa del movimiento, y el contenido de frecuencias. Este último se refiere a la rapidez del cambio de dirección del movimiento y es importante en cuanto a definir el tipo de estructura que será más afectado. Este último punto se refleja en la forma del llamado espectro de respuestas que se discutirá posteriormente, por ahora basta decir que mientras más cercanos sean los periodos dominantes del suelo y el periodo fundamental de vibración de la estructura, más críticos serán los efectos del sismo.

1.4.3.- Escalas de Magnitud

Muy pronto se hizo evidente que la intensidad, si bien es útil para describir los efectos de un terremoto, no es un parámetro apropiado para describir la cuantía o magnitud de un sismo al ocurrir un fracturamiento en el interior de la tierra. Para dar una idea más clara del problema de medir la cuantía de un sismo, podemos tomar el siguiente ejemplo: el sismo de Managua en 1972 causó la muerte de 5 000 personas y ocasionó daños materiales promedio de 1 300 millones de dólares, mientras que el gran terremoto de Alaska en 1964, que fue casi treinta veces mayor en energía liberada, ocasionó la muerte de 131 personas y daños por 1 020 millones de dólares. ¿Como, entonces, discriminar entre temblores grandes y pequeños?

Fue hasta 1931 cuando el sismólogo japonés Wadati observo, al comparar los sismogramas de diferentes temblores, que la amplitud máxima de las ondas sísmicas registradas parecía proporcional a la dimensión del sismo. Este concepto fue posteriormente desarrollado en 1935 por Charles Richter quien, estableciendo analogías con la medida de brillantez de las estrellas en astronomía, empleo por primera vez el término magnitud para catalogar los temblores. La escala original de Richter tomaba las amplitudes máximas de ondas superficiales de sismos ocurridos a distancia cortas para calcular lo que él denominó magnitud local o magnitud M_L . A su vez, Richter definió la magnitud cero como aquella que proporciona una amplitud máxima de vibración del suelo de una micra a una distancia de 100 Km. Como Richter definió esta magnitud utilizando información de la red sísmica de California y la utilizó para sismos en esta región es de hecho una escala local razón por la que Richter le llamó magnitud local. Demostró que entre mayor era la energía intrínseca de un terremoto, mayor era la "amplitud" de movimiento del terreno en una distancia dada. El Calibró su escala de magnitud usando la medida de "amplitud" máxima de la onda de cizallamiento (la onda S) en un periodo de 20 segundos, registrando los datos en un sismómetro altamente sensible a este tipo de ondas.

Aunque inicialmente su trabajo fue calibrado únicamente por estos sismómetros específicos, y sólo para terremotos en el sur de California, los sismólogos han desarrollado factores de escala para ampliar la escala de magnitud Richter a muchos otros tipos de medición en todo tipo de sismómetros, y alrededor del mundo.

El diagrama siguiente (Fig. 1.9) muestra como usar el método original de Richter para calcular la magnitud por medio de un sismograma.

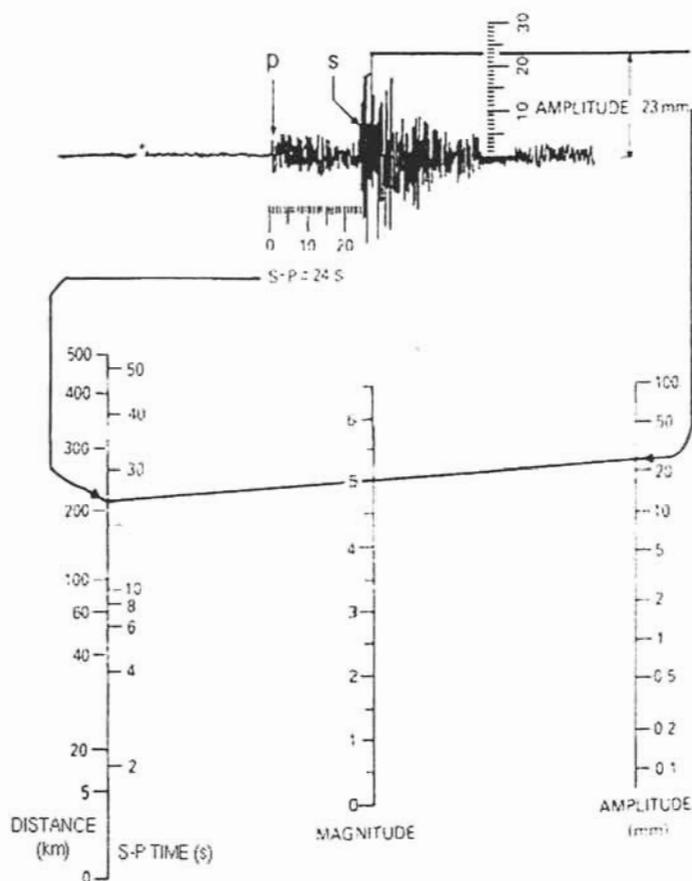


Figura 1.9 Para determinar la magnitud de Richter, unir en el diagrama: A) la amplitud máxima registrada por un sismógrafo estándar y B) la distancia del sismógrafo al epicentro del temblor (o la diferencia de tiempos de llegada de las ondas P y S) una línea recta y leer la escala de magnitud del centro.

Por supuesto después de haber medido la "amplitud" de onda, se tiene que calcular su logaritmo, y escalarlo por un factor según la distancia que haya entre el sismómetro y el terremoto, luego se calcula la magnitud a través de la diferencia de tiempo de S-P. Las escalas en el diagrama superior forman un nomograma que permite realizar el cálculo matemático rápidamente con sólo dar un vistazo. La ecuación que representa este nomograma es la siguiente:

$$M = \log_{10}A \text{ (mm)} + 3\log_{10}(8 \Delta t \text{ (s)}) - 2.92$$

Donde **A** es la "amplitud" en milímetros, medida directamente del registro en papel fotográfico del sismógrafo Wood-Anderson. El tiempo S - P en segundos, nos da como resultado Δt .

Posteriormente, el uso de la escala original de magnitudes de Richter se extendió para calcular magnitudes a grandes distancias, utilizando las amplitudes máxima de ondas P (m_b) o de ondas superficiales (M_S). El sismo del 19 de septiembre por ejemplo, tuvo un valor de magnitud de 8.1 en la escala M_S .

1.5 - PELIGRO SÍSMICO

El peligro sísmico se refiere al grado de exposición que un sitio dado tiene a los movimientos sísmicos. Representa la probabilidad de ocurrencia dentro de un período específico de tiempo y dentro de un área dada. A su vez, describe los efectos provocados por movimientos sísmicos en el suelo de dicha zona, tales como la aceleración, velocidad, desplazamiento del terreno o intensidad macrosísmica de la zona.

Para evaluar éstos efectos es necesario analizar los fenómenos que ocurren a partir de la emisión de las ondas sísmicas ocurridas en el foco mismo hasta que estas ondas sísmicas llegan a la zona de estudio.

Se denomina vulnerabilidad al grado de daño que sufre una estructura debida a un evento sísmico de determinadas características. Estas estructuras se pueden calificar en “más vulnerables” o “menos vulnerables” ante un evento sísmico.

Se debe de tener en cuenta que la vulnerabilidad sísmica de una estructura es una propiedad intrínseca de cada estructura, y, además, es independiente de la peligrosidad del emplazamiento. En otras palabras una estructura puede ser vulnerable, pero no estar en riesgo si no se encuentra en un lugar con un determinado peligro sísmico.

Se debe recalcar que no existen metodologías estándares para estimar la vulnerabilidad de las estructuras. El resultado de los estudios de vulnerabilidad es un índice de daño que caracteriza la degradación que sufriría una estructura de una tipología estructural dada, sometida a la acción de un sismo de determinadas características.

La predicción de daños tiene 2 métodos: Método empírico y método teórico

Método Empírico (Sauter 1978-1980) Se basa en la relación de daños en estructuras de sismos anteriores con la intensidad sísmica. La cantidad de datos necesarios para el análisis es incompleta para varias estructuras. Los diferentes diseños, construcciones y factores locales del suelo dan como resultado que la información existente tenga un valor limitado.

Método Teórico (Whitman 1973-1975) Se basan principalmente en modelos matemáticos que son basados en las características dinámicas de la estructura. Estos métodos relacionan los parámetros usados en diseño sísmico con los parámetros estructurales y daños. Estos métodos son adecuados para implementar las bases de diseño de las estructuras.

Riesgo Sísmico

El riesgo se incrementa con el factor de vulnerabilidad, considerando que el peligro es un fenómeno natural que no puede ser eliminado o reducido. Debido a que predecir un sismo es muy difícil, se puede establecer la ocurrencia de un evento sísmico en un período de años pero no se puede en una fecha determinada.

En conclusión el riesgo es la consecuencia de la combinación del peligro y la vulnerabilidad:

$$\text{Peligro} + \text{vulnerabilidad} = \text{riesgo}$$

Los estudios de peligro sísmico tienen como objetivo estimar el movimiento del terreno en un lugar determinado, o proporcionar una evaluación del tamaño del sismo en la zona en estudio.

Una forma más racional de expresar el peligro sísmico es en términos probabilistas, en función de la intensidad que tiene una probabilidad preestablecida (y pequeña) de ser excedida en un lapso comparable a la vida útil esperada de las edificaciones. En estos conceptos están basadas las regionalizaciones sísmicas que rigen en distintos países.

El peligro sísmico se cuantifica en términos de los periodos de retorno (o sus inversos, las tasas de excedencia) de intensidades sísmicas relevantes en el comportamiento de las estructuras.

1.6.- EFECTOS LOCALES Y MICROZONIFICACIÓN

Las ondas sísmicas que se generan en la corteza terrestre por un evento de gran magnitud se propagan a mucha distancia, pero su amplitud disminuye con la distancia por efectos de dispersión y amortiguamiento (leyes de atenuación), por tanto, la intensidad del movimiento de un sitio dado disminuye con su distancia al epicentro.

La manera en que se atenúan los efectos sísmicos con la distancia desde la zona epicentral se aprecia directamente de las intensidades que se determinan en distintos sitios.

Las leyes de atenuación y los mapas de regionalización reflejan la propagación de las ondas sísmicas en la roca de la corteza. El movimiento en la superficie del terreno en un sitio dado puede diferir radicalmente del que se tiene en la roca base, por alteraciones de las ondas debidas a efectos geológicos, topográficos y de rigidez del subsuelo. Estas alteraciones llamadas en términos generales efectos locales se tienen en zonas de suelos inestables donde la vibración sísmica puede provocar fallas en el suelo, deslizamiento de laderas o problemas de licuación.

Para los sismos importantes se construyen mapas de isosistas (Fig. 1.10); o sea, líneas de igual intensidad sísmica como se puede apreciar en la figura donde se muestran las isosistas del sismo de México del 19 de septiembre de 1985, basada en la escala de intensidades de Mercalli modificada.

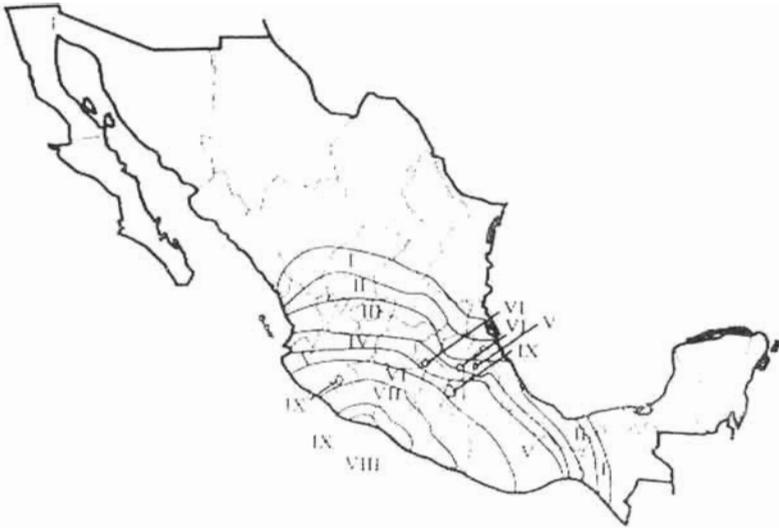


Figura 1.10

Las isosistas tienen una trayectoria irregular debido a irregularidades geológicas y topográficas principalmente.

La presencia de estratos de suelo blando por los que transitan las ondas sísmicas para llegar a la superficie, altera en forma significativa las características de las ondas. Se filtran las ondas de periodo corto y se amplifican las ondas de periodo largo. En general, la intensidad sísmica aumenta en los sitios de terreno blando y los daños en los sismos importantes ha sido sistemáticamente más graves en estos sitios que en los de terreno firme.

La República Mexicana se encuentra dividida en cuatro zonas sísmicas (Figura 1.11). Esto se realizó con fines de diseño antisísmico. Para realizar esta división se utilizaron los catálogos de sismos de la República Mexicana desde inicios de siglo, grandes sismos que aparecen en los registros históricos y los registros de aceleración del suelo de algunos de los grandes temblores ocurridos en este siglo. Estas zonas son un reflejo de que tan frecuentes son los sismos en las diversas regiones y la máxima aceleración del suelo a esperar durante un siglo. La zona A es una zona donde no se tienen registros históricos de sismos, no se han reportado sismos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad a causa de temblores. La zona D es una zona donde se han reportado grandes sismos históricos, donde la ocurrencia de sismos es muy frecuente y las aceleraciones del suelo pueden sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad. Las otras dos zonas (B y C) son zonas intermedias, donde se registran sismos no tan frecuentemente o son zonas afectadas por altas aceleraciones pero que no sobrepasan el 70% de la aceleración del suelo. Aunque la Ciudad de México se encuentra ubicada en la zona B, debido a las condiciones del subsuelo del valle de México, pueden esperarse altas aceleraciones.



Figura 1.11. Regionalización sísmica de México. El peligro sísmico aumenta de la A a la D.

La microzonificación de la Ciudad de México ha dado lugar a su subdivisión en tres zonas, como se presenta en la figura 1.12. La zona de lomas es de terreno firme y de peligro sísmico menor, ya que esta formada por roca o suelo firme, donde la profundidad del depósito incompresible es menor de 3 metros. La zona de lago que tiene depósitos de arcilla por lo menos 20 metros de espesor y corresponde a peligro sísmico mayor, ya que como se dijo anteriormente, amplifican de manera importante las ondas sísmicas, especialmente para su periodo natural, el que varía de 1 a 4 segundos dependiendo del espesor de la capa compresible.

Entre estas dos zonas existe una de transición donde los estratos de arcilla son de menor espesor y producen amplificaciones importantes, pero no graves que en la zona de lago. La profundidad de los depósitos incompresibles se encuentra entre los 3 y 20 metros.

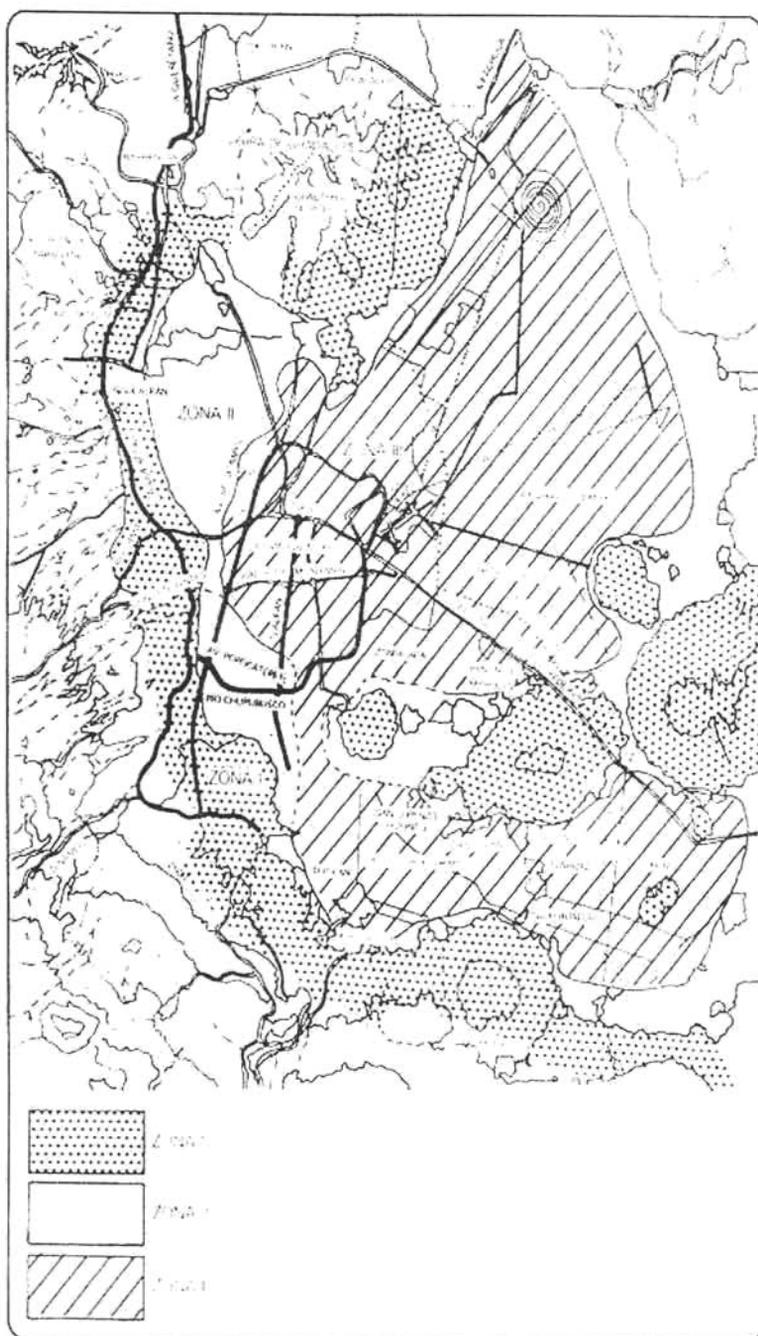


Figura 1.12. Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México

1.7.- EFECTOS DE LOS SISMOS EN LAS ESTRUCTURAS

Es conocido que la energía de un sismo es disipada por medio de diferentes mecanismos dentro de las estructuras, de esta manera los efectos de las cargas laterales son distribuidos a los diferentes componentes estructurales.

Uno de los factores más importantes que afecta la respuesta de las estructuras en condiciones sísmicas de carga es la ductilidad de sus miembros componentes. Ciertamente las estructuras sometidas a fenómenos sísmicos difícilmente conservan su comportamiento en el rango elástico, por lo que es importante contabilizar la capacidad que puedan desarrollar para disipar energía con niveles altos de deformación.

Si se define la ductilidad como la relación entre la respuesta elástica máxima y la inelástica máxima independientemente de la intensidad de la carga entonces las estructuras que tienen valores altos de ductilidad pueden sostener grandes deformaciones plásticas y por lo tanto ofrecen mayor resistencia sísmica. En estas condiciones las componentes estructurales se pueden diseñar con niveles más bajos de capacidad resistente a las fuerzas laterales.

El sismo produce, cada vez que el terreno cambia de dirección, un “latigazo” generador de fuerzas de inercia que pueden calcularse a partir de la expresión:

$$F_S = ma$$

Donde:

F_S = fuerza sísmica

m = masa de la construcción

a = aceleración sísmica

Esta fuerza de inercia produce efectos mecánicos en la estructura (flexiones, cortante, torsiones) que pueden hacerla fallar y para los cuales debe existir una resistencia adecuada. Sin embargo, el fenómeno es más complejo, pues interviene también la respuesta dinámica de la estructura ante el fenómeno sísmico, así como la característica de rigidez, amortiguamiento y ductilidad de la estructura.

En estructuras rígidas y poco esbeltas (por ejemplo las construidas a base de mampostería), la fuerza sísmica calculada con la expresión anterior rige el diseño y se considera que su principal efecto es de cortante, siendo el de flexión el de menor importancia. Sin embargo, la excentricidad de los elementos resistentes (muros) de las construcciones de este tipo, así como la de las cargas, puede producir torsiones altas. En ausencia de torsiones y flexiones importantes, es posible calcular el cortante V_S que actúa en la base de la construcción por medio de:

$$V_S = C_S P$$

En donde:

V_s = cortante basal

$C_s = a/g$ = coeficiente sísmico (adimensional)

P = peso de la construcción

Puede observarse que el coeficiente sísmico, equivale a la relación entre la aceleración a del terreno durante un sismo y a la aceleración gravitacional g . Si $a/g = 1$ la construcción recibe un impacto horizontal del mismo efecto que le causaría la gravedad, lo que supone una verdadera barbaridad. Los impactos sísmicos ya destructivos, pueden producir valores de esta relación situados entre 0.1 y 0.2.

Para estructuras menos rígidas, el comportamiento dinámico de las mismas ante el sismo hace que exista la posibilidad de la resonancia, fenómeno que consiste en una amplificación excesiva de la respuesta de aquellas estructuras que tienen algún periodo de oscilación muy parecido al de la excitación, lo que puede llevarlas al colapso total, sobre todo cuando la duración del evento es grande.

Por lo anteriormente mencionado, mientras mas cercana sea la frecuencia del movimiento del terreno a algunas de las frecuencias naturales de la estructura, mayor será la probabilidad de que ésta experimente el fenómeno de resonancia, lo que resulta en un aumento tanto de los desplazamientos como el daño.

Para establecer el comportamiento dinámico de una estructura dada, se elabora un modelo matemático muy simplificado de la misma. Una característica importante de la estructura es el periodo de oscilación de los distintos modos en que puede vibrar. Otras características importantes de las que depende la respuesta de la estructura son el amortiguamiento y la ductilidad.

1.7.1.- Efectos Sísmicos en los Edificios

El movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios que se apoyan sobre éste. La base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base. Se generan entonces las fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura y que, por irregularidad del movimiento del suelo y por la complejidad de los sistemas constituidos por las edificaciones, requiere de grandes simplificaciones para ser objeto de análisis como parte del diseño estructural de las construcciones. (Figura 1.13).

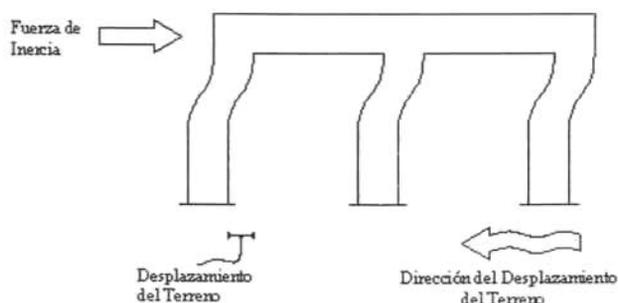


Figura 1.13

Como se menciona anteriormente, el movimiento del suelo consta de vibraciones horizontales y verticales, siendo por lo general las primeras las más críticas. La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que ésta vibre de forma distinta a la del suelo mismo.

Los movimientos del suelo son amplificadas en forma importante por la vibración de la estructura, de manera que las aceleraciones que se presentan en la misma llegan a ser varias veces superiores a las del terreno. El grado de amplificación depende del amortiguamiento propio de la edificación y de la relación entre el periodo de la estructura y el periodo dominante del suelo. De esta manera, cuando los movimientos del suelo son bruscos con predominio de ondas de periodo corto (alta frecuencia), resultan mas afectadas las construcciones rígidas y pesadas.

Cuando el movimiento del terreno es lento, con periodos dominantes largos (baja frecuencia), es en las estructuras altas y flexibles donde se amplifican las vibraciones y se generan aceleraciones más elevadas y por ende fuerzas de inercia mayores. Así mismo, mientras mas alta sea la estructura, mas susceptible será a los efectos de modos de vibración superiores, lo cual es aditivo a los efectos de los modos inferiores y tiene por lo general una mayor influencia en los pisos superiores.

Las fuerzas de inercia que se generan por la vibración en los lugares donde se encuentran las masas de los edificios se transmiten a través de la estructura por trayectorias que dependen de la configuración estructural, y son estas las que tienden a mantener a la estructura en su sitio original, lo cual conlleva a la imposición de desplazamientos y de fuerzas que generan esfuerzos y deformaciones que pueden tener resultados catastróficos como poner en peligro la estabilidad de la construcción.

La figura 1.14 muestra esquemáticamente el flujo de fuerzas en una estructura típica, se observa que las fuerzas críticas se presentan en las uniones entre los elementos estructurales, las fuerzas cortantes en las columnas y la transmisión de dichas fuerzas a la cimentación.

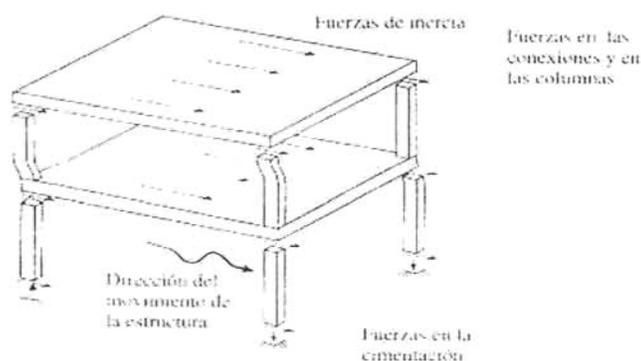


Figura 1.14

A medida que la intensidad de la excitación aplicada al edificio aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las que alteran su respuesta, el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez tiende a bajar y el amortiguamiento tiende a aumentar.

La magnitud de estas modificaciones es muy distinta para diferentes tipos de sistemas y materiales. El acero, por ejemplo, mantiene su comportamiento lineal hasta niveles muy altos de esfuerzos, correspondientes a la fluencia. El concreto tiene una reducción significativa en su rigidez cuando los esfuerzos de compresión exceden a 50 % de la resistencia, pero sobre todo, la rigidez de estructuras de este material se ve disminuida por el agrietamiento de las secciones que están sujetas a momentos flexionantes elevados.

Una fuente importante de cambio en las propiedades dinámicas de las construcciones es el efecto de los elementos no estructurales, o sea de los recubrimientos y paredes divisorias que para niveles bajos de sollicitación pueden contribuir significativamente a la rigidez, pero que después se agrietan o se separan de la estructura principal.

1.7.2.- Daños Estructurales más Comunes

La causa mas frecuente de colapso de los edificios es la insuficiente resistencia a carga lateral de los elementos verticales de soporte de la estructura (columnas o muros), debido a que el flujo de las fuerzas de inercia desde las partes superiores hacia la cimentación, generan fuerzas cortantes crecientes hacia los pisos inferiores de la estructura las cuales deben ser resistidas por los elementos verticales. (Figura 1.15).

Para un correcto comportamiento sísmico, la resistencia no es el único factor importante.

La capacidad de deformación, o la ductilidad, es una propiedad que puede salvar un edificio del colapso. El detallado de las secciones para evitar una falla frágil y proporcionar capacidad de deformación es un aspecto básico del diseño.



Figura 1.15

Las conexiones entre los elementos estructurales que tienen la función de resistir las fuerzas sísmicas son zonas críticas para la estabilidad de la construcción, se presentan en ellas con frecuencia concentraciones elevadas y situaciones complejas de esfuerzos que han dado a numerosos casos de falla. Particularmente críticas son las conexiones entre muros y losas a base de paneles, y entre vigas y columnas en estructuras de marcos. Las fallas en las conexiones son generalmente de tipo frágil, por lo que deben protegerse estas zonas con particular cuidado. (Figura 1.16)



Figura 1.16

Un ejemplo de falla de conexión se tiene en edificios de losas planas (apoyados directamente sobre columnas sin vigas). Por los esfuerzos cortantes elevados en la losa alrededor de la columna puede ocurrir una falla por punzonamiento que deja sin apoyo los sistemas de piso y da lugar a un colapso total de los edificios que dejan paradas solo las columnas. (Figura 1.17)



Figura 1.17

Los casos de volteo en edificios por efectos sísmicos son escasos, pero pueden ocurrir en estructuras esbeltas. (Figura 1.18)



Figura 18

Una situación frecuentemente ignorada, pero que ha dado lugar a daños severos en edificios construidos en las zonas blandas del valle de México, es el golpeteo entre edificios adyacentes que vibran de manera diferente y entre los cuales no se ha dejado una separación suficiente. Finalmente, el diseño sísmico no debe limitarse a la protección de la estructura contra el colapso, sino debe cuidar también que, por lo menos ante sismos moderados, no se presenten daños en los elementos divisorios o de fachada, los recubrimientos, los equipos e instalaciones, ya que son la causa de mayor pérdida económica debida a los sismos (Figura 1.19)



Figura 1.19



Escuela Nacional de Estudios Profesionales
Aragón U.N.A.M.
“Criterios de Estructuración y Diseño Sísmico
de Edificios”



CAPÍTULO II

“REACCIÓN DEL EDIFICIO AL MOVIMIENTO DEL SUELO”

REACCIÓN DEL EDIFICIO AL MOVIMIENTO DEL SUELO

La respuesta sísmica de una estructura depende tanto de las características de la excitación como de las propiedades dinámicas de la estructura misma. Interesa destacar lo anterior, ya que es importante que el sistema estructural adoptado tenga características tales que conduzcan a la respuesta sísmica más favorable.

A continuación se dará una breve descripción de las principales propiedades dinámicas de la estructura que influyen en su respuesta a temblores.

2.1 FUERZAS DE INERCIA

Si aplicamos una carga dinámica a una estructura, las deformaciones que varían con el tiempo producen aceleraciones, y las aceleraciones, de acuerdo al principio de D' Alembert, inducen fuerzas de inercia que resisten al movimiento de la estructura. En estas condiciones, la estructura queda sujeta a dos cargas: la fuerza externa P , que causa el movimiento y las fuerzas $P(t)$, que resisten a la aceleración inducida.

La magnitud de las fuerzas de inercia depende de la flexibilidad y masa. Si las cargas se aplican lentamente, las fuerzas de inercia serán pequeñas y podemos ignorarlas tratando el problema como si fuera estático; si la aplicación de la carga es súbita, las fuerzas de inercia adquieren importancia (en relación a las cargas externas), y sus efectos se harán sentir en los esfuerzos resultantes.

Durante un evento sísmico, las fuerzas de inercia son las que activan los miembros estructurales, así mismo, la masa, tamaño y forma del edificio (su configuración) determinan parcialmente tanto la naturaleza de estas fuerzas como la manera en que serán resistidas.

2.2 PERIODO Y RESONANCIA

Para comprender el significado del periodo de una estructura, consideremos un péndulo, el tiempo que emplean hacer su recorrido completo de un lado a otro, incluyendo su ida y vuelta, se llama periodo.

Para una longitud dada de la cuerda del péndulo, aunque la fuerza que lo impulsa varía en intensidad, el periodo es prácticamente constante, solo se podrá alterar cambiando la longitud de la cuerda. A mayor fuerza de impulso habrá un más amplio recorrido, pero el periodo será el mismo, pues en proporción a la trayectoria variará la velocidad.

Así como en el péndulo el movimiento se va disminuyendo por el rozamiento del hilo con la argolla de la que pende, en el de una barra empotrada (que asemeja al de un edificio) se opone su misma resistencia, que va verificando el fenómeno llamado "disipación de energía", y que la disipa deformándola plástica o elásticamente, convirtiendo la energía en calor.

En igualdad de circunstancias y dentro de unos límites reducidos de movimiento en los que la barra no sufra roturas ni deformaciones plásticas, tendrá el mismo periodo.

Una barra empotrada puede tener varias masas y todo edificio, bajo algunas reservas, se puede considerar como una barra empotrada en el terreno, suponiendo convencionalmente, que las masas están concentradas a la altura de los diferentes entre pisos. (Figura 2.1A y B).

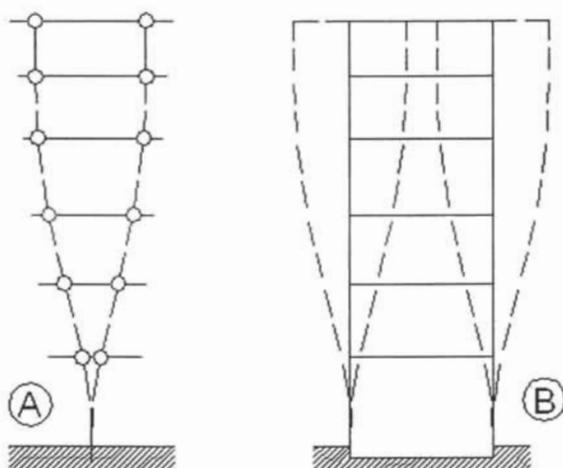


Figura 2.1

Tanto en el caso del péndulo como en el de la barra empotrada, la velocidad de la masa no es uniforme. Al pasar por el centro es más rápida y va disminuyendo hasta llegar a cada uno de los extremos del recorrido, donde esa masa se detiene totalmente para iniciar su regreso.

La proyección horizontal del movimiento del péndulo, se puede expresar como la que tendría en el diámetro de un círculo un punto que lo recorriera con velocidad uniforme (figura 2.2). Como se ve, en ese diámetro la velocidad resulta mayor al pasar por el centro y llega a nulificarse al alcanzar los extremos.

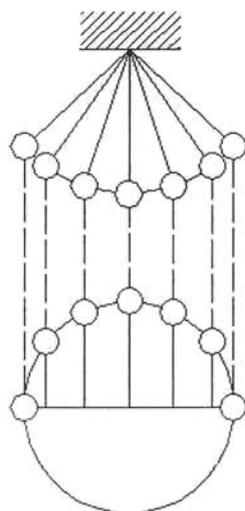


Figura 2.2

Como nos estamos refiriendo a deformaciones proporcionalmente pequeñas, podemos admitir que la barra empotrada con la masa en el extremo se desaloja según la figura 2.3C, semejante, para el caso, a la D.

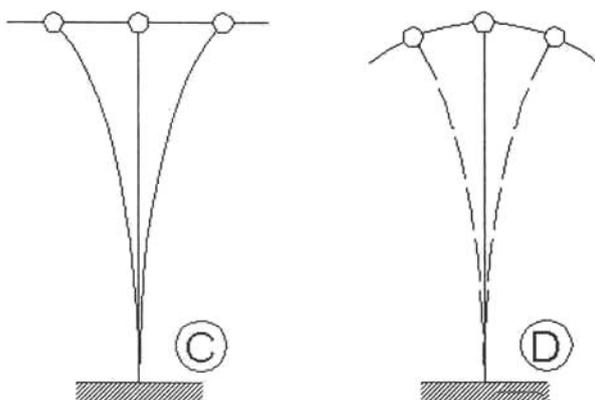


Figura 2.3

Si se trata de una barra con varias masas, se deformara según la figura 2.4E, en ves de hacerlo según la curva mas apegada a la realidad (figura 2.4 F)

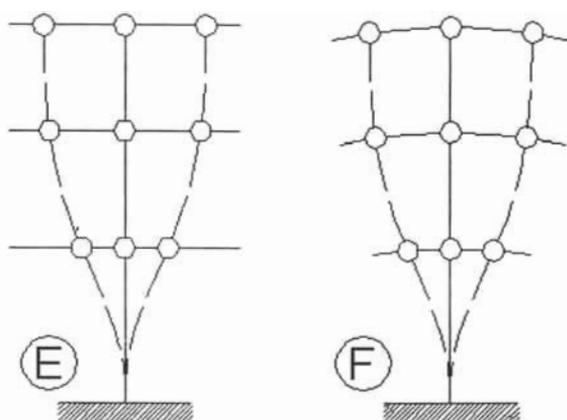


Figura 2.4

Independientemente del número de masas, el período de vibración de un edificio es el tiempo que dura su oscilación completa, mientras no se salga su estructura o construcción de los límites elásticos, tendrá siempre la misma duración y corresponderá también a una misma velocidad angular.

A este período de vibración que podríamos llamar sencilla, se le designa como período fundamental de vibración, donde la forma que tome al deformarse dependerá del peso de las masas y de la rigidez de los diferentes tramos o segmentos de la misma.

Mientras las masas y los segmentos no varían, la silueta de la barra deformada podrá alejarse más o menos de la línea central, según el esfuerzo que se le aplique, pero siempre conservará las mismas proporciones en sus diferentes deformaciones y, naturalmente, también su mismo período.

En cambio, mientras más se deforme, más fuerza llevará cada masa al pasar por el centro y, a la vez, la amplitud de la deformación dependerá de la fuerza o impacto que el terreno al moverse ejerza en la barra.

Al movimiento, donde la barra con todas sus masas pasa totalmente de un lado a otro, se le llama primer modo o modo fundamental de vibración. (Figura 2.5)

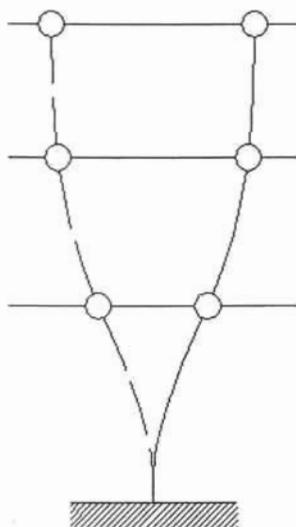


Figura 2.5

Si el terreno se mueve con un periodo de tiempo mas corto, independientemente de la fuerza con que lo haga, la barra podrá deformarse de una segunda manera (figura 2.6) llamada segundo modo de vibración.

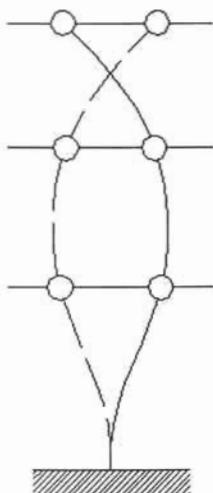


Figura 2.6

Si aun se reduce el periodo de tiempo del movimiento del terreno, la barra puede llegar a moverse de una tercera manera, y así sucesivamente de acuerdo al número de masas tendrá el número de vibraciones, cada una correspondiente a una velocidad angular del terreno.

Si el edificio vibra del modo fundamental, todas las masas se desplazarán a un mismo lado y sus fuerzas obrarán en igual sentido (figura 2.7G), pero si lo hace según sus otros modos subsiguientes, las fuerzas actuarán en diferentes sentidos. (Figura 2.7H e I)

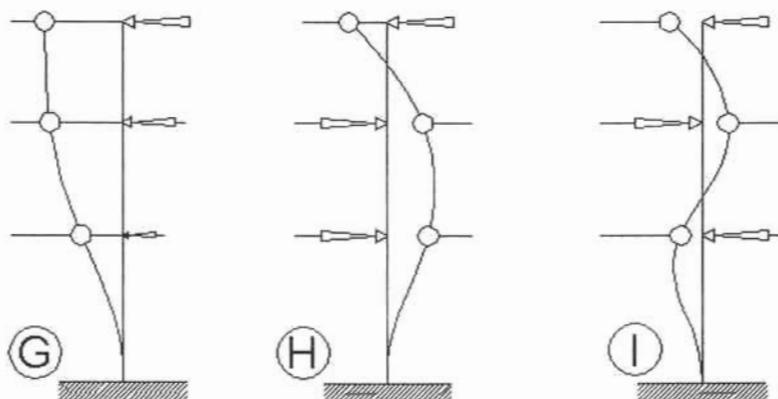


Figura 2.7

En cualquiera de los modos de vibrar, como sucede en el primero, con la intensidad de la fuerza que se ejerza en la base, pueden cambiar las amplitudes de los desplazamientos, pero estos en cada modo conservarán su proporcionalidad.

En todos los casos, para que haya equilibrio, la suma algebraica de las fuerzas que se verifican en las partes superiores, tendrá que ser igual y de sentido contrario a la que el terreno ejerce en la base.

Es muy posible que alguna o algunas de las fuerzas que se desarrollan en los niveles superiores, sean más intensas que la que se verifica en el terreno, pero hay una cosa muy importante:

“De acuerdo con el modo de vibración que corresponda, se verificarán en las distintas masas, diversos esfuerzos, que son precisamente los que necesitamos para calcular las estructuras”.

Cuando el periodo dominante del suelo cuyos valores oscilan entre 0.5 y 1 seg. Coincide con el periodo de vibración de la estructura ocurre el fenómeno de resonancia, que es la sincronización de movimientos e impulsos entre el suelo y el edificio.

Con la presencia de este fenómeno se originan grandes deformaciones y, por tanto, grandes esfuerzos localizados en los nudos estructurales. Si la estructura está bien diseñada, aparecerán gran cantidad de rotulas plásticas que harán modificar el periodo propio de vibración del edificio, éste se aleja del de los impactos que están causando su ruina y la construcción tenderá a estabilizarse.

Si en los estudios iniciales se observa la presencia del fenómeno de resonancia, entonces sería recomendable cambiar las características de resonancia del edificio (ya que las del lugar son fijas), de tal manera que su propio periodo esté fuera del intervalo de los periodos probables del terreno, lo que reduce o elimina la posibilidad de una amplificación forzada de resonancia. Esto se podría hacer desde el principio del proceso de diseño, cuando se toman las decisiones fundamentales sobre configuración y materiales: si se va a diseñar un edificio alto o bajo, o si se va a utilizar una estructura de acero o de concreto.

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 en definir el comportamiento de una estructura ante temblores.

El periodo de vibración del edificio se calcula a partir de los valores de las masas y rigideces del mismo:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{K}{M}}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

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 solo como medios para estimar el orden de magnitud del periodo para fines de detectar errores gruesos en los 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 de 0.1 puede variar en un intervalo muy grande. En edificios sujetos a vibraciones de poca amplitud se han medido 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.

Formulas un poco más refinadas toman en cuenta el tipo de sistema estructural y hacen depender el periodo de la altura del edificio H en mts. Entre las más usadas están las siguientes:

$$T = C_T H^{3/4}$$

Donde C_T toma los siguientes valores:

0.085 para edificios a base de marcos de acero

0.075 para edificios a base de marcos de concreto

Para edificios con muros de rigidez o contravientos

Para edificios de concreto reforzado con muros de cortante y marcos de acero contraventeados es la siguiente:

$$T = \frac{0.05H}{\sqrt{L}}$$

Donde L es la dimensión de la planta en fts. En dirección del análisis.

Se obtiene una excelente aproximación con el "método del peso" (Wakabayashi 1985) que consiste en calcular la deflexión en la punta de la estructura sujeta a fuerzas laterales iguales en cada piso al peso de dicho piso con la expresión:

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

Estas formulas 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 de lago del Distrito Federal, este incremento suele ser entre 20 y 30%.

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 periodo de vibración que depende principalmente del espesor de los estratos de arcilla.

Los periodos dominantes del suelo para los distintos sitios del Valle de México, han sido determinados de pruebas geotécnicas, dando por resultado el mapa que se reproduce en la figura 2.8:

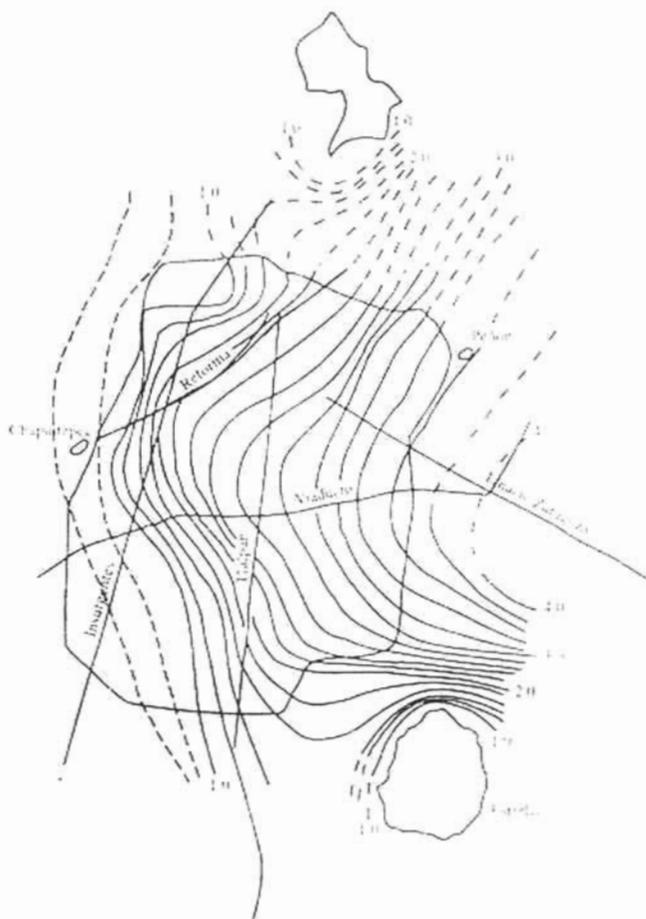


Figura 2.8

Con base a lo anteriormente expuesto podemos concluir lo siguiente:

Los periodos de vibración de la estructura son más largos cuando la velocidad angular es baja y mas flexible es la estructura, y también cuando el edificio es más alto y flexible.

En la misma zona y durante el mismo temblor, un edificio bajo puede vibrar del primer modo y un alto del segundo, tercero o cuarto, etc.

En el primer modo, la vibración corresponde a un periodo mayor, cuya duración va disminuyendo a medida que se presentan los modos subsecuentes.

Para el mismo edificio y dentro de los limites de la elasticidad, las duraciones de los periodos de los diferentes modos siguen una progresión definida.

En las zonas compresibles donde el periodo de vibración es largo se recomienda diseñar edificios rígidos, mientras que en zonas duras donde el periodo de vibración es corto es recomendable diseñar edificios flexibles.

Los mayores esfuerzos corresponden al primer modo de vibración.

2.3 AMORTIGUAMIENTO

El amortiguamiento es la capacidad de la edificación a neutralizar o suprimir la vibración, y por tanto, a disipar energía.

Esta característica se expresa normalmente como una fracción del amortiguamiento crítico, que se conoce como al valor del amortiguamiento que evita la oscilación. En los espectros de respuesta disminuye las ordenadas espectrales al aumentar el porcentaje de amortiguamiento crítico para un amplio intervalo de periodos (salvo para periodos muy cortos o muy largos en que la disminución es menos apreciable)

Los edificios no pueden resonar con la libertad de un péndulo porque están amortiguados, es decir, son muy ineficientes para vibrar, y cuando se ponen en movimiento tienden a regresar rápidamente a su posición original. El mayor o menor amortiguamiento en un edificio depende de las conexiones, de los elementos no estructurales y de los materiales empleados en su construcción. Un valor de amortiguamiento relativamente pequeño reduce considerablemente la respuesta sísmica de la estructura.

Las estructuras suelen tener amortiguamiento del orden del 3 al 10% del crítico, siendo menor el de las estructuras de acero soldadas y mayor el de las estructuras de concreto y mampostería. Un valor razonable de amortiguamiento es de 5% y muchas consideraciones de diseño están basadas en este valor.

El efecto del amortiguamiento se manifiesta en una reducción gradual de la amplitud de la respuesta.

El amortiguamiento de estructuras ante las perturbaciones sísmicas consiste en el amortiguamiento viscoso externo, el amortiguamiento viscoso interno, amortiguamiento de fricción de cuerpo y amortiguamiento de histéresis.

Amortiguamiento viscoso externo.- El agua o el aire que rodean una estructura causan este amortiguamiento.

Amortiguamiento viscoso.- Está asociado con la viscosidad del material, es proporcional a la velocidad, de manera que el factor de amortiguamiento se incrementa en proporción a la frecuencia natural de la estructura. Se incluye con facilidad en los análisis dinámicos al introducir un amortiguador. Frecuentemente se utiliza para representar toda clase de amortiguamientos.

Amortiguamiento por fricción de cuerpo.- Se le llama también amortiguamiento de Coulomb. Se presenta debido a la fricción en las conexiones o puntos de apoyo. Es

constante, independientemente de la velocidad o cantidad del desplazamiento, y usualmente se trata como pequeño, o como amortiguamiento histerético, cuando es alto. La fricción de cuerpo es grande en los muros de mampostería confinados cuando estos se agrietan y proporcionan una resistencia sísmica muy efectiva.

Amortiguamiento histerético.- Tiene lugar cuando una estructura esta sujeta a inversiones en el signo de la carga en el rango inelástico.

El amortiguamiento viscoso toma en cuenta fuentes de disipación de energía como fricciones internas, fricciones en los apoyos, elementos no estructurales, etc. 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. En realidad es difícil justificar reducciones.

En la tabla 2.1 muestra valores recomendados para los amortiguamientos de distintos tipos de estructuras.

| TIPO DE ESTRUCTURA | PORCENTAJE DEL AMORTIGUAMIENTO CRITICO | |
|---|--|----------------------------|
| | NIVELES BAJOS DE RESPUESTA | NIVELES ALTOS DE RESPUESTA |
| CONCRETO REFORZADO | 4 | 7 |
| CONCRETO PRESFORZADO | 2 | 5 |
| ACERO CON CONEXIONES DE SOLDADURA O DE PERNOS DE FRICCION | 2 | 4 |
| ACERO CON CONEXIONES DE TORNILLOS O REMACHES | 4 | 7 |
| MAMPOSTERIA | 4 | 7 |
| MADERA | 4 | 7 |

Tabla 2.1

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 diseñado 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.

Valores de Amortiguamiento para las Estructuras de Edificios

En la mayoría de los análisis de respuesta dinámica de estructuras de edificios, todas las diversas fuentes de amortiguamiento se representan por un amortiguamiento viscoso. En este caso, se toma en cuenta el amortiguamiento histerético al introducir un amortiguamiento viscoso equivalente. Sin embargo esta simplificación conduce a resultados erróneos cuando el nivel de deflexión es muy grande.

Cuando las estructuras de edificios se analizan para determinar su respuesta sísmica, se utilizan valores del factor de amortiguamiento de 0.02, entre 0.03 y 0.05 se utilizan en la practica japonesa para estructuras de acero y concreto reforzado o compuestas de acero y concreto reforzado.

Los niveles de amortiguamiento son naturalmente dependientes del nivel de deformación o esfuerzo en una estructura. Esto se refleja en los valores recomendados para el amortiguamiento dados en la tabla 2.2, donde los porcentajes de amortiguamiento critico se dan para niveles de esfuerzo de trabajo o niveles de esfuerzos no mayores que $\frac{1}{2}$ del esfuerzo en el punto de fluencia, y para niveles de deformación correspondientes a esfuerzos en o justamente por debajo de los niveles de fluencia.

Tabla 2.2- Valores recomendados para el amortiguamiento

| nivel de refuerzo | tipo y condición de la estructura | porcentaje de amortiguamiento crítico |
|---|---|---------------------------------------|
| esfuerzo de trabajo, no mas de aproximadamente 0.5 del esfuerzo de fluencia | a).- tubería o equipo muy importante | 1 a 2 |
| | b).- acero soldado, concreto presforzado, concreto adecuadamente reforzado (solo con grietas ligeras) | 2 a 3 |
| | c).- concreto reforzado agrietado considerablemente | 3 a 5 |
| | d).- acero remachado o atornillado, estructuras de madera con juntas clavadas o atornilladas | 5 a 7 |
| En o justamente por debajo del esfuerzo de fluencia | a).- tubería o equipo muy importante | 2 a 3 |
| | b).- acero soldado, concreto presforzado (sin perdida completa del presfuerzo) | 5 a 7 |
| | c).- concreto presforzado cuando se ha perdido totalmente el presfuerzo | 7 a 10 |
| | d).- concreto reforzado | 7 a 10 |
| | e).- acero remachado o atornillado, estructuras de madera con juntas atornilladas | 10 a 15 |
| | f).- estructuras de madera con juntas clavadas | 15 a 20 |

Los valores inferiores de la tabla deben usarse para estructuras en las cuales se desee diseñar muy conservadoramente y para los niveles superiores en estructuras ordinarias en general.

2.4 DUCTILIDAD

Un sistema es dúctil si es capaz de sufrir deformaciones considerables bajo carga aproximadamente constante, sin padecer daños excesivos o perdida de resistencia por aplicaciones subsecuentes de carga.

Las curvas 1 y 2 de la figura 2.9 muestran relaciones típicas entre la carga Q y la deflexión Y durante la aplicación primaria de carga en sistemas dúctiles y frágiles.

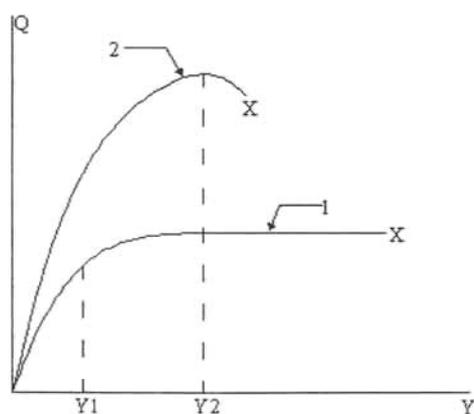


Figura 2.9

Sin embargo, cuando se deba considerar el efecto de varios ciclos de carga, no se puede inferir un comportamiento dúctil únicamente con la observación de curvas tales como las mostradas, asociadas meramente con la primera aplicación de carga; el daño producido durante los primeros ciclos de carga puede menoscabar la capacidad del sistema de absorber energía en ciclos posteriores, así como reducir la rigidez, tal como se muestra en la figura 2.10.

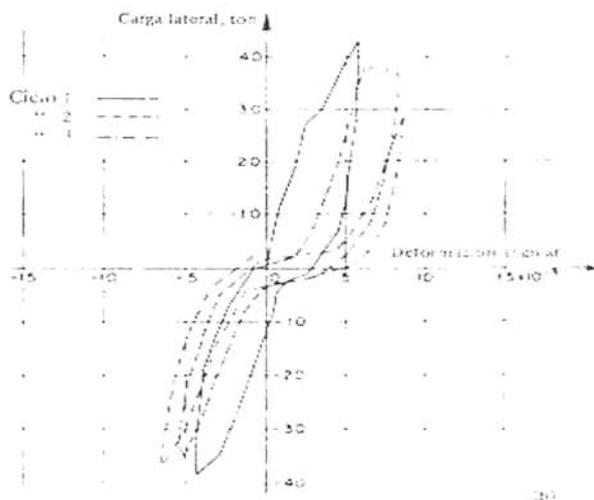


Figura 2.10

Típica de muros de cortante de muros de mampostería confinados por marcos de concreto reforzado. En este caso la pérdida de rigidez está asociada con el agrietamiento por tensión diagonal en el muro de relleno y las consiguientes deformaciones residuales. Los ciclos

histeréticos prácticamente estables encontrados para las juntas de acero estructural, como se muestra en la figura equivalen a un daño insignificante. (Ver figura 2.11)

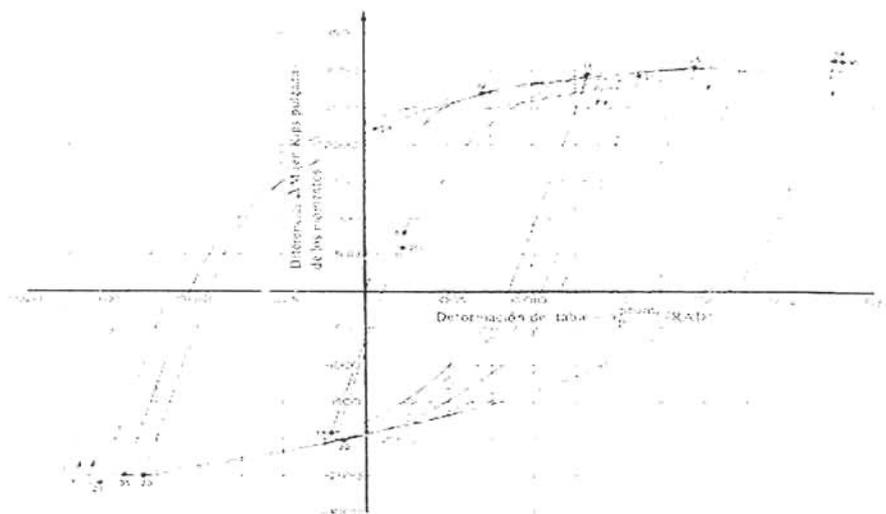


Figura 2.11

La capacidad de los sistemas estructurales para responder a excitaciones dinámicas representadas por curvas carga-deflexión, similares a la figura anterior, sirve de apoyo a los criterios comunes de diseño por sismo, que requieren que las estructuras soporten solo una fracción de las cargas laterales que tendrían que resistir si se exigiese que estas permanecieran dentro del rango elástico de comportamiento durante sismos intensos. De esta manera, la seguridad contra el colapso se puede lograr haciendo a la estructura fuerte, dúctil o diseñándola para una combinación económica de ambas propiedades.

Para algunos tipos de materiales y miembros estructurales, es difícil lograr una buena ductilidad y debe diseñarse entonces para cargas laterales relativamente altas, en otros casos es más barato proporcionar una buena ductilidad que una alta resistencia lateral, lo cual se refleja en la práctica del diseño. Sin embargo, la ductilidad en los materiales no implica necesariamente ductilidad en el sistema, puesto que los efectos $P-\Delta$ (interacción entre deflexiones laterales y las fuerzas internas producidas por las cargas de gravedad actuando en la estructura deformada) pueden conducir a una falla por inestabilidad cuando la rigidez lateral efectiva es muy baja.

La respuesta dúctil histerética proporciona una manera de transformar y disipar la energía cinética impartida a una estructura a través de su base. Tal respuesta implica normalmente algún grado de daño, y posiblemente el deterioro del sistema para resistir futuros sismos intensos. El daño puede acumularse durante eventos sucesivos y la capacidad del sistema puede verse seriamente afectada. Las decisiones concernientes a la extensión y nivel de daño que es aconsejable admitir son fundamentalmente de índole económica. El grado de daño estructural y sus efectos perjudiciales en el funcionamiento futuro, puede ser

controlado a cierto costo por medio de una selección adecuada de materiales y de detalles constructivos. El daño a elementos no estructurales puede prevenirse aislando a estos en las deformaciones de la estructura.

El factor de ductilidad se define como:

$$\mu = \frac{U_m}{U_y}$$

Donde U_m = desplazamiento máximo o deformación máxima permisible (límite útil de desplazamiento)

U_y = desplazamiento efectivo del límite elástico o deformación en el desplazamiento de fluencia efectivo (nivel efectivo de fluencia)

La ductilidad y reserva de capacidad están estrechamente relacionadas: sobrepasando el límite elástico (el punto en el que las cargas causan deformación permanente), los materiales dúctiles pueden soportar mayor carga antes de fracturarse completamente (ver figura 2.12).

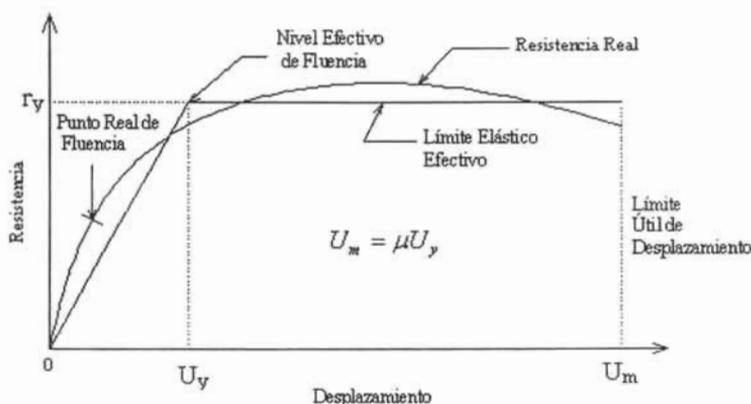


Figura 2.12

Además, las proporciones de los miembros, las condiciones de extremos y los detalles de conexión también pueden afectar la ductilidad. La capacidad de reserva es la aptitud de una estructura completa para resistir sobrecarga, y es dependiente de la ductilidad de sus miembros individuales. La única alternativa para no requerir ductilidad, es proporcionar resistencia para que los miembros no excedan los límites elásticos.

Para el cálculo de la fuerza cortante basal a partir de valores espectrales de respuesta es necesario hacer una distinción entre el factor de ductilidad de un miembro, el factor de ductilidad de un entrepiso en un edificio y el factor de ductilidad global del edificio, que están gobernados por el desarrollo de una relación resistencia-desplazamiento, en la que el

desplazamiento es la deformación longitudinal en un miembro a tensión o a compresión, la rotación de una junta o conexión en un miembro a flexión, o la deformación por cortante total en un muro de cortante.

El factor de ductilidad de entrepiso se define por medio de una relación, en la que el desplazamiento es la deflexión relativa entre el piso por encima y el piso por debajo del entre piso que se trata.

El factor de ductilidad global es un promedio pesado de los factores de ductilidad de entrepiso y miembro

El factor de ductilidad de miembro puede ser considerablemente más grande que el factor de ductilidad de entrepiso, que a su vez puede ser algo más grande que el factor de ductilidad global.

Los factores de ductilidad para el acero son generalmente mas altos que para concreto reforzado. Además son mayores en tensión que en flexión, y mayores en flexión que en compresión. Los factores de ductilidad en cortante tienen generalmente un valor intermedio entre los de flexión y compresión.

Para el concreto reforzado, la ductilidad es una función del estado de esfuerzos y de la disposición del refuerzo.

2.5.- COMPORTAMIENTO DÚCTIL NO LINEAL

Es importante que la estructura tenga un comportamiento inelástico adecuado, por lo cual debe poseer ante todo la habilidad de mantener su capacidad de carga para deformaciones muy superiores a la de fluencia. En la figura 2.13 se ilustra la diferencia entre un comportamiento dúctil y uno frágil (caracterizado por una perdida intempestiva de resistencia).

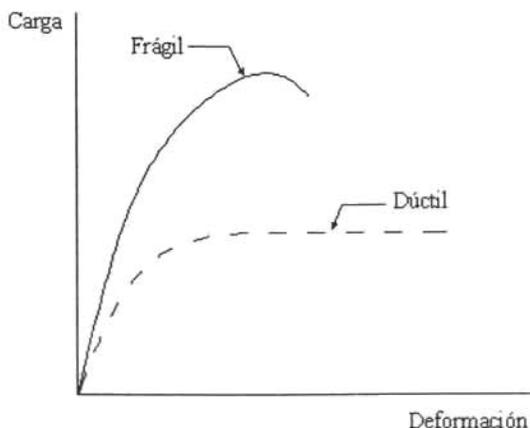
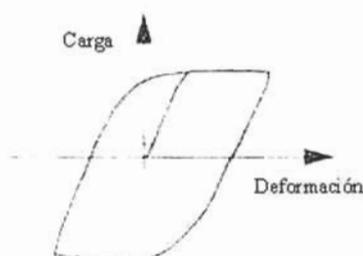


Figura 2.13

Debido a que el sismo introduce en la estructura varios ciclos de sollicitaciones en diversas direcciones, interesa el comportamiento ante repeticiones de cargas alternadas. Este se presenta mediante las curvas carga-deformación obtenidas de ensayos ante cargas alternadas; estas curvas tienen la forma de lazos de histéresis. 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.

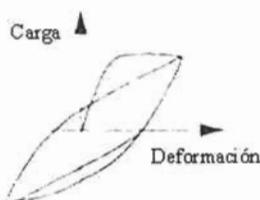
Debe procurarse que las estructuras que se construyan en zonas sísmicas sean capaces de desarrollar lazos de histéresis con un área incluida muy grande y que además sean estables en ciclos sucesivos, como los mostrados en la figura 2.14.



Lazo de Histéresis con Gran
Disipación de Energía

Figura 2.14

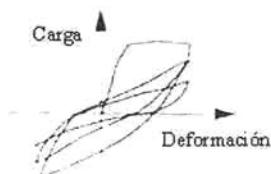
Es menos deseable un comportamiento como el representado en la figura 2.15, en que la rigidez y el área incluida se reducen en ciclos posteriores al primero, lo que conduce a una reducida capacidad de disipación de energía.



Comportamiento con Deterioro de
Capacidad de Disipación de energía

Figura 2.15

Sobre todo deben evitarse casos como el de la figura 2.16, en que la capacidad de la estructura se reduce con la repetición de ciclos, lo que representa un deterioro progresivo de la resistencia, que no solo reduce la capacidad de disipación de energía de la estructura, sino que deja afectada su resistencia para futuros eventos sísmicos.



Comportamiento con Deterioro de Resistencia

Figura 2.16

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

El comportamiento inelástico de las estructuras es tan importante como el comportamiento elástico en la práctica de un diseño sísmico, por las siguientes razones: la estructura de un edificio debe comportarse sin experimentar daño bajo sismos pequeños o medianos que puedan ocurrir durante su existencia. Además no debe sufrir un colapso con un fuerte movimiento sísmico que tenga recurrencias de 50 años o más. A menudo las estructuras diseñadas con esta filosofía están sujetas a fuerzas sísmicas medianas que las llevan al rango inelástico.

En algunas ocasiones, las fuerzas observadas han sido de tres a cuatro veces mayores que las que se especifican en los reglamentos, a pesar de ello, en la mayoría de los casos las estructuras no resultaron dañadas. Se cree que la disipación de energía debida al amortiguamiento histéretico es un margen adicional de seguridad que poseen estas estructuras. Diseñar estructuras que permanezcan elásticas bajo grandes movimientos sísmicos es muy costoso y se considera poco realista, excepto para las estructuras frágiles de mampostería con una gran rigidez lateral. El efecto de la disipación de energía que causa el comportamiento histéretico de la estructura de un edificio tendrá, por consiguiente, que evaluarse con precisión, partiendo de un análisis inelástico de la estructura.

El comportamiento dúctil no lineal de sistemas complejos resulta generalmente como consecuencia de deformaciones dúctiles locales o concentradas, que tienen lugar en aquellas secciones de una estructura en donde se alcanza la deformación de fluencia.

La ductilidad total o global es una propiedad de la curva carga-deformación expresada en términos de la resultante de las cargas externas actuantes en una porción grande de un sistema dado, es función de la relación de las contribuciones a la distorsión del entrepiso, de las deformaciones dúctiles concentradas y de las deformaciones elásticas distribuidas.

Puesto que las vigas son generalmente capaces de desarrollar mayores ductilidades que las columnas sujetas a grandes cargas de compresión, muchos marcos de edificios se diseñan con el criterio "columna fuerte-viga débil", según el cual se adoptan diferentes factores de

carga para diferentes fuerzas internas con la idea de que la fluencia sea mas probable en los extremos de las vigas que en los de las columnas.

La figura 2.17 describe un ciclo de carga y descarga mientras que el desplazamiento de la estructura se mantiene positivo y la estructura realiza lo que podría denominarse una "oscilación elastoplástica" como sugieren las flechas en el diagrama.

V_f sería la fuerza horizontal debida al sismo que produjera el inicio de la fluencia, con el desplazamiento horizontal Y_f , una vez alcanzado este nivel, la deformación continuaría hasta alcanzar el valor Y_{ep} , como máximo desplazamiento, como el ciclo que se describe. Eventualmente, el efecto sísmico produciría el retorno a la condición inicial siguiendo una línea de descarga. Sin embargo, habría quedado la deformación residual ($Y_{ep} - Y_f$) la que, como sugiere la figura, pudiera recuperarse, al menos parcialmente.

Sin tomar en cuenta la dinamicidad del fenómeno, uno tiende a suponer que una vez alcanzado el limite de fluencia, V_f , habría ocurrido el colapso de las estructura. Afortunadamente no es así, pero ha ocurrido el fenómeno conocido como disipación de energía en la cantidad que corresponde a las áreas rectangulares achuradas.

Vale introducir la definición de factor de ductilidad, μ , correspondiendo al número por el que ha de multiplicarse Y_f para obtener el máximo desplazamiento en el rango elastoplástico. En el caso de la figura ocurre que:

$$Y_{\text{máx}} = Y_{ep} = \mu Y_f$$

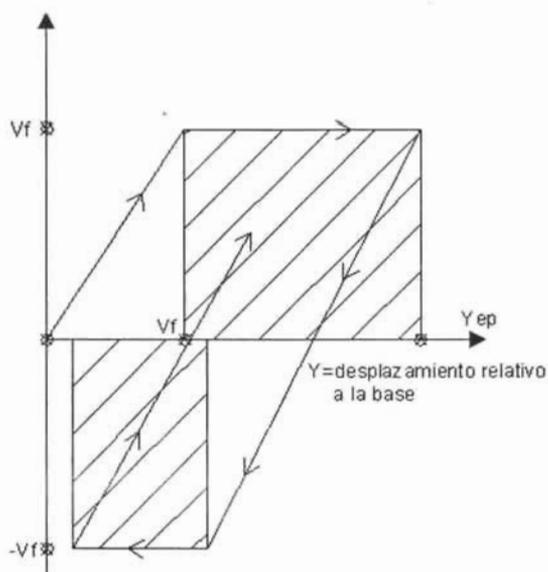


Figura 2.17

Una idealización común de las estructuras dúctiles es el sistema elastoplástico cuya curva de carga-deflexión es como la que se muestra en la figura 2.18.

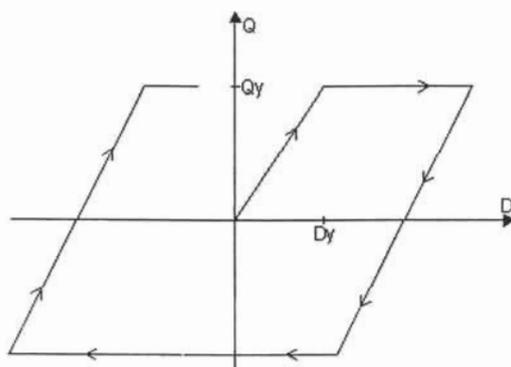


Figura 2.18

Durante la respuesta del sistema a un temblor intenso, el máximo desplazamiento relativo D excederá de la deformación de fluencia Y_y , mientras que la máxima fuerza lateral permanecerá con el valor de fluencia Q_y si se desprecian los efectos $P-\Delta$. Se dice que ocurre la falla si la demanda de ductilidad D/Y_y es mayor que la ductilidad disponible μ .

Los valores reales de los desplazamientos laterales relativos son iguales a μy_y , lo que implica que para periodos naturales grandes y moderados, estos desplazamientos son prácticamente insensibles a μ , mientras que para periodos naturales muy cortos tienden a ser proporcionales a μ . Los resultados descritos se pueden expresar de la siguiente manera:

Si un sistema elastoplástico simple con periodo natural inicial T debe desarrollar un factor de ductilidad μ durante un sismo, el coeficiente de cortante basal requerido se puede obtener aplicando un factor de reducción al valor espectral correspondiente de un sistema elástico con igual periodo natural y amortiguamiento; para valores moderados y grandes de T , el factor de reducción es igual aproximadamente a μ^{-1} , mientras que para periodos naturales pequeños estará comprendido entre μ^{-1} y 1. Los desplazamientos relativos serán igual a μ veces los del sistema elástico sujeto al cortante basal reducido, o sea, serán iguales aproximadamente a los del sistema elástico sujeto al sismo real no reducido, si T no es muy pequeño, o a μ veces los valores anteriores si T es casi cero.

Las conclusiones anteriores deben modificarse cuando se consideren sistemas cuya respuesta no se pueda idealizar como elastoplástica.

Las curvas con deslizamiento (figura 2.19) se presentan en los casos en que las cargas laterales se toman por medio de elementos estructurales que solo son capaces de resistir esfuerzos de tensión, como es el caso de los contravientos.

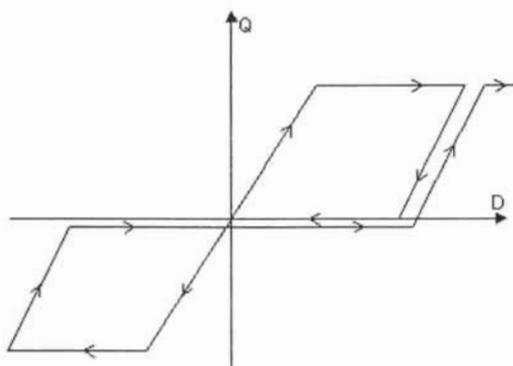


Figura 2.19

Las curvas elásticas con fluencia (figura 2.20) reflejan el comportamiento de vigas de concreto presforzado sujetas a momentos extremos asimétricos, se caracterizan a menudo por lazos histeréticos muy estrechos.

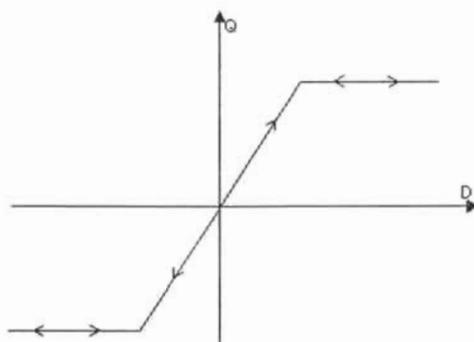


Figura 2.20

Las curvas degradantes (figura 2.21) se encuentran frecuentemente en sistemas en los que una porción considerable de la resistencia lateral se debe a miembros construidos con materiales frágiles, y en los que no se han tomado precauciones adecuadas para prevenir daño excesivo cada ciclo de aplicación de cargas.

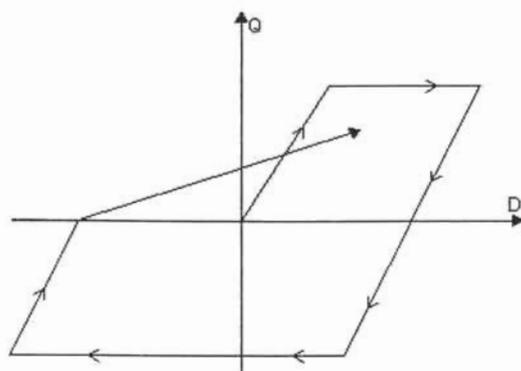


Figura 2.21

En algunos tipos de estructura, la fuerza se puede degradar después de cada cambio completo de signo en la carga. Aparentemente estas estructuras se deformarán en un mayor grado en ciclos subsiguientes de carga que las estructuras que no presentan dicha degradación.

El acero es dúctil y revela un comportamiento muy estable bajo los cambios de signo de carga. Sin embargo, los miembros de acero en los marcos pueden no ser tan dúctiles en algunas condiciones, aunque el material lo sea. El deterioro de dichos miembros y marcos ocurre principalmente debido al pandeo o a la falla frágil de las conexiones.

El comportamiento degradante de las estructuras de concreto es más significativa que la de los miembros de acero. La degradación es especialmente notable cuando la falla de cortante o de adherencia tiene lugar en los miembros, conexiones o en los muros de cortante.

Las curvas inestables (figura 2.22) se producen por la influencia de cargas verticales considerables, actuando sobre los desplazamientos de la estructura deformada.

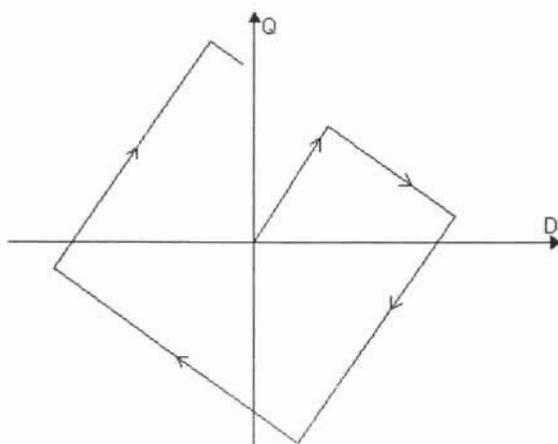


Figura 2.22

Crterios de Falla

Existe la hipótesis de que el factor de ductilidad permisible está relacionado con la fatiga de pocos ciclos de la estructura (Minai, 1970; Yamada y Kawamura, 1976). La fatiga de pocos ciclos se define como la falla provocada por las inversiones en el signo de las cargas en que el nivel de la fuerza está próximo a la fuerza de fluencia para la estructura. Este concepto implica que el daño no se acumulara si la fuerza aplicada queda por debajo de un cierto nivel. Kato y Akiyama (1977) han propuesto otra hipótesis en la que se introduce el término *deflexión plástica acumulativa*. En este concepto, la falla ocurre cuando la deflexión plástica acumulativa provocada por la inversión de la carga alcanza un valor límite.

2.6.- TORSIÓN

Cuando se presentan desequilibrios estructurales en una edificación, debidos a la distribución de masas y rigideces, se pueden generar efectos torsionales, siendo la torsión una de las principales causantes de los daños producidos por los sismos en las edificaciones.

La torsión consiste en la acción de dar vueltas a un objeto, en este caso un edificio, por sus dos extremos (superior e inferior), rotando cada uno de ellos en sentido contrario.

Al rotar la base de una edificación debido a los efectos de un sismo, por inercia los pisos superiores seguirán el movimiento de la base, pero mientras estos intentan alcanzar su posición relativa en la edificación, la base ya se está regresando con el movimiento del suelo, por lo que se generan en el extremo superior de la edificación rotaciones en el sentido contrario.

Si la distribución de los componentes resistentes a las fuerzas laterales no es simétrica se produce un desplazamiento del centro de rigidez con respecto al centro de masa y la

edificación rotará, por el cual, para que una edificación se mantenga en equilibrio y para que al aplicar una fuerza horizontal se produzcan desplazamientos mas no torsiones, deberán coincidir el centro de masas con el centro de rigidez. (Figura 2.23)

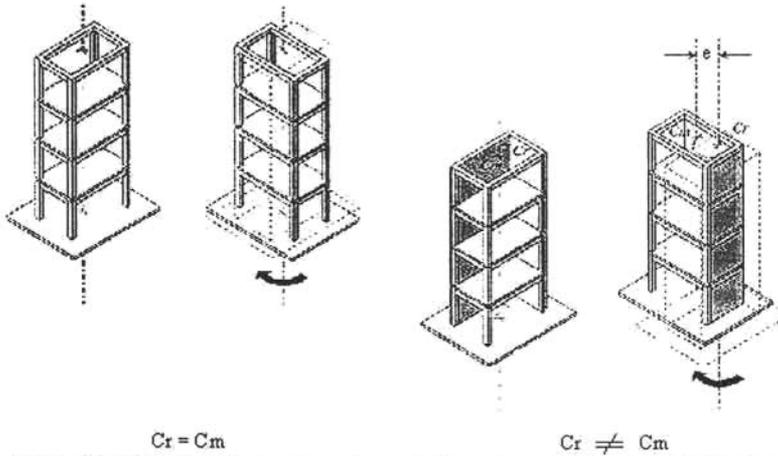


Figura 2.23 Desplazamiento del centro de rigideces con respecto al centro de masas

El centro de masa o centro de gravedad de un objeto es el punto donde se podría equilibrar exactamente sin provocar torsión. La masa uniformemente distribuida produce la coincidencia de un centro geométrico de planta con el centro de masa. (Figura 2.24)

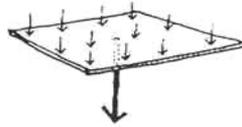


Figura 2.24

Una distribución excéntrica sitúa el centro de ésta lejos del centro geométrico. (Figura 2.25)

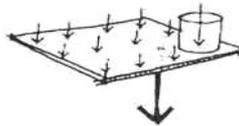


Figura 2.25

Si la masa dentro de un piso se distribuye de manera uniforme, entonces la fuerza resultante de la aceleración horizontal de todas sus partículas de masa se aplica a través del centro del piso. (Figura 2.26)

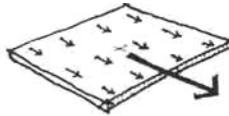


Figura 2.26

El centro de torsión de un entrapiso puede definirse como el punto por el cual debe pasar la fuerza cortante del entrapiso para que éste no experimente torsión.

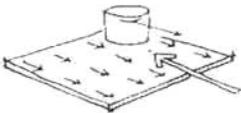
Si la resultante de la resistencia (proporcionada por muros y marcos) pasa a través de este punto, y por tanto coincide con la resultante de las cargas, se mantiene el equilibrio dinámico de traslación, de otro modo se produciría rotación horizontal ó torsión.(Figura 2.27)



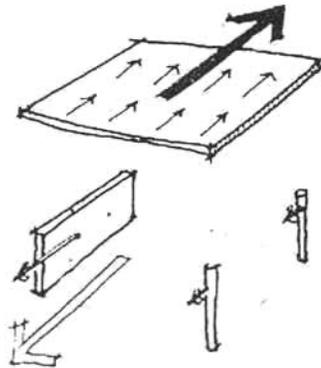
Figura 2.27

La excentricidad es la distancia entre el centro de rigideces y el centro de masa.

Si la masa esta situada excéntrica, la carga sísmica será también excéntrica, puesto que el sismo solo genera cargas por la presencia de masas, y la cantidad de carga es directamente proporcional a la cantidad de masa. Si la carga es excéntrica, entonces también la resistencia debe ser excéntrica, de tal modo que la localización del centro de masa y el centro de resistencia horizontal estén en el mismo punto y se evite la torsión. (Figuras 2.28a y b)



(a)



(b)

Figura 2.28

En la figura 2.29 se ve el efecto de torsión creado en una configuración sencilla de edificio. Se presenta torsión debido a que una fuerza lateral uniformemente distribuida no esta siendo resistida por una fuerza lateral uniformemente distribuida

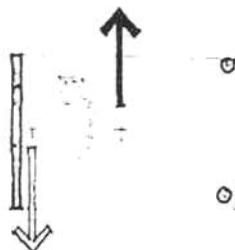


Figura 2.29

En un edificio en que la masa este distribuida en planta de una manera mas o menos uniforme (lo cual seria típico de una planta simétrica con masas uniformes de pisos, muros y columnas) la disposición ideal para los elementos resistentes a sismos es colocarlos simétricamente, en todas direcciones, de tal modo que no importe en que dirección sean empujados los pisos, ya que la estructura reaccionara con una rigidez equilibrada que evitara la rotación. De aquí la regla general de que la simetría es una característica valiosa de la configuración; sin embargo esta aseveración tiene una intención simplista.

A pesar del esfuerzo que se haga por reducir la excentricidad al mínimo en el diseño de la edificación, generalmente se puede producir una torsión o excentricidad accidental, generada por variaciones imponderables en los valores considerados para el calculo de los momentos torsionales, como son la alteración de rigidez por agrietamiento local, fluencias o por la contribución de elementos no estructurales. Estas variaciones se pueden producir por defectos en la construcción, concentración de quipo pesado o mobiliario, remodelaciones arquitectónicas, etc. y otros factores que no pueden ser considerados en el análisis inicial y los cuales se escapan de la mano del diseñador estructural.

Por estas razones se agrega una excentricidad accidental que considera principalmente incertidumbres en la estimación de masas y rigideces y las componentes rotacionales de los temblores ignoradas en el análisis

2.7.- RESISTENCIA Y RIGIDEZ

La resistencia y la rigidez son, intuitivamente, dos de las más importantes características de cualquier estructura.

Una medida de la rigidez es la deflexión, y para cargas verticales de gravedad, es en la mayoría de los casos el único aspecto que importa de la rigidez. El problema de la resistencia consiste en cómo resistir una carga dada sin exceder cierto esfuerzo; el problema de rigidez o deflexión horizontal es como prevenir que la estructura se salga de alineamiento mas allá de una cantidad dada.

Las rigideces relativas de los miembros son importantes algunas veces en el análisis bajo cargas gravitacionales, pero lo son mucho más en el análisis sísmico. Cuando un elemento horizontal rígido o un diafragma, como una losa de concreto, se une a elementos verticales resistentes, fuerza a estos elementos a deformarse lateralmente en la misma medida. (Puesto que el diafragma es rígido, puede suponerse para propósitos analíticos, que se traslada la misma cantidad en toda su área sin distorsión alguna). Si dos elementos (dos marcos, dos muros, dos miembros diagonales, o cualquier combinación) son obligados a deformarse lateralmente la misma cantidad, y si uno es más rígido, éste absorberá más carga. Solo si las rigideces son idénticas, se puede suponer que comparten igualmente la carga.

Por lo general los pisos o losas de concreto entran en la clasificación de diafragma rígido, y puesto que no es usual que todos los muros, marcos o marcos contraventeados sean idénticos, la evaluación de las rigideces relativas es un parte necesaria en la mayoría de los problemas de análisis sísmico.

Los muros absorben carga en proporción a su rigidez: al doblar su longitud, se dobla su resistencia al cortante, pero su rigidez asciende a más del doble, y por lo tanto absorbe más del doble de carga. Como puede observarse en la figura 2.30.

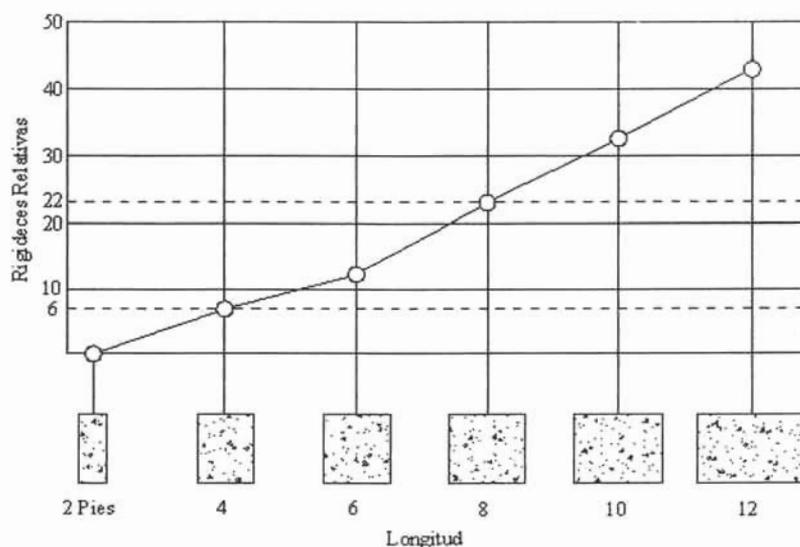


Figura 2.30

La rigidez estructural regula el periodo natural y, por consiguiente, las fuerzas sísmicas; estas últimas son menores para periodos más largos, o sea para rigideces pequeñas, pero entonces los desplazamientos y las deformaciones pueden resultar excesivos. Los criterios sísmicos deben tender a controlar las deformaciones, porque éstas son directamente responsables de los daños de los elementos no estructurales, del impacto con estructuras adyacentes, del pánico y de la incomodidad.

La rigidez es también la variable principal que regula la seguridad contra la inestabilidad.

Los desplazamientos laterales y las fuerzas internas producidas por el movimiento horizontal del terreno se amplifican por la interacción entre las cargas de gravedad y los desplazamientos mencionados.

2.8.- ESPECTROS DE RESPUESTA

El espectro de respuesta es un diagrama de la respuesta máxima de un sistema elástico de un grado de libertad, con amortiguamiento a fuerzas o a movimientos dinámicos.

Para los propósitos de estudios estructurales, se utiliza ampliamente para representar las características del movimiento del terreno.

Los espectros de respuesta varían mucho con el periodo natural de vibración. Sin embargo, para los propósitos del diseño son de mayor significación los espectros generalizados en lugar de un espectro específico.

Las medidas más comunes de respuesta son: el desplazamiento máximo, D , que es una medida de la deformación en el resorte del sistema, la máxima seudovelocidad relativa, V , que es una medida de la absorción de energía en el resorte, y la máxima pseudoaceleración, que es también una medida de la fuerza máxima en el resorte.

Hay tres tipos de espectros: el de velocidad, de aceleración y desplazamiento.

El espectro de velocidad es casi constante en un intervalo de periodos naturales más largos. (Figura 2.31).

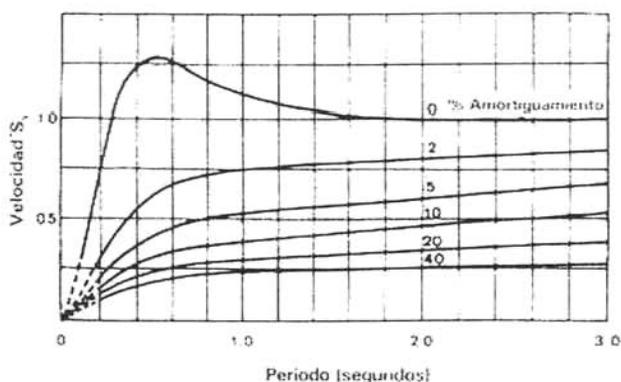


Figura 2.31

El espectro de aceleración decrece al prolongarse el periodo natural. (Figura 2.32)

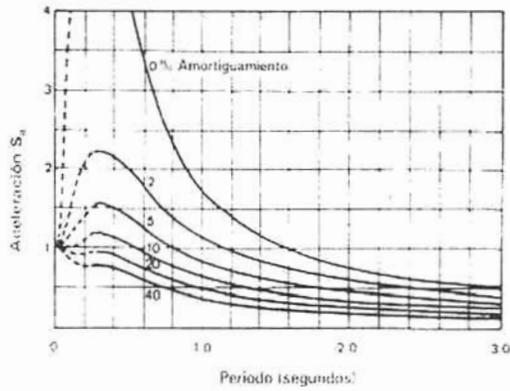


Figura 2.32

El espectro de desplazamientos se incrementa en proporción al periodo natural. (Figura 2.33)

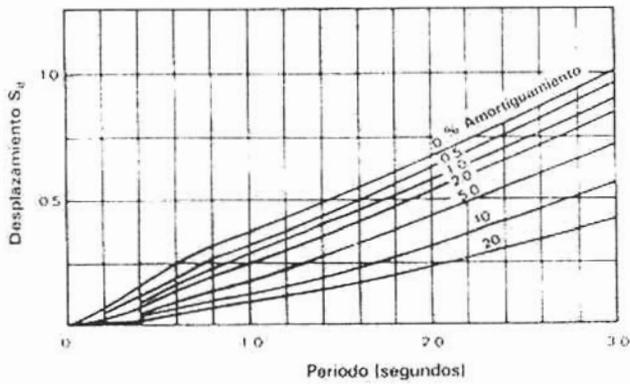


Figura 2.33

La figura 2.34 presenta croquis burdos de estos tres espectros

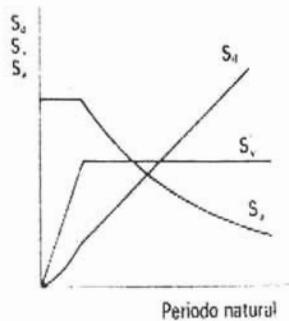


Figura 2.34

Para espectros de terreno firme, al tender el periodo a cero, la aceleración espectral tiende a la máxima aceleración del terreno, puesto que una estructura con periodo natural nulo es infinitamente rígida o bien no posee masa, y por consiguiente queda sometida al mismo movimiento del terreno. Al tender el periodo a infinito, la deformación o desplazamiento espectral tiende al máximo desplazamiento del terreno, ya que la estructura se acerca a la condición de una masa suspendida en el aire. En la porción intermedia la velocidad espectral esperada para una velocidad máxima dada del terreno es prácticamente independiente del periodo.

Una vez que se conocen el periodo natural y el coeficiente de amortiguamiento de una estructura, se puede determinar a partir del espectro de aceleración la respuesta máxima de la estructuras sujeta a un movimiento sísmico.

Ya que los espectros de velocidad, aceleración y desplazamiento se correlacionan entre sí, se puede trazar en una sola figura como se muestra en la figura 2.35.

En ésta, la abscisa designa el periodo natural y la ordenada el espectro de velocidad, en que ambos ejes siguen una escala logarítmica. El espectro de desplazamiento (S_d) y aceleración (S_a) se leen en ejes inclinados -45° y 45° respecto a la abscisa

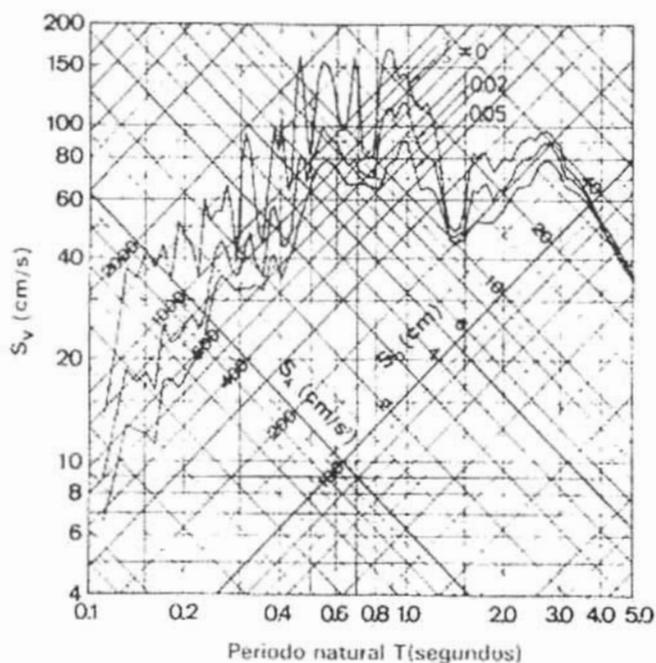


Figura 2.35

Aunque las respuestas espectrales reales para movimientos sísmicos son bastante irregulares, tienen la forma general de un trapecoide; en la figura 2.36 se muestra un espectro simplificado, trazado en una grafica tripartita sobre papel logarítmico y modificado de tal manera que las diversas regiones del espectro queden suavizadas y representadas por segmentos de líneas rectas.

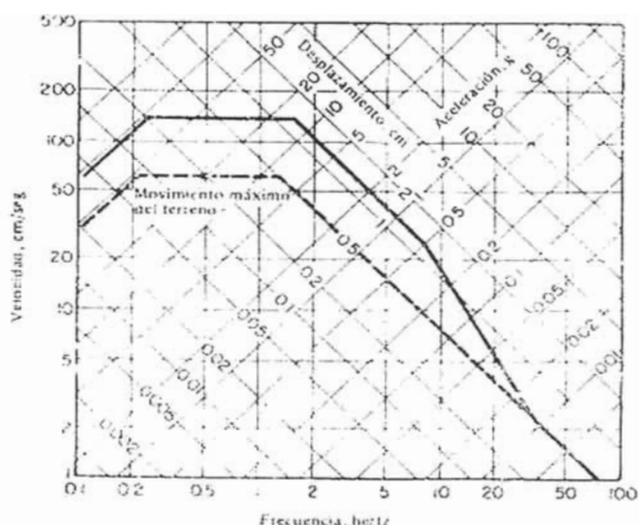


Figura 2.36 Espectro de diseño elástico, movimiento horizontal (0.5 g: aceleración máxima. 5% de amortiguamiento, una sigma de probabilidad acumulativa).

En la misma grafica se muestran los valores máximos de la aceleración, velocidad y desplazamiento del terreno. La figura indica por consiguiente que los valores espectrales pueden interpretarse como los máximos del movimiento del terreno multiplicados por factores de amplificación dependientes de la zona de frecuencias del espectro, según el cual la rigen desplazamientos, velocidades o aceleraciones. En la tabla 2.3 se muestran los factores de amplificación para varios valores de amortiguamiento para dos niveles de probabilidad, considerando la variación como logarítmica-normal.

| Amortiguamiento % del crítico | una sigma (84,1%) | | | mediana (50%) | | |
|----------------------------------|---------------------|------|------|-----------------|------|------|
| | A | V | D | A | V | D |
| 0,5 | 5,1 | 3,34 | 3,04 | 3,68 | 2,59 | 2,01 |
| 1 | 4,38 | 3,38 | 2,73 | 3,21 | 2,31 | 1,82 |
| 2 | 3,66 | 2,92 | 2,42 | 2,74 | 2,03 | 1,63 |
| 3 | 3,24 | 2,64 | 2,24 | 2,46 | 1,86 | 1,52 |
| 5 | 2,71 | 2,3 | 2,01 | 2,12 | 1,65 | 1,39 |
| 7 | 2,36 | 2,08 | 1,85 | 1,89 | 1,51 | 1,29 |
| 10 | 1,99 | 1,84 | 1,69 | 1,64 | 1,37 | 1,2 |
| 20 | 1,26 | 1,37 | 1,38 | 1,17 | 1,08 | 1,01 |

Tabla 2.3

La carga máxima aplicada a la estructura, por ejemplo el cortante máximo en la base $V_{\text{máx}}$ es:

$$V_{\text{máx}} = mS_a$$

Indicando que el cortante máximo se puede calcular con rapidez una vez que se conoce la masa de una estructura y la aceleración espectral.

Para pequeñas incursiones en el intervalo inelástico cuando este se considera representado por una curva de resistencia elastoplástica, el espectro de respuesta de aceleraciones decrece en un factor de $1/\mu$, donde μ es el factor de ductilidad. La reducción para las dos porciones izquierdas (D y V) del espectro de respuestas elástico mostrado en la figura 2.37 (a la izquierda de una frecuencia de aproximadamente 2 hz), es entonces por el factor $1/\mu$, y por el factor $1/(2\mu-1)^{1/2}$ en la porción de aceleración constante (A), aproximadamente entre frecuencias de 2 y 8 Hz. No hay reducción más allá de aproximadamente 33 Hz. Con este concepto se pueden obtener espectros de diseño que toman en cuenta la acción inelástica.

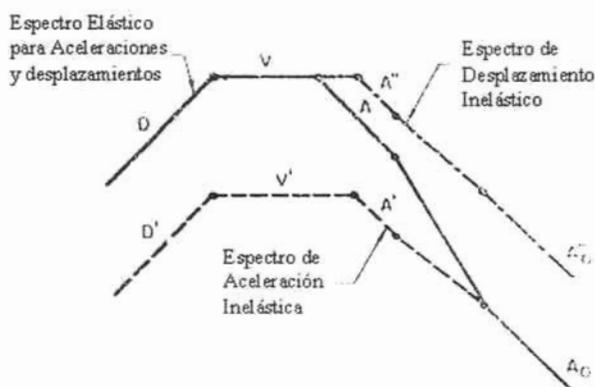


Figura 2.37 Modificación de los espectros de respuesta para periodos largos o frecuencia muy bajas

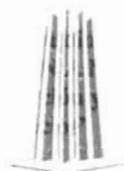
Los espectros de las dos figuras anteriores tienen una respuesta de velocidad constante V en el rango de frecuencias por debajo de 2 Hz con un quiebre a un desplazamiento constante por debajo de aproximadamente 0.2 Hz. Para estructuras con periodos largos, por ejemplo mayores que 1 seg, los valores espectrales no son suficientemente conservadores para los modos inferiores de vibración del método de análisis modal, y definitivamente tampoco lo son para el método de la fuerza lateral equivalente. Para lograr un espectro mas conservador para diseño, que tome en cuenta las incertidumbres implícitas en la combinación de las respuestas modales y otros factores, se sugiere el siguiente procedimiento: en el intervalo de frecuencia menores que 1 Hz, la respuesta espectral de velocidad deberá tomarse como el recíproco de la frecuencia a la potencia 1/3 o como el periodo a la potencia 1/3; numéricamente: $1/\omega^{1/3}$ ó $T^{1/3}$, en vez de tomarse con un valor constante como se muestra en las figuras. Esto corresponde a valores de la aceleración espectral en este intervalo, variando como el recíproco del periodo a la potencia 2/3 o directamente como la frecuencia a la potencia 2/3, en vez de variar como el recíproco del

periodo o directamente como la frecuencia, como se muestra en las figuras. En cualquier caso se sugiere que el espectro corresponda a un desplazamiento constante, igual al desplazamiento amplificado del terreno para periodos mayores que 6 seg, aproximadamente, o frecuencias menores que 1/6 Hz.

Los factores de ductilidad para estructuras se utilizan en forma tal que implica una reducción general en el espectro de diseño.



Escuela Nacional de Estudios Profesionales
Aragón U.N.A.M.
“Criterios de Estructuración y Diseño Sísmico
de Edificios”



CAPÍTULO III
“DISEÑO SÍSMICO”

3.1.-REQUISITOS DE DISEÑO Y PRINCIPIOS BÁSICOS

En la ingeniería sísmica cada línea posible de acción incluye la adopción de un sistema estructural y un criterio de diseño sísmico, mientras que la evaluación de las consecuencias implica estimar la respuesta estructural y, consecuentemente, el costo esperado del daño.

El diseño sísmico tiende a proporcionar niveles adecuados de seguridad con respecto al colapso frente a sismos excepcionalmente intensos, así como con respecto al daño a construcciones vecinas; busca también proteger las estructuras contra daños materiales excesivos bajo la acción de sismos de intensidad moderada, y poder asegurar simplicidad en las reparaciones o reconstrucciones requeridas, así como proporcionar protección contra la acumulación de daño estructural durante una serie de sismos.

Finalmente, deben garantizarse la seguridad y comodidad de los ocupantes y del público en general, asegurándose de que la respuesta estructural durante sismos de intensidad moderada no exceda de ciertos niveles dados de tolerancia, y de que el pánico no se presente durante sismos de intensidad moderada y alta, particularmente en edificios donde haya frecuentes concentraciones de personas.

El diseño sismorresistente no consiste solo en crear estructuras capaces de resistir un conjunto dado de cargas laterales, aunque tal capacidad es parte de un buen diseño. Implica más bien producir sistemas caracterizados por una combinación óptima de propiedades tales como resistencia, rigidez, capacidad de absorber energía y deformarse dúctilmente, que les permitirá responder a sismos frecuentes de intensidad moderada sin sufrir daños serios, y a sismos excepcionales de gran severidad sin poner en peligro su estabilidad.

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 en la vida esperada de la estructura es muy pequeña.

Por lo anterior, mientras que en el diseño para otras acciones se pretende que el comportamiento de la estructura permanezca dentro de su intervalo lineal y sin daño, aun para los máximos valores que pueden alcanzar las fuerzas actuantes, en el diseño sísmico se reconoce que no es económicamente viable diseñar las edificaciones en general, para que se mantengan dentro de su comportamiento lineal ante el sismo de diseño.

3.2.-OBJETIVOS DEL DISEÑO SÍSMICO

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, evitar daños de cualquier tipo ante sismos moderados que tengan una probabilidad significativa de presentarse en ese lapso.

Estos objetivos pueden plantearse de manera mas formal en términos de los estados limite siguientes:

Estado limite de servicio, para el cual no se exceden deformaciones que ocasionen pánico a los ocupantes, interferencia con el funcionamiento de los equipos e instalaciones, ni daños en elementos no estructurales.

Estado limite de integridad estructural, para el cual se puede 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.

Estado limite de supervivencia, para el cual puede haber daño estructural significativo, y hasta en ocasiones más allá de lo económicamente reparable, pero se mantiene la estabilidad general de la estructura y se evita el colapso.

En términos generales, pueden establecerse como objetivos del diseño sísmico:

- a) Evitar que se exceda el estado limite de servicio para sismos de intensidad moderada que pueden presentarse varias veces en la vida de la estructura.
- b) Que el estado limite de integridad estructural no se exceda para sismos severos que tienen una probabilidad de ocurrencia significativa en la vida de la estructura.
- c) 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 periodos de retorno; la tabla 3.1 muestra un esquema de este planteamiento e incluye periodos de retorno considerados aceptables para cada uno de los tres casos.

| Estado Límite | Intensidad Sísmica | Periodo de Retorno, años |
|------------------------|--------------------|--------------------------|
| Servicio | Moderada | 20-30 |
| Integridad Estructural | Severa | 50-100 |
| Supervivencia | Extraordinaria | 500-1000 |

Tabla 3.1

Los reglamentos en general, no establecen métodos explícitos para alcanzar estos objetivos, que estrictamente requerirían de análisis de tres niveles de sismos; tratan de cumplirlos de manera indirecta mediante un conjunto de requisitos que supuestamente lleven a ello.

3.3.- ASPECTOS PRINCIPALES DEL DISEÑO SÍSMICO

Los objetivos antes expuestos no se logran simplemente diseñando la estructura para que sea capaz de resistir un conjunto de fuerzas laterales, aunque esto es parte esencial 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 esta 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 simplistas, implica que la estructura posea una rigidez adecuada para limitar sus desplazamientos laterales y proporcionarle 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 la idoneidad del sistema adoptado depende en gran parte del 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.
- c) El dimensionamiento de las secciones. Los métodos de dimensionamiento de las secciones y elementos 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.

3.4.- ENFOQUES 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 fuera elástico-lineal.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) 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 requiere que se mantengan los desplazamientos laterales dentro de los 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 RCDF acepta desplazamientos relativos de entrepiso de 0.006 y 0.012 veces las altura del mismo entrepiso, según el edificio tenga o no ligados a la estructura elementos frágiles. Estas deformaciones son del orden de tres veces mayores que las que son suficientes para iniciar daños en los elementos no estructurales. Por tanto, eso implica de manera muy gruesa, que solo se pretende evitar daño no estructural para sismos del orden de un tercio 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). Solo 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 éste 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 que 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 para garantizar que no alcancen su capacidad cuando se forme el mecanismo.

Los criterios estáticos de diseño sísmico están formulados en términos de los coeficientes por los que las masas de cada estructura deben ser multiplicadas para obtener las cargas laterales de diseño; sin embargo en muchos casos, esos coeficientes se derivan de la respuesta dinámica de vigas de cortante lineal con distribución aproximadamente uniforme de masa y rigidez.

Los criterios dinámicos de diseño requieren generalmente de un análisis modal, por lo que la variación de masas y rigideces se toma en cuenta en la estimación de los coeficientes de carga lateral. Sin embargo el análisis falla en predecir la influencia del comportamiento no lineal, excepto en aquellos casos sencillos en que la disipación histerética de energía se distribuye uniformemente a través del sistema, y es incapaz de predecir concentraciones de la demanda de ductilidad e interacciones no lineales para la acción simultánea de varios componentes del movimiento del terreno.

Cualquiera que sea el criterio de diseño que se adopte, deben detectarse las desviaciones de las condiciones reales de aquellas que implican una disipación uniforme de energía, y evaluar su posible influencia en el comportamiento estructural.

3.4.1.- Métodos de Análisis

Los métodos de análisis que se utilizan para el diseño de las estructuras para edificios sismorresistentes se clasifican en un análisis estático y uno dinámico.

Procedimiento de la fuerza lateral equivalente.

Es un método que por simplicidad en el cálculo reemplaza la fuerza sísmica lateral por una fuerza estática lateral equivalente. La magnitud de las fuerzas se basa en una estimación del periodo fundamental, y su distribución en formulas simples apropiadas para edificios con una distribución regular de masa y rigidez sobre la altura.

Es común considerar las fuerzas laterales como una constante K multiplicada por el peso de cada elemento de la estructura. Recientemente ha habido una tendencia a utilizar el concepto del cortante sísmico en la base. Por tanto, la estructura se diseña para resistir una fuerza que se aplica en el terreno igual a la constante C_s multiplicada por el peso total de la estructura y que se transmite a cada piso de ella. C_s varía entre 0.05 y 0.2 y depende de las condiciones regionales y geológicas, la importancia, el periodo natural, la ductilidad y la distribución de rigidez de las estructuras y otros factores. Este método es usado por la mayoría de los reglamentos.

El cortante en la base se obtiene de la expresión:

$$V = C_s W$$

Donde:

W = carga gravitacional total del edificio; que incluye el peso de los miembros estructurales y no estructurales.

C_s = coeficiente de diseño sísmico que se define mediante la ecuación:

$$C = ZIKCS$$

En el cual:

Z = coeficiente dependiente de la zona

I = coeficiente de importancia de la ocupación

K = coeficiente que refleja el tipo de construcción, amortiguamiento, ductilidad, la capacidad de disipación de energía o ambas.

C = factor de respuesta sísmica que depende de los espectros de respuesta.

S = coeficiente para la resonancia del sitio de la estructura

La fuerza sísmica de diseño debe variar con la intensidad de los sismos que se esperan en el área en consideración y que a menudo se obtiene de un mapa de zonificación.

Los coeficientes de diseño sísmico C_s , de varios países se resumen en el anexo 2. Casi todos los países adoptan una definición similar para el coeficiente. No es posible la comparación directa de las fuerzas sísmicas, puesto que algunos países utilizan el diseño con esfuerzos permisibles, mientras que otros utilizan el diseño de resistencia última, además de las diferencias en las intensidades de un país a otro.

La distribución del cortante en la base para cada piso se obtiene por la superposición de varios modos de vibración. Varía con el espectro de respuesta sísmica, el periodo natural del edificio y de la distribución vertical de las masas y la rigidez del mismo.

Las fuerzas de diseño de acuerdo con el ATC-3 1978 se calculan con la ecuación:

$$F_x = C_{vx} V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Donde:

W = carga total del edificio

w_i, w_x = porción de W localizada en ó asignada al nivel i ó x

h_i, h_x = altura arriba de la base al nivel i ó x

n = al nivel mas alto en la porción principal del edificio

$k = 1$ para $T \leq 0.5$ seg.

$k = 2$ para $T \geq 2.5$ seg.

$k = 0.75 + 0.5T$ para $0.5 < T < 2.5$

Los edificios de periodo corto vibran en una forma triangular, mientras que aquellos con periodo relativamente largo vibran en una forma más parabólica (figura 3.1 A y B).

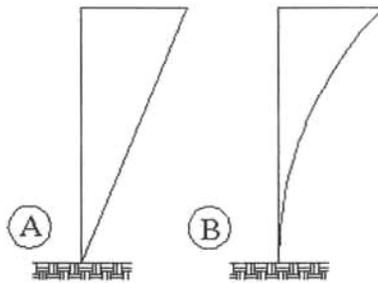


Figura 3.1

El UBC adopta las ecuaciones que consisten en una carga concentrada en el extremo superior del edificio y una carga distribuida de forma triangular (figura 3.2).

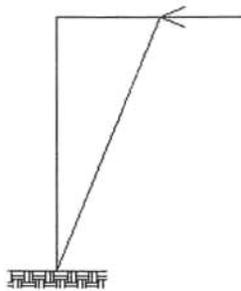


Figura 3.2

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

$$F_t = 0.07TV \leq 0.25V$$

$$F_x = \frac{(V - F_t)w_x h_x}{\sum w_i h_i}$$

F_t = porción de V concentrada en el extremo superior de la estructura.

F_x = fuerza lateral distribuida en toda la altura de la estructura.

Canadá, Nueva Zelanda y Rumania utilizan la misma ecuación. Japón ha adoptado la distribución ilustrada en D (figura 3), Italia ha adoptado A (figura 3)

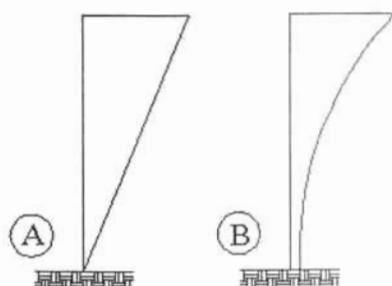


Figura 3

El cortante del piso en el nivel x , V_x , se puede calcular como la fuerza sísmica que actúa en todos los pisos sobre el nivel x (ATC-3 1978)

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

3.4.2.- Procedimiento del Análisis Dinámico

Puesto que la fuerza lateral que actúa durante un sismo no se puede evaluar en forma precisa por el procedimiento de la fuerza lateral equivalente, se adopta el análisis dinámico cuando se requiere una evaluación más acertada de la fuerza sísmica y el comportamiento estructural.

El análisis dinámico permite determinar la respuesta de una estructura estáticamente diseñada bajo una fuerza dinámica y valorar la seguridad de la respuesta de la estructura. Si la respuesta es insegura, el diseño se modifica para satisfacer el comportamiento requerido de la estructura.

Hay dos métodos tanto elástico como inelástico para el análisis dinámico, pero el primero se utiliza más a menudo por razones de simplicidad.

3.4.3.- Análisis Elástico Dinámico

La respuesta de una estructura bajo una fuerza sísmica se puede determinar en mejor forma mediante un análisis modal. Primero se obtienen las historias en el tiempo de la respuesta de cada modo característico; después se suman para obtener la respuesta de la historia en el tiempo del sistema de masas concentradas y con n grados de libertad.

El método se basa en el hecho de que para ciertas formas de amortiguamiento (que son modelos razonables para muchos edificios), la respuesta en cada modo natural de vibración puede calcularse independientemente de los otros, y las respuestas modales pueden combinarse para determinar la respuesta total. Cada modo corresponde con su propio patrón de deformación, la forma modal; con su propia frecuencia, la frecuencia modal, y con su propio amortiguamiento modal, y las historia de cada respuesta modal puede calcularse por medio del análisis de un oscilador de un grado de libertad, con propiedades escogidas para ser representativas del modo particular y el grado en que es excitado por el movimiento sísmico.

Es usual reemplazar la masa de cada piso por una masa concentrada en cada nivel. Existen tantos modos de vibración como el número de masas. Sin embargo, para simplicidad en el cálculo, este tipo de análisis necesita solo hacerse en los primeros modos, ya que la respuesta a sismos se debe principalmente a los modos inferiores de vibración. Normalmente se consideran los tres primeros modos para los edificios bajos y de mediana altura y seis modos para los de gran altura.

El cortante en la base V_n para el n ésimo modo, se obtiene a partir de las ecuaciones:

$$V_n = \frac{S_{an}}{g} W_n$$

$$W_n = \frac{\left(\sum_{i=1}^N w_i \phi_{in} \right)^2}{\sum_{i=1}^N w_i \phi_{in}^2}$$

En la cual S_{an} = la ordenada correspondiente al n ésimo período natural del espectro de respuesta de pseudoaceleraciones y el factor de amortiguamiento.

g = aceleración de la gravedad

w_i = peso concentrado en el i ésimo piso

ϕ_{in} = la amplitud de desplazamiento en el i ésimo nivel cuando vibra en el modo n ésimo.

N = número de pisos

El término S_{an} se puede obtener del espectro de diseño. El valor S_{an}/g corresponde al coeficiente de diseño sísmico C_s , que se obtiene con la ecuación:

$$V = C_s W$$

El ATC-3 lo determina como el producto de la zonificación, ductilidad y otros factores en una forma similar a la del procedimiento de la fuerza equivalente (ATC-3 1978).

La fuerza que actúa en el i -ésimo nivel debido a la vibración del n -ésimo modo es:

$$F_{in} = V_u \frac{w_i \phi_{in}}{\sum_{i=1}^N w_i \phi_{in}}$$

La deflexión modal δ_{in} en cada nivel se da por la siguiente ecuación:

$$\delta_{in} = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \left(\frac{T_n^2 F_{in}}{w_i} \right)$$

El desplazamiento lateral modal Δ_n se puede calcular como la diferencia δ_{in} para un piso y el inmediatamente abajo.

Los valores de diseño se obtienen al multiplicar estos por el factor de amplificación C_d , el cortante de entrepiso y los momentos modales se pueden obtener estáticamente al aplicar la fuerza horizontal F_{in} a las masas.

Un análisis modal completo proporciona la historia de la respuesta (fuerzas, desplazamientos y deformaciones) de una estructura a una historia específica de aceleración del terreno. Sin embargo la historia completa de respuesta raramente es necesaria para el diseño; bastan generalmente los valores máximos de respuesta durante la duración del sismo; este método se llama *análisis modal de historia en el tiempo*. Puesto que la respuesta en cada modo de vibración puede modelarse con base en la respuesta de un oscilador de un grado de libertad, la respuesta máxima en el modo puede calcularse directamente a partir del espectro de respuesta del sismo y se suman para determinar la respuesta máxima de todo el sistema. Este procedimiento se llama *análisis modal del espectro de respuesta*. La técnica de suma que generalmente se utiliza es el método de la raíz cuadrada de las suma de los cuadrados. Sin embargo, este método no se puede utilizar cuando, por ejemplo, hay algunos modos de vibración traslacional o torsional que tienen periodos casi iguales al del período natural, de manera que se presenta un acoplamiento. En dichos casos se requiere de la integración directa de la ecuación de movimiento.

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + kv = F(t)$$

El método modal no puede utilizarse para calcular las fuerzas de diseño en edificios, ya que estos generalmente se diseñan para deformarse bastante más allá del límite de fluencia durante movimientos moderados o muy intensos del terreno. Pueden obtenerse aproximaciones satisfactorias para las fuerzas y deformaciones de diseño a partir del método modal, usando el espectro de diseño para sistemas inelásticos en vez del espectro de respuesta elástica.

3.4.4.- Análisis Dinámico Inelástico

La metodología del análisis no lineal se adopta generalmente para estructuras sujetas a grandes desplazamientos (sismos grandes). Debido a que los desplazamientos considerables generalmente provocan movimientos significantes del punto de aplicación de las cargas.

Usualmente la estructura se reemplaza por un sistema de masas concentradas. Es necesario establecer un modelo de histéresis asociado con la fuerza restauradora. Después de determinar el factor de amortiguamiento y el modelo de histéresis y escoger un diseño apropiado para el sitio del edificio, se lleva a cabo la integración directa paso a paso mediante computadora. Los resultados importantes del cálculo son los valores máximos de la historia en el tiempo de cantidades como el cortante de entrepiso, el coeficiente del cortante de entrepiso, el momento de volteo, la deflexión, el desplazamiento lateral de entrepiso, la ductilidad del piso y la ductilidad del miembro.

3.5.- SELECCIÓN DEL ANÁLISIS

Mientras más riguroso sea el análisis del comportamiento de las estructuras bajo una fuerza sísmica, más confiable y económico será el diseño. Sin embargo, es racional, desde el punto de vista de la ingeniería, llevar a cabo un análisis apropiado al sistema estructural, a la configuración, el tamaño, la importancia y otras características relevantes de las estructuras en consideración.

Casas pequeñas de mampostería y de madera de un solo piso se pueden diseñar con seguridad, simplemente al especificar del lado seguro los elementos de soporte de las cargas laterales por unidad del área del piso, su disposición, los detalles estructurales y los materiales relacionados.

Para el diseño sísmico de las estructuras de mediano tamaño, se utiliza generalmente el procedimiento de la fuerza lateral equivalente definido por el reglamento. Se aconseja también verificar el diseño con los espectros de diseño que corresponden a la situación de la estructura.

El análisis modal se utiliza para estructuras comparativamente grandes e importantes. También se debe utilizar para estructuras con una distribución vertical no uniforme de rigidez o de masa, para que los modos se superpongan a fin de obtener una respuesta vibracional apropiada. En contraste, la técnica estática utiliza el primer modo de respuesta vibracional para cada piso, al suponer que la distribución vertical de rigidez y de masa es la usual.

Para edificios muy grandes e importantes y estructuras potencialmente peligrosas, a menudo se utiliza el análisis dinámico inelástico para asegurar cuando estas estructuras están sometidas a sismos severos.

Para los análisis dinámicos tanto elásticos como inelásticos, a veces se considera un sistema de masas concentradas como un modelo dinámico para análisis. Sin embargo, se deben tomar los modelos más complejos para el análisis de marcos estructurales sujetos a la

vibración torsional o a otra vibración complicada debido a la ausencia de acción de diafragma del piso.

Limitaciones de los Métodos de las Fuerzas Laterales Equivalentes y Modales.

A continuación se indican las hipótesis más importantes comunes a los métodos de la fuerza lateral equivalente y del análisis modal:

- a) Las fuerzas y las deformaciones pueden determinarse combinando los resultados de análisis independientes de una idealización bidimensional del edificio para cada componente horizontal del movimiento del terreno, e incluyendo momentos torsionantes determinados con una base directa y empírica.
- b) La respuesta estructural no lineal puede determinarse con un grado aceptable de exactitud por medio de un análisis lineal del edificio, usando el espectro de diseño para sistemas inelásticos.

Ambos métodos de análisis serán inadecuados si la respuesta dinámica del edificio es muy diferente de la que implican las hipótesis anteriores.

En particular ambos métodos pueden ser inapropiados si los movimientos laterales en dos direcciones ortogonales y los movimientos torsionales están fuertemente acoplados. Los edificios con grandes excentricidades de los centros de rigidez de entrepiso relativa a los centros de masa de piso, o los edificios con frecuencias naturales cercanas entre sí en los modos inferiores y centros de masa y rigidez prácticamente coincidentes, tienen movimientos laterales torsionantes acoplados. Para tales edificios no es suficiente analizar independientemente las dos direcciones laterales, y deben incluirse en el modelo idealizado por lo menos tres grados de libertad por piso (dos movimientos traslacionales y uno rotacional).

El método modal, con generalizaciones adecuadas de los conceptos, pueden aplicarse al análisis del modelo. Puesto que los modos naturales de vibración mostrarán una combinación de movimientos traslacionales y de rotación, al determinar los máximos modales, es necesario tomar en cuenta que un modo dado puede ser excitado por ambas componentes horizontales del movimiento del suelo, y modos que son esencialmente torsionantes pueden ser excitados por componentes traslacionales del movimiento del terreno.

Puesto que las frecuencias naturales de un edificio con movimientos laterales torsionantes acoplados pueden estar muy cercanas entre sí, los máximos modales no deben combinarse de acuerdo con la fórmula de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

El método de la fuerza lateral equivalente y ambas versiones del método modal - la versión más simple y la versión general con tres grados de libertad por piso, se aplican óptimamente al análisis de edificios en los que la demanda de ductilidad impuesta por los sismos se espera que esté distribuida esencialmente en forma uniforme en todos los pisos.

Para tales edificios, puede utilizarse la máxima ductilidad permisible para un sistema y material estructural particulares, para determinar el espectro de respuestas inelástico.

Si se espera que las demandas de ductilidad sean considerablemente diferentes de un entrepiso a otro, una manera simple de hacer el análisis sería disminuir los factores permisibles de la ductilidad al establecer el espectro de respuestas inelástico, obteniéndose fuerzas de diseño más grandes. Mientras que esta simplificación es un paso en la dirección correcta, los análisis precedentes pueden aun errar sistemáticamente del lado de la inseguridad, si las demandas de ductilidad se concentran en unos cuantos entrepisos del edificio. Para tales edificios, tal vez solo por medio de un análisis no lineal se pueden considerar explícitamente las propiedades reales de resistencia, y determinar la distribución de las demandas de ductilidad. Sin embargo, los análisis no lineales pueden no ser siempre prácticos ni conducir a resultados confiables.

3.6.- CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

Las disposiciones incluidas en estas normas tienen como objetivos:

Evitar pérdidas humanas y lesiones a seres humanos durante cualquier evento sísmico que pueda afectar al Distrito Federal (D.F.).

Impedir, durante los temblores de frecuente ocurrencia, daños en la estructura y en los componentes no estructurales, sin descartar la posibilidad de daños durante sismos de intensidad excepcional y de ocurrencia poco frecuente.

Lograr que a raíz de todo sismo que afecte al D.F. sigan operando las construcciones que prestan servicios esenciales.

Como índice de la acción sísmica de diseño se emplea el coeficiente sísmico, C , que representa el coeficiente de cortante basal, 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 .

$$C = \frac{V_s}{W}$$

Este coeficiente varía en función del tipo de suelo y de la importancia de la construcción.

Para edificaciones clasificadas en el grupo B, como los son viviendas, oficinas, locales comerciales, hoteles, etc. el coeficiente sísmico se tomara igual a 0.16 en la zona de lomas, 0.32 en la zona de transición y 0.40 en la zona lacustre. En la tabla 3.2 se observa los aumentos en el coeficiente sísmico.

| | Zona I | Zona II | Zona III |
|-------|--------|---------|----------|
| Antes | 0.16 | 0.20 | 0.24 |
| Ahora | 0.16 | 0.32 | 0.40 |

Tabla 3.2

Se observa que c aumentó en las zonas II y III cerca del 80%; en las estructuras del grupo A antes era 30% el incremento y ahora es 50%

Además de incrementar los coeficientes de diseño sísmico, en muchos casos se disminuyeron los factores reductores de resistencia y los factores Q , se aumentaron algunas cargas vivas de diseño y se marcaron requisitos más rigurosos de detalles estructurales, incrementando así de manera importante la resistencia de todos los edificios.

El valor de 0.4 adoptado para el coeficiente sísmico en la zona III implica una reducción al 40% de la ordenada máxima del espectro de aceleraciones para 5% de amortiguamiento, calculado a partir del registro mas intenso que se obtuvo en 1985.

Se considero adecuado no reducir los valores de c para el resto de las zonas II y III, pues se carecen de bases analíticas fehacientes que justifiquen esa reducción.

Considerando que es mayor la seguridad que se requiere para construcciones en que las consecuencias de 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, subestaciones eléctricas y telefónicas (clasificadas dentro del grupo A).

Para puntos representativos de las tres zonas del D.F. los valores de r , un exponente que depende de la zona en que se halla la estructura que consigna la tabla 3.3 son apreciablemente menores que los que se interferirían directamente de los espectros de aceleraciones de diversos temblores y los que resultarían directamente de los análisis unidimensionales.

| Zona | T_a | T_b | r |
|------|-------|-------|-----|
| I | 0.2 | 0.6 | 0.5 |
| II | 0.3 | 1.5 | 2/3 |
| III | 0.6 | 3.9 | 1 |

Tabla 3.3

Esta diferencia obedece a las siguientes consideraciones:

Cuanto menores sean las fuerzas por resistir mayores serán los márgenes de seguridad. Cuando $T > T_b$, las ordenadas espectrales son funciones decrecientes de r . De allí que proceda adoptar valores de este parámetro mas pequeños que los que resultarían de ajustarse a las ordenadas medias de los registros o a las esperanzas de las ordenadas calculadas.

Cuanto mayor es el periodo fundamental de vibración tanto mayor es el número de grados de libertad de la estructura que contribuyen a las respuestas de ésta y, en consecuencia, mas desfavorable puede ser la distribución de las demandas de ductilidad que se requieran para resistir una familia de cualquiera de macrosismos. Los efectos $P-\Delta$ son tanto más importantes cuanto mayores son la altura de un edificio y su flexibilidad y, por ende, cuanto mas largo es su periodo fundamental de vibración.

Dado que la posibilidad de inestabilidad de la estructura por efectos $P-\Delta$ es algo que aun no se analiza con gran precisión, conviene ser tanto mas conservadores en el diseño por fuerzas laterales cuanto mas largo sea el periodo fundamental de vibración; esto se logra justamente reduciendo los valores de r que se adopten para diseñar.

Cuando se considera el periodo dominante mas largo del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo-estructura, se disminuyen apreciablemente las incertidumbres en los periodos naturales de vibración de la estructura. Esto permite ser menos conservadores en el diseño, reduciendo tanto los valores de c y el ancho de la porción ancha del espectro en buena parte de las zonas II y III como las ordenadas de las envolventes de los espectros de diseño en amplios intervalos de los periodos naturales de la estructura para un valor de c .

El reglamento considera la alternativa de que los ingenieros estructuristas obtengan los espectros correspondientes a sitios y obras específicas, siempre y cuando se cumpla con niveles de seguridad razonables y los procedimientos utilizados reciban la aprobación de autoridades en la materia. Sin embargo, experiencias recientes han demostrado el mal uso de esta alternativa por diversos factores como desconocimiento de las bases teóricas sobre las que se apoyan los modelos unidimensionales para el calculo de las funciones de transferencia; desconocimiento de la teoría de vibraciones casuales; mal manejo e interpretación de los resultados de los programas de computadora que se usan comercialmente para estos fines, y practica defectuosa en la realización de pruebas de campo y laboratorio necesarias para estimar las propiedades de los depósitos del suelo. Por lo que deberá suprimirse el empleo de la misma.

Los coeficientes sísmicos sirven para construir los espectros de aceleraciones de diseño que se emplean para análisis dinámicos. Para el análisis estático puede emplearse el coeficiente sísmico C_s o un coeficiente reducido según el valor del periodo fundamental. Los espectros así constituidos son elásticos, y sirven para determinar las fuerzas laterales para las que haya que diseñar que no tenga una capacidad significativa de deformarse fuera de su intervalo elástico lineal. Se admiten reducciones en las ordenadas espectrales que están definidas por un factor Q 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.

3.6.1.- Elección del Tipo de Análisis

Método Simplificado de Análisis

La aplicación del método simplificado conduce a diseños menos conservadores que los obtenidos con el método estático, tanto por las aproximaciones empleadas para calcular los coeficientes de cortante basal como porque en el método simplificado no se tienen en cuenta las rigideces relativas, torsiones, momentos de volteo ni efectos P-Δ. Esto se justifica para edificios con muros de mampostería pues la experiencia del desempeño de estos edificios ante sismo cuando satisfacen los requisitos para hacer aplicable el método simplificado ha sido excelente.

El método simplificado se podrá utilizar cuando:

- La estructura se apoye en un 75% en muros de carga ligados entre si y los sistemas de piso sean rígidos al cortante.
- La relación entre longitud y anchura no sea mayor de 2, y
- La altura del edificio no sea mayor de 13 m y la relación entre la altura y las base menor en planta no sea mayor de 1.5

Para alturas entre 13 y 60 metros, el diseño de edificios se puede basar en un análisis estático. Para alturas superiores a 60 metros, es obligatorio realizar un análisis dinámico.

La obligatoriedad de emplear análisis dinámico para el diseño sísmico de edificios con altura mayor de 60 metros proviene de que el método estático puede no dar suficiente importancia a la contribución de los modos superiores de vibración en la respuesta estructural, sobre todo cuando el periodo fundamental de vibración sobrepasa de T_b o el edificio en cuestión tiene una altura considerable. Cuando se aplique el análisis dinámico modal, se adoptarán las siguientes hipótesis para el análisis de la estructura. La ordenada del espectro de aceleraciones a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, esta dada por las siguientes expresiones:

$$a = (1 + 3T / T_a) c / 4 \text{ Si } T < T_a$$

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

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

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

Algo de este fenómeno se corrige tomando las aceleraciones horizontales de diseño como se especifica para el caso en que T excede de T_b , para reducción de fuerzas cortantes, pero dicha corrección es imprecisa y puede ser insuficiente cuando el periodo fundamental de vibración es muy largo.

3.6.2.- Reducción de Fuerzas Sísmicas

Con fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis estático y las obtenidas del análisis dinámico modal, se podrán reducir dividiéndolas entre el factor reductor Q' . En el diseño sísmico de estructuras que satisfagan las condiciones de regularidad, Q' se calculará como sigue:

$Q' = Q$ si se desconoce T o si éste es mayor o igual que T_a .

$$Q' = 1 + (T/T_c)(Q - 1) \text{ Si } T < T_a$$

T se tomara igual 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, y T_a es un periodo característico del espectro de diseño.

Las estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad, se multiplicara por 0.8 el valor de Q' .

Las deformaciones se calcularán multiplicando por Q las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas cuando se emplee el método estático.

Seria impráctico pretender que las estructuras resistieran los grandes temblores sin rebasar su intervalo de comportamiento elástico. De hecho se eligen los materiales de construcción atendiendo a su capacidad de deformarse inelásticamente sin fallar, es decir, a su ductilidad.

En diseño hay que tener en cuenta explícitamente la ductilidad de las estructuras, sin descartar con esto la posibilidad de usar dispositivos adicionales disipadores de energía.

Mientras el periodo natural inicial del sistema no sea excesivamente corto, las deformaciones máximas en valor absoluto que sufren dichos sistemas son en promedio casi iguales a las que experimentan sistemas elásticos con el mismo periodo natural y grado de amortiguamiento que los sistemas elastoplásticos tienen inicialmente.

Si μ designa el factor de ductilidad, es decir, el cociente de la deformación máxima entre la deformación a la fluencia, entonces la fuerza máxima que desarrolla ese sistema es $1/\mu$ veces la que desarrolla el sistema elástico.

Por tanto, la aceleración máxima que se presenta en este sistema elastoplástico se obtiene dividiendo entre μ la que corresponde al sistema elástico de referencia.

Por otra parte, cuando el periodo inicial del sistema tiende a cero, las aceleraciones que experimenta dicho sistema necesariamente tienden a ser las del terreno, cualquiera que sea la relación fuerza-deformación existente. Si se admite que la división de las aceleraciones entre μ vale para periodos naturales mayores que T_a , y que es razonable una interpolación lineal del factor reductor entre 1 y μ cuando T se halla entre 0 y T_a , se concluye que las

aceleraciones horizontales adecuadas para un sistema elástico han de dividirse entre μ' , siendo $\mu' = \mu$ si T es mayor o igual a T_a y

$$\mu' = 1 + \left(\frac{T}{T_a} \right) (\mu - 1) \quad \text{Si } T < T_a$$

Ésta reducción tiene como fin principal considerar el comportamiento inelástico de la estructura.

Cuanto mayor es la duración de un temblor, mayor es el deterioro que experimentan ciertos materiales de construcción. Este efecto es más notorio en materiales de baja ductilidad como el concreto no confinado y la mampostería.

Los espectros de diseño que establecen las normas sean proporcionalmente más conservadores donde se esperan las más largas duraciones, sitios que además coinciden con los de más alto valor de T_s ; por lo mismo, dichos espectros son proporcionalmente más conservadores en la zona III que en la II y en esta que en la I.

Siempre que no ocurra una falla de tipo frágil, la mayoría de las estructuras posee reservas de capacidad ante cargas laterales no consideradas en el diseño convencional. Estas reservas son consecuencia de diversos hechos:

- a) Del uso de factores reductores, F_R , de la resistencia que se utiliza en el diseño.
- b) Las resistencias reales de los materiales exceden en promedio a sus resistencias nominales.
- c) Las formulas que se emplean para calcular la capacidad de una sección de un miembro estructural ante diversos tipos de sollicitación son concientemente conservadoras.
- d) En el diseño, al redondear hacia números enteros de elementos de tamaños comerciales, se yerra sistemáticamente del lado conservador.

Reservas también importantes se deben a que, al realizar el análisis convencional, en la modelación estructural no se consideran elementos y/o efectos que contribuyen a la resistencia como losas, firmes, muros divisorios y los efectos tridimensionales.

3.6.3.- Análisis Estático

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 tomara 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 tomara de tal manera que la relación V_o/W_o sea igual a c/Q , siendo V_o la fuerza cortante basal, W_o el peso de la construcción incluyendo las cargas muertas y vivas, Q el factor de comportamiento sísmico y c el coeficiente sísmico.

El inciso estipula variación lineal de las aceleraciones con la altura sobre el nivel en el cual cabe suponer nulos los desplazamientos de la estructura respecto al terreno.

Esto es congruente con las hipótesis de que el modo fundamental de vibración es casi una línea recta que pasa por el punto de desplazamiento igual al del terreno y de que el modo fundamental contribuye con mucho a la mayor parte de las respuestas estructurales.

La segunda es congruente mientras el periodo fundamental no sea excesivamente largo. No se permite reducir la fuerza cortante basal en función del periodo fundamental de la estructura sino solo de su factor Q . En este reglamento W_o incluye el peso de los apéndices

Reducción de las Fuerzas Cortantes

Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas en 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 tomara igual a:

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

Donde W_i es el peso de la masa i , P_i la fuerza horizontal que actúa sobre ella de acuerdo al 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 en las secciones 3 y 4 de las NTC.

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

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

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

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

Ya se que se emplee el análisis estático o dinámico para el diseño sísmico, si el edificio esta cimentado en las zonas II o III del D.F. es optativa la aplicación del apéndice de estas normas complementarias, donde toman en cuenta los efectos de los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y de la interacción suelo-estructura.

Los espectros de diseño que especifica esta sección, ya sea para análisis estático o para análisis dinámico, poseen una ancha porción horizontal lo cual podría hacer pensar que todas las estructuras cuyo periodo fundamental se halle en esta parte del espectro tendrían respuestas iguales; sin embargo ese no es el caso: que esta porción sea ancha obedece en parte a que las rigideces estructurales se deterioran ante la acción de sismos y, como consecuencia, se alargan sus periodos naturales de vibración. También con esta porción horizontal se busca cubrir algún grado de incertidumbre en los periodos calculados, tanto en los naturales de vibración de la estructura como en el más largo entre los dominantes del terreno. Así en los valores de T_a que dan las normas se cubren estos aspectos y se incluye una reducción de $0.05T_s$ que tiene por objeto considerar los efectos de la consolidación regional del valle durante los próximos decenios.

3.6.4.- 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.

Este requisito de analizar por lo menos los tres primeros modos naturales de traslación en cada dirección de análisis puede en apariencia ser innecesariamente exigente cuando se trata de estructuras de corto periodo fundamental. Sin embargo, esta condición queda cubierta por la posibilidad de usar el método estático de análisis.

La aplicabilidad rigurosa del análisis modal se basa en la validez de la hipótesis de comportamiento lineal; por otra, la reducción de las ordenadas espectrales obedece en buena medida al reconocimiento del comportamiento no lineal.

Con 0.1b de torsión accidental, se estarán incluyendo en el análisis la amplificación dinámica y las oscilaciones rotacionales en cada entrepiso causadas por excentricidades en uno o más del resto de los entrepisos.

Puede despreciarse el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas. En tal caso el efecto de dichas excentricidades y de la excentricidad accidental se calculara 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 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

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

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.

3.6.5.- Apéndices

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; por medio de la expresión:

$$\frac{C_o W_{ap}}{Q_{ap}}$$

Siendo C_o el coeficiente sísmico que corresponde a la zona del subsuelo en cuestión, W_{ap} es el peso del apéndice y Q_{ap} el factor de comportamiento sísmico aplicable, según la forma en que esta estructurado el apéndice.

La fuerza o fuerzas determinadas con el procedimiento anterior serán multiplicadas por $1+4c'/c$ 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 de del momento de volteo), como losas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan.

Se fijan coeficientes muy superiores a los correspondientes al resto del edificio. La razón es que frecuentemente ocurren fuertes amplificaciones dinámicas en los elementos de que se trata.

3.6.6.- Momentos 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 reductor 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 péndulo invertidos no se permite reducción al momento de volteo.

La disposición de que el momento de volteo no se suponga menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel de que se trata por la distancia al centro de gravedad de las masas que se hallan sobre él asegura que satisficará el equilibrio dinámico en el ultimo entrepiso del edificio.

3.6.7.- Efectos de Torsión

Mientras no se rebasen los limites de comportamiento lineal, no habrá torsiones de entrepiso, salvo las debidas a excentricidad accidental. Sin embargo, si el comportamiento de la estructura es elastoplástico con límites de fluencia asimétricos en planta, apenas se alcancen estos límites el edificio comenzará a vibrar en torsión, y esta se incrementará dinámicamente, pues los momentos torsionantes de entrepiso aumentarán las deformaciones justamente del lado mas débil de la estructura.

La rigidez y la resistencia de un muro o un marco ante carga lateral están bien definidas en edificios de un piso. En los de mayor número de niveles, tanto la rigidez como la resistencia dependen de la configuración de las fuerzas laterales y varían incluso de un modo natural de vibración a otro.

Debe revisarse la estructura para 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, como se aprecia en la figura 3.4.

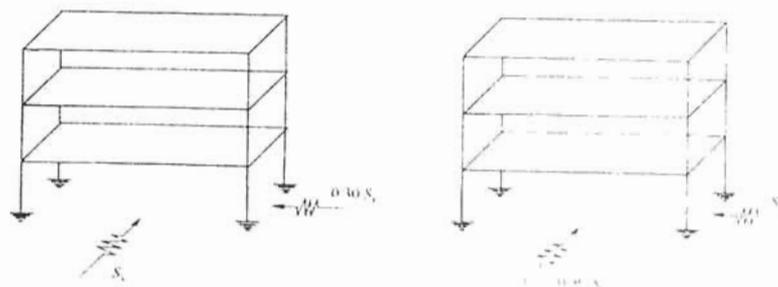


Figura 3.4

La estructura puede presentar además, movimientos de rotación en cada masa (figura 3.5) y un modelo mas completo debe incluir ese grado de libertad mediante resortes de torsión en cada piso.

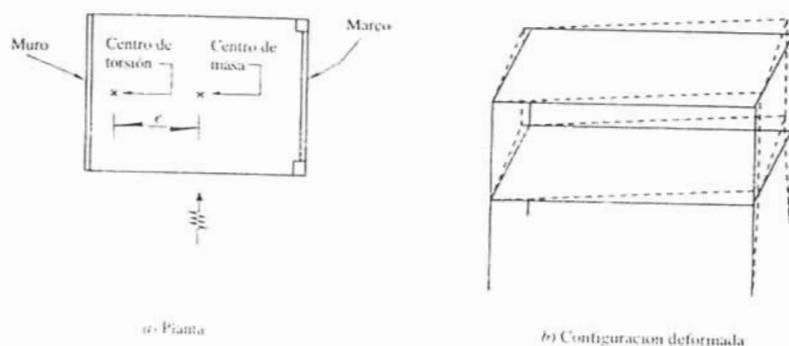


Figura 3.5

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 un punto de vista de equilibrio, la fuerza actuante por sismo en cada piso esta situada en el centro de masa, mientras que la fuerza resistente lo esta en el centro de torsión, o sea, donde se ubica la resultante de las fuerzas laterales que resiste cada uno de los elementos. Si entre esos 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.

Cuando 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.

Debido al efecto dinámico de vibración, el momento torsionante que actúa en cada entrepiso puede verse en general, amplificado y, por tanto, la excentricidad efectiva puede ser mayor que la calculada estáticamente. Por otra parte, el calculo del centro de torsión solo puede efectuarse con pobre aproximación, porque la rigidez de cada elemento en particular puede ser alterada por agrietamientos locales o por la contribución de elementos no estructurales, como se menciona en el capítulo II. Por las dos razones expuestas, el RCDF especifica que el momento torsionante de diseño se determine con una excentricidad total que se calculara como la más desfavorable de:

$$e = 1.5e_c + 0.1b$$

$$e = e_c - 0.1b$$

Donde e_c es la calculada a partir de los valores teóricos de los centros de masa y de cortante

El factor 1.5 proviene de la amplificación dinámica que experimenta la excentricidad calculada estáticamente, mientras que $0.1b$ es una excentricidad accidental que se debe a dos conceptos:

- a) Las variaciones impredecibles y, por tanto, aleatorias que hay en las rigideces reales comparadas con las que resultan del cálculo.
- b) Los movimientos del terreno tienen siempre componentes de rotación, incluso con respecto a un eje vertical (Newmark, 1969; Newmark y Rosenblueth, 1971), que no se considera explícitamente en el análisis.

La amplificación dinámica de 1.5 resulta escasa en ciertos casos donde e_s es mucho menor que b , pero en ellos la excentricidad accidental cubre el exceso en amplificación dinámica. La razón para no afectar e_s de ninguna amplificación en la expresión correspondiente al límite $e_s - 0.1b$ es que hay casos donde la amplificación dinámica resulta insignificante.

Los efectos de la torsión inelástica son más pronunciados cuanto mayor sea la Q de diseño. Por ello en las normas, a fin de reconocer los incrementos de ductilidad en estructuras con Q mayor o igual a 3, se adoptó el límite de $0.2b$ para la excentricidad torsional.

Q no está solo asociado a la ductilidad estructural, sino también al deterioro, efecto que puede llegar a contrarrestar gran parte de la capacidad extra de resistencia que suministra la ductilidad, y a reservas de resistencia estructural que los métodos usuales de diseño no cuantifican.

3.6.8.- Factor de Comportamiento Sísmico

Puesto que el valor de Q depende del sistema estructural y en un edificio dado la estructuración puede ser diferente en las direcciones de análisis, podría pensarse en utilizar distintos valores de Q en cada dirección.

Otra situación ambigua que se presta a diseñar con el valor mayor de Q se presenta en edificios con marcos en algunos niveles y marcos en otros.

Los factores Q también reflejan reservas que el análisis convencional no tiene en cuenta.

El reglamento y las NTC establecen para el diseño sísmico, se basa en la hipótesis de que se usará un mismo valor de Q en cada dirección de análisis para toda la estructura, incluyendo su cimentación, hacen improcedente la adopción de valores distintos de Q para los diversos subsistemas estructurales.

Es importante que, al revisar el comportamiento de una estructura desde el punto de vista de los efectos $P-\Delta$ y de los estados límite que están determinados por desplazamientos o deformaciones, no se haga la reducción que proviene del uso de los factores Q o Q^* , ya que los efectos de la ductilidad no se reflejan en la magnitud de los desplazamientos espectrales pero sí en el de las aceleraciones. Lo anterior vale también para reducciones provenientes de reservas en capacidad estructural.

Los estados límite a los que se aplica el comentario anterior comprenden los de rotura de vidrios y otros daños no estructurales determinados por las deformaciones de entrepiso en cortante y los choques con estructuras contiguas. Por consiguiente, las separaciones que

deben dejarse entre edificios y sus linderos y entre partes de un mismo edificio tampoco han de afectarse con factores Q y Q' . Sin embargo, si los desplazamientos y deformaciones se han calculado empleando el método estático o el dinámico modal espectral con fuerzas reducidas, los valores calculados deben multiplicarse por Q para verificar las condiciones correspondientes a estados límite de servicio, las separaciones con estructuras colindantes y los efectos $P-\Delta$.

Requisitos que deben Satisfacerse para Usar $Q = 4$

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

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

Los marcos dúctiles tienen la capacidad de desarrollar las más altas ductilidades en todos los sistemas estructurales. La reducción que la ductilidad pueda sufrir porque se recurra a muros o contravientos se ve contrarrestada por la doble línea de defensa, la cual suministra el requisito de que los marcos por sí solos puedan resistir al menos la mitad de la fuerza cortante en cada entrepiso, como si los muros y contravientos hubieran fallado totalmente. Para verificar este requisito, se debe llevar a cabo un análisis del edificio considerando solo los marcos que lo componen. La magnitud de las cortantes de entrepiso obtenidas en dicho análisis debe ser mayor que el 50% de la fuerza cortante total.

En el análisis donde se tomen en cuenta los muros de concreto debe verificarse que estos sean continuos en su plano desde la cimentación.

2. Si hay muros ligados a la estructura y que contribuyan a resistir las fuerza laterales, se deberán tener en cuenta en el análisis, pero su contribución a la capacidad ante fuerzas laterales solo se tomara en cuenta si estos muros son de piezas macizas, y los marcos, sean a 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.

Este requisito es semejante al anterior pero mas restrictivo pues, dada una capacidad en cortante, la energía que se disiparía al fallar los muros de mampostería sería apreciablemente menor que la disipada en la falla de muros de concreto o contravientos de acero o concreto reforzado.

3. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en mas de 35% del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que están ligados a la estructura (marcos estructurales o dalas y castillos).

Una causa frecuente de falla en edificios de varios pisos es la denominada “planta baja débil” o, con mayor generalidad “planta débil”. No necesariamente ocurre cuando un entrepiso es más débil de lo que requeriría un código de construcción sino cuando el resto de los entrepisos es demasiado resistente.

Dado un movimiento del terreno, la situación mas favorable es aquella en que la disipación de energía por deformación inelástica se reparte uniformemente en todos los entrepisos menos uno, o menos unos cuantos, están sobrediseñados, aquel o aquellos que no lo estén tienen que encargarse de la totalidad de la energía que ha de disiparse en deformación inelástica, lo cual les impone una enorme demanda de ductilidad.

El comportamiento de las estructuras nunca es estrictamente elastoplástico; siempre hay cierta disipación de energía inelástica de energía en cada entrepiso antes de que alcance su capacidad.

La cantidad de energía que ha de disiparse histeréticamente no es estrictamente constante; puede haber transferencia a energías que se traduzcan en deformación inelástica o por amortiguamiento.

En relación con las fuerzas cortantes esperadas, todos los entrepisos están sobrediseñados salvo uno o unos cuantos, la demanda de ductilidad que se impone a estos últimos es desmesuradamente grande. De allí que, para que pueda aprovecharse un factor de ductilidad elevado, haya que asegurarse de que en ningún entrepiso el cociente de la fuerza cortante resistente entre el actuante sea muy inferior al promedio.

Una estimación burda del cociente mencionado se puede basar en la suposición de que el edificio se comporta como una estructura de cortante. Así, la fuerza resistente de entrepiso se calcula como la suma de las fuerzas cortantes resistentes de las columnas más las de los muros.

4. Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos para marcos y muros dúctiles de acuerdo a las NTC de diseño y construcción de estructuras de concreto.

Para que puedan desarrollarse altos factores de ductilidad y sus beneficios no se pierdan por deterioro, deben satisfacerse requisitos que se marcan en las NTC de concreto. Esencialmente éstos tienden a asegurar, bajo la condición de que no se presente una falla frágil, que la capacidad de marcos y muros se alcanza por fluencia del acero de refuerzo longitudinal o tensión o bien del concreto en compresión si está debidamente confinado.

Los marcos rígidos de acero cumplen con los requisitos para marcos dúctiles que fijan las NTC correspondientes.

Tratándose de marcos metálicos, las limitaciones que tienden a asegurar su ductilidad sin deterioro significativo son tales que prácticamente impiden que se presenten fallas frágiles y pandeo inelástico. (el pandeo inelástico comparte con las fallas frágiles el hecho de que la

capacidad disminuye rápidamente en cuanto se alcanza la carga máxima; por tanto, se disipa poca energía en el proceso).

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 éstos y marcos o por diafragmas de madera contrachapada. Las estructuras con losas planas deberán satisfacer los requisitos que marcan las NTC para estructuras de concreto.

Los requisitos para el empleo de $Q = 3$ son parecidos a los anteriores, salvo que pueden no satisfacerse el 1 o el 3 y que, en vez de marcos de concreto reforzado, cabe que haya losas planas siempre que su diseño asegure el desarrollo de una ductilidad razonable por impedir fallas muy concentradas en las intersecciones losa-columna.

El castigo a las losas planas obedece a que su comportamiento en el temblor del 19 de septiembre de 1985 fue particularmente deficiente. A tal grado que resultaron vulnerables estas estructuras que parecería no justificarse la adopción de Q mayor de, por ejemplo 2. sin embargo ha de reconocerse que antes de 1966 las disposiciones reglamentarias del DF no incluían losas planas, y que las disposiciones de 1976 y en particular las de 1966 eran seriamente deficientes al no exigir refuerzo suficiente en las intersecciones con las columnas y sobrestimar las rigideces laterales.

En efecto, casi todo caso de colapso o daño grave de estructura a base de losas planas a raíz del sismo del 19 de septiembre de 1985 ha dejado ver la presencia de estas deficiencias en el análisis o en el diseño, por tal razón, y siempre y cuando se cumpla con los requisitos establecidos en las NTC de concreto, no parece excesivamente optimista permitir $Q = 3$.

El hecho de utilizar en el diseño factores de comportamiento sísmico de 3 o 4 no asegura que ante sismos intensos o moderados los edificios no sufran daño y, como consecuencia, no requieran trabajo de reparación después de ocurrido el sismo.

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, contraventados 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 NTC respectivas, o diafragmas contrachapados 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 reforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las NTC para estructuras de concreto reforzado.

Se usará $Q = 1.5$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entresijos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las NTC 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.

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, a 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 valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entresijos 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.

Los requisitos que permiten el uso de $Q = 1$ a 2 probablemente no merezcan mayor comentario como no sea señalar que la mayor vulnerabilidad de los muros de mampostería hechos con piezas huecas respecto a los fabricados con piezas macizas proviene de que ante deformaciones relativamente pequeñas, se desprenden las paredes de los bloques que constituyen dichos muros, lo cual los hace particularmente frágiles.

La reducción en Q establecida para edificios que no cumplen con los requisitos de regularidad refleja el resultado de la experiencia y de la intuición.

3.6.9.- Condiciones de Regularidad

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.

Con la condición de simetría o de simetría aproximada se trata de limitar las torsiones que puedan presentarse.

2.- la relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5

Cuanto mayor sea la esbeltez de un edificio tanto mayores serán los momentos de volteo que este desarrolle, lo cual trae consigo mayor importancia de los efectos $P-\Delta$ y problemas en la cimentación. A mayor esbeltez mayores efectos de las ondas superficiales con componente vertical del movimiento del terreno, perturbación que no se tiene en cuenta explícitamente en el presente reglamento ni en sus NTC.

3. - la relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.

En edificios muy alargados, se pide a los sistemas de piso un funcionamiento eficaz como diafragmas para distribuir las fuerzas horizontales de inercia entre los subsistemas resistentes verticales. La mayor flexibilidad y la menor capacidad de sistemas de piso muy alargados puede disminuir la eficiencia de los subsistemas verticales.

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.

La presencia de entrantes o salientes puede ocasionar flexiones en los sistemas de piso trabajando como diafragmas horizontales, con lo que se incurre a situaciones semejantes a las de plantas excesivamente alargadas, así como en una disminución en la eficiencia de la estructura para resistir torsiones, ya sea que estas provengan de asimetrías en masas, rigideces, amortiguamientos o resistencias, o sean inducidas por movimientos del terreno.

Otro efecto que puede esperarse en este tipo de plantas es el de concentraciones de esfuerzos en los vértices de las aberturas.

5.- En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

La escasez de rigidez o resistencia en los diafragmas horizontales puede ocasionar situaciones como las descritas en el punto 3. De aquí la necesidad de verificar que la resistencia de tales diafragmas es adecuada y que su rigidez basta para no introducir modificaciones en las fuerzas que según el análisis obran sobre los subsistemas verticales. En caso contrario, se deben modificar la rigidez y la resistencia en el diseño.

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.

Condiciones de planta con aberturas pueden disminuir la efectividad de los diafragmas horizontales o inducir excentricidades de difícil cuantificación. Por otra parte, la variación de posición de las aberturas de un piso a otro puede exigir un estado de esfuerzos en los elementos verticales que sea difícil de cuantificar.

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.

Las variaciones bruscas de masa de un piso a otro pueden producir cambios en los modos naturales de vibración que invaliden el análisis estático de fuerzas sísmicas y las aproximaciones comunes en análisis modal, introduciendo así incertidumbres en los resultados de los análisis usuales.

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 exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.*

Los argumentos que llevan a fijar esta limitación son los mismos que operan para la anterior.

9.- *Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.*

El propósito es evitar la presencia de columnas que, en una dirección o en ambas, trabajen como de doble altura o más, situación que conduciría a una distribución de momentos flexionantes muy diferentes de aquella con que se tiene mayor experiencia y que podría además inducir efectos $P-\Delta$ de difícil cuantificación.

10.- *La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más del 100% a la del entrepiso inmediatamente inferior.*

De no respetarse esta limitación, se tendrían estructuras para las cuales la experiencia no ha sancionado suficientemente los métodos usuales de análisis. Se ha propuesto que, en vez del presente requisito, se limite la relación de altura de columnas en entrepisos consecutivos, pero ello tendría razón de ser solo en tanto que afectara las rigideces correspondientes.

11.- *En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.*

Se toman las consideraciones planteadas en el punto 1.

Cuando se aplique el método estático o un método dinámico para análisis sísmico, podrán reducirse con fines de diseño las fuerzas sísmicas calculadas; en función de las características estructurales y del terreno. Los desplazamientos calculados de acuerdo con estos métodos, empleando las fuerzas sísmicas reducidas, deben multiplicarse por el factor de comportamiento sísmico.

3.6.10.-Análisis Paso a Paso

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

3.6.11.- Efectos de Segundo Orden

Una manera aproximada de tener en cuenta los efectos P-Δ en edificios consiste en analizar primero la estructura ante las fuerzas laterales de diseño despreciando estos efectos; después, calcular la configuración de la estructura deformada; a continuación, amplificar en cada entrepiso la fuerza cortante y los momentos que se hayan calculado en los extremos de las columnas, así como la diferencia en desplazamientos horizontales relativos, y dividir todos estos valores entre:

$$1 - \frac{\alpha_i \psi_i W_i}{V_i}$$

(α es un coeficiente ligeramente mayor de 1 y que casi invariablemente resulta conservador suponerlo igual a 1.2, ψ es el cociente de la diferencia entre desplazamientos horizontales en los pisos que delimitan al entrepiso en cuestión dividida entre la altura del entrepiso, W es el peso de lo que se halla arriba del entrepiso incluyendo cargas muertas y vivas multiplicado por el factor de carga correspondiente para diseño por fuerzas laterales, V es la fuerza cortante de diseño que se calculo en el entrepiso en cuestión, i se refiere al i -ésimo entrepiso), y finalmente satisfacer de nueva cuenta el equilibrio en cada nudo de la estructura (Rosenblueth, 1966). Considerando todas las α_i iguales a 1.2, se concluye que el límite

$$\psi_i \leq 0.08V_i / W_i$$

Establecido en este inciso para que puedan despreciarse los efectos P-Δ equivale a admitir la introducción de errores no mayores de 10% del lado de la inseguridad en las fuerzas cortantes y momentos flexionantes de diseño.

En el cálculo de los desplazamientos laterales para determinar si han de tenerse en cuenta los efectos P-Δ y en su caso cuantificarlos, deben incluirse los desplazamientos debido a cortantes de entrepiso, al acortamiento y alargamiento de columnas y flexión de muros por momento de volteo y, si se acude al apéndice de las normas, a rotaciones de la base por la interacción suelo-estructura.

3.6.12.- Falla de Cimentación

Es clara la necesidad de verificar que no se alcance ninguno de los estados límite. La aceleración horizontal $c/4$ con que ha de calcularse esta fuerza es la que se estipula en cada sitio del D.F. para el diseño de estructuras infinitamente rígidas, es decir, con periodo fundamental nulo; o sea, rígidamente ligadas al terreno. Debe tenerse en cuenta que esta aceleración puede obrar en cualquiera de los dos sentidos de la dirección en que se analiza; por tanto, tal aceleración debe ser considerada como si obrara en el más desfavorable de ambos sentidos.



Escuela Nacional de Estudios Profesionales
Aragón U.N.A.M.
“Criterios de Estructuración y Diseño Sísmico
de Edificios”



CAPÍTULO IV

“SISTEMAS LATERALMENTE RESISTENTES”

SISTEMAS LATERALMENTE RESISTENTES

La elección del sistema lateralmente resistente debe estar relacionada con las condiciones de carga y con las características de comportamiento requeridas. Sin embargo, también se debe coordinar con el diseño para resistencia a cargas de gravedad y con las consideraciones de planificación arquitectónica. Muchas situaciones de diseño permiten opciones, aunque la acción puede estar limitada por el tamaño del edificio, por restricciones del reglamento, por la magnitud de las cargas laterales, por el deseo de una deformación limitada, etc.

Cuando se trata la estructuración de edificios en zonas sísmicas, la atención se centra en los elementos verticales (columnas, muros y contravientos), así como en los elementos horizontales que los acoplan (vigas), restringiendo sus rotaciones y proporcionándoles rigidez a cargas laterales. Otros elementos que cumplen una función importante para la resistencia sísmica, son las losas y sistemas de piso y techo en general, que son los que distribuyen las fuerzas horizontales que se generan por efectos de inercia entre los elementos verticales resistentes. La figura 4.1 ilustra el flujo de fuerzas sísmicas en el edificio.

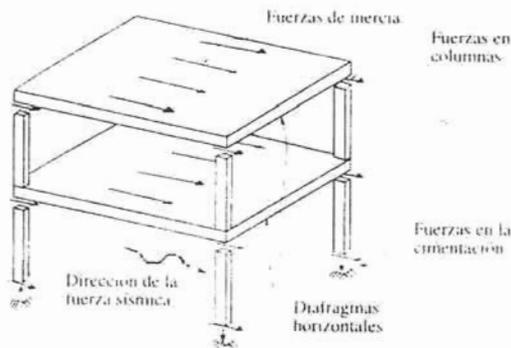


Figura 4.1

4.1.- DIAFRAGMAS HORIZONTALES

El término diafragma se usa para identificar elementos resistentes horizontales (generalmente pisos y techos) que actúan reuniendo las fuerzas laterales en un nivel particular del edificio y luego distribuyéndolas en los elementos verticales del sistema lateralmente resistente (muros resistentes al cortante o marcos).

El diafragma actúa como una viga horizontal, y en especial como el alma de la viga y sus bordes actúan como patines. (Figura 4.2)

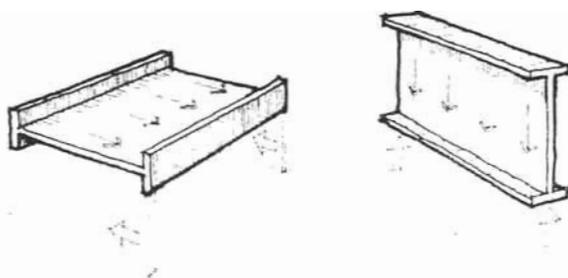


Figura 4.2

Cuando un diafragma forma parte de un sistema resistente, puede actuar ya sea de una manera flexible o rígida. La manera en que actúe un diafragma depende en parte de su tamaño (el área entre los elementos resistentes de confinamiento o entre vigas y traves rigidizantes) y también en función de su material.

Los diafragmas flexibles usualmente se hacen de madera, de piso de acero sin concreto, o de piso ligeramente reticulado. Los diafragmas largos y angostos de cualquier material también se pueden comportar flexiblemente.

En la figura 4.3 el muro central, que tiene el doble de área tributaria, soporta el doble de la carga de cada muro de extremo (incluso si los muros de extremos son más rígidos). Los diafragmas son mucho más flexibles que los elementos verticales y se supone que actúan como simples vigas que cubren claros sobre apoyos que no ceden. Los muros soportan cargas de acuerdo con las masas tributarias (o áreas tributarias, si la masa está uniformemente distribuida). Se supone que estos diafragmas son incapaces de soportar momentos de torsión.

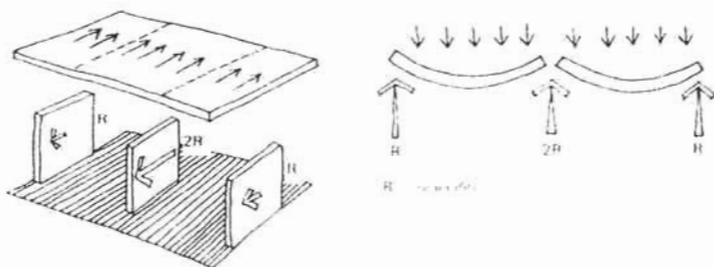


Figura 4.3

Los diafragmas rígidos se hacen usualmente de losas de concreto. En la figura 4.4 los muros comparten las cargas en proporción a sus rigideces (por la regla de la rigidez relativa). Si los tres muros son igualmente rígidos, y si están obligados a deformarse en la misma cantidad, entonces deben estar igualmente esforzados y cargados, si un muro es dos veces más rígido que otro, soportara el doble de carga. (Las rigideces relativas y, por tanto, la distribución de cargas, pueden cambiar si un muro cede antes que los otros). Los elementos verticales son más flexibles que el diafragma, el cual se supone que actúa como

una placa no distorsionable (aunque para otros propósitos, como cuando se calcula cuanto se inclinara un muro de mampostería, se supone que el diafragma que restringe el muro se deforma lateralmente). Los apoyos de una viga infinitamente rígida se deformaran lo mismo (antes de adicionar la torsión).

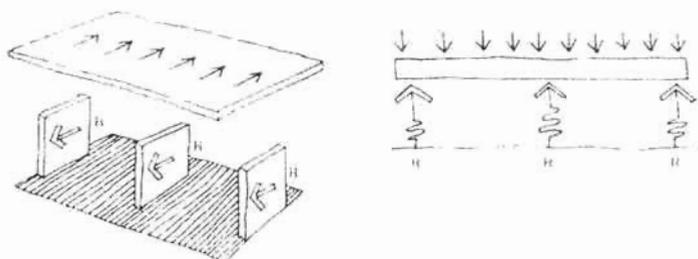


Figura 4.4

La falla de diafragmas horizontales rígidos produce diversos problemas, como los siguientes:

Las fuerzas de inercia y los cortantes de entrepiso no se distribuyen entre los distintos elementos resistentes, en forma proporcional a la rigidez de éstos. En general, cada sistema vertical resistente recibe las fuerzas que se generan en su área tributaria. (Figura 4.5).

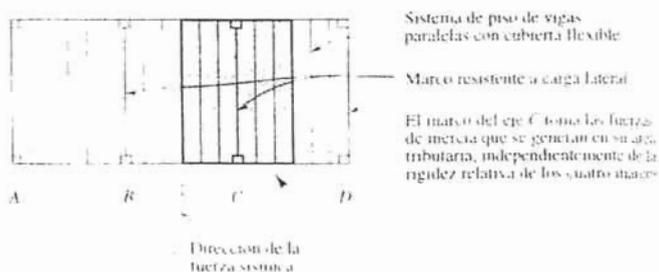


Figura 4.5

En sistemas a base de muros de carga las fuerzas de inercia pueden producir empujes sobre los elementos perpendiculares a la dirección de las fuerzas sísmicas. Estos quedan sujetos a fuerzas normales a su plano, para las cuales tienen escasa resistencia (figura 4.6).

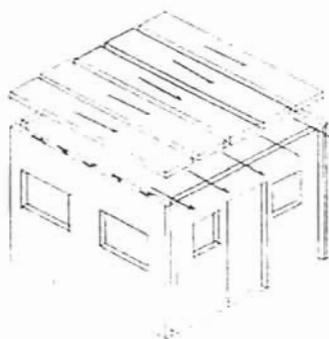


Figura 4.6 Empujes normales al plano de los muros que se generan cuando la losa no constituye diafragma rígido

La ausencia de un diafragma de piso rígido puede ocasionar la distorsión de la estructura en planta e invalidar la hipótesis de que las fuerzas sísmicas actuantes en cualquier dirección pueden descomponerse en fuerzas aplicadas sobre los sistemas ortogonales resistentes de la estructura (figura 4.7).

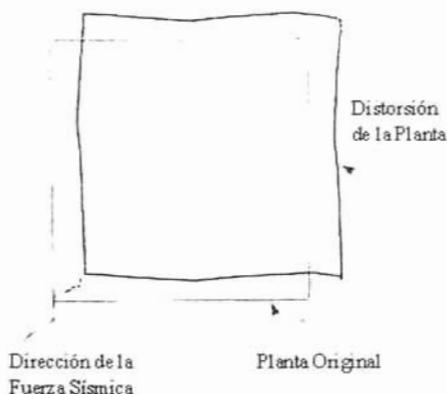


Figura 4.7 Distorsión en el plano ante fuerza sísmicas en dirección diagonal, cuando el sistema de piso no constituye un diafragma rígido.

Para evitar los problemas anteriores es recomendable formar diafragmas horizontales en cada nivel. En los sistemas de piso o techo que no lo sean en forma natural, deben colocarse elementos rigidizantes, como contravientos horizontales sobre vigas paralelas o firmes de concreto armado sobre elementos precolados.

Con frecuencia, los pisos y los techos tienen que ser penetrados por escaleras, cubos de elevador o ductos, tragaluces y otros elementos arquitectónicos. El tamaño y la localización de estas aberturas son críticos respecto a la efectividad de los diafragmas.

Si el centroide de las fuerzas laterales en el diafragma horizontal no coincide con el centroide de las rigideces de los elementos verticales, habrá una acción de torsión en la estructura, así como el efecto de fuerza directa.

Este efecto es de importancia, por lo general, solo si el diafragma horizontal es relativamente rígido. Esta rigidez depende de los materiales de construcción, así como de la relación peralte a claro del diafragma horizontal. Las cubiertas de madera y metal son bastante flexibles, en tanto que las de concreto son muy rígidas.

4.2.- DIAFRAGMAS VERTICALES

Los muros verticales en voladizo diseñados para recibir fuerzas laterales de los diafragmas y transmitirlos al suelo, por lo común se denominan muros resistentes al cortante o muros de cortante. Las fuerzas en estos muros son predominantemente cortantes, aunque un muro de cortante esbelto también se flexionara de manera significativa. (Figura 4.8)

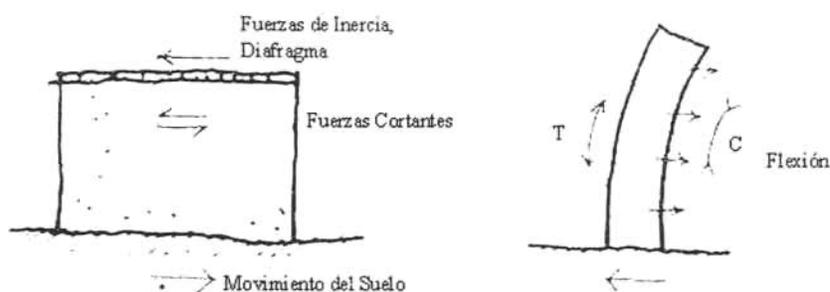


Figura 4.8

Estos tipos de elementos resistentes son por lo general, los muros de edificios. Algunas de las funciones estructurales que, por lo general, se requieren de los diafragmas verticales, son las siguientes:

Resistencia a cortante directo. Esta, por lo general, consiste en la transmisión de una fuerza lateral en el plano del muro, desde un nivel superior del muro hasta un nivel inferior o hasta la base del muro. Esto produce el caso característico de esfuerzo cortante y los esfuerzos de tensión y compresión diagonal que lo acompañan.

En la figura (figura 4.9) se ilustra un edificio sencillo con muros de cortante en sus extremos. El movimiento del suelo mueve al edificio y crea fuerzas de inercia que mueven a su vez a los diafragmas de piso. Este movimiento es resistido por los muros de cortante, y las fuerzas se transmiten hacia abajo hasta la cimentación.

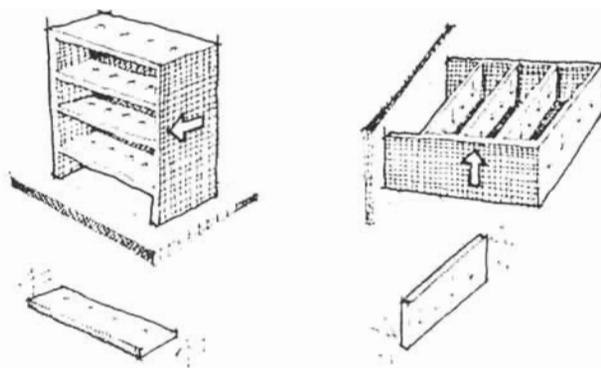


Figura 4.9

Resistencia a momento de voladizo. Los muros de cortante generalmente trabajan como voladizos verticales, generando compresión en un borde y tensión en el borde opuesto y transfiriendo un momento de volteo a la base del muro.

Si se imagina que el edificio se voltea hasta proyectarse horizontalmente, resulta claro que los muros de cortante estarían actuando como vigas en voladizo que soportan vigas representadas por los diafragmas de piso. Sin embargo, a diferencia de un voladizo normal que soporta fuerzas de gravedad, el muro de cortante debe resistir fuerzas dinámicas que están invirtiendo su dirección mientras continúe el movimiento fuerte (figura 4.10), lo cual depende de las características del sismo.

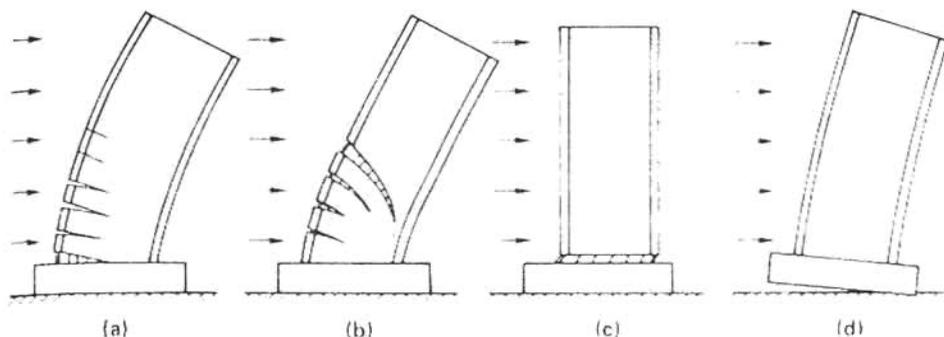


Figura 4.10

Resistencia al deslizamiento horizontal. La transmisión directa de la carga lateral a la base del muro produce la tendencia del muro a deslizarse horizontalmente fuera del plano de sus apoyos.

Esta resistencia se produce al menos parcialmente, por la fricción que provocan las cargas muertas. Para muros de mampostería y concreto con cargas muertas que, por lo general, son bastante altas, la resistencia a la fricción es más que suficiente. Si no lo es, se deben construir llaves de cortante.

El muro de cortante en voladizo se comporta en forma similar a una viga columna aislada de concreto reforzado y muestra varios modos de falla que se ilustran en la figura 4.11



Modos de Falla de un Muro de Cortante en Voladizo (a) Falla de flexión.
(b) Falla de cortante (c) Falla por Deslizamiento (d) Rotación de la Cimentación

Figura 4.11

Un muro de cortante con una relación de aspecto pequeña esta propenso a fallar por cortante, con un agrietamiento en diagonal como se muestra en la figura 4.11 b. La falla por tensión diagonal ocurre si el contenido de refuerzo horizontal es pequeño, mientras que la falla por compresión diagonal se presenta si el refuerzo adecuado. La resistencia al cortante del muro aumenta al reducirse la relación de aspecto.

En el modo de falla de cortante deslizante que se muestra en la figura 4.11 c, el muro de cortante se mueve de forma horizontal. Para evitar este tipo de falla, es efectivo el refuerzo vertical espaciado uniformemente en el muro, así como el refuerzo diagonal. La falla de cortante deslizante también ocurre en las juntas de construcción, para las cuales también es efectivo el refuerzo vertical.

El efecto de volteo de las cargas laterales lo debe resistir el edificio como un todo, así como los elementos individuales del sistema vertical de arriostamiento lateral.

Como en el caso de los diafragmas horizontales, por lo general, se considera que el muro resiste el efecto del momento por medio de sus bordes verticales, que actúan como patines o cuerdas. En el muro de concreto o de mampostería, esto da como resultado la consideración de los extremos del muro como columnas, las cuales se producen, realmente en ocasiones, mediante el grosamiento del muro en los extremos.

Los dos casos generales para diseñar el muro vertical de cortante son el voladizo y la pila doblemente empotrada. El voladizo, empotrado en su base, es el más frecuentemente utilizado. El empotramiento en la parte superior y en la inferior del muro afecta, por lo general, la deflexión solo cuando el muro es de longitud relativamente corta con respecto a su altura. Los muros con longitudes grandes en proporción a su altura caen dentro de la categoría de vigas, en las cuales el esfuerzo cortante predominante no es afectado por el empotramiento del apoyo.

Con frecuencia, la falla de cortante ocurre en las vigas de conexión de un muro de cortante con aberturas. Aun cuando se mejora la capacidad de disipación de energía mediante la presencia de una gran cantidad de estribos, no puede esperarse una gran ductilidad. En tal caso, es mucho más efectivo el refuerzo diagonal (Park Paulay, 1975; Paulay, 1972, 1980). Puede decirse lo mismo de la falla de cortante que se presenta en las columnas del muro.

La rotación provocada por la deformación del suelo en la base del muro también puede contribuir a la deflexión de los muros de cortante. Esta es especialmente crítica para muros altos sobre cimentaciones aisladas, desplantadas sobre suelos relativamente compresibles, como arena suelta y arcilla blanda, situación que se debe evitar a toda costa.

El tamaño y la localización de los muros de cortante son críticos. Las plantas se pueden concebir como conjuntos de elementos resistentes con orientaciones variables para resistir las fuerzas de translación, que se colocan a distancias variables del centro de rigidez para resistir fuerzas de torsión, en la figura 4.12 se ilustran algunos aspectos conceptuales de la colocación de muros dentro de plantas con formas geométricas sencillas.

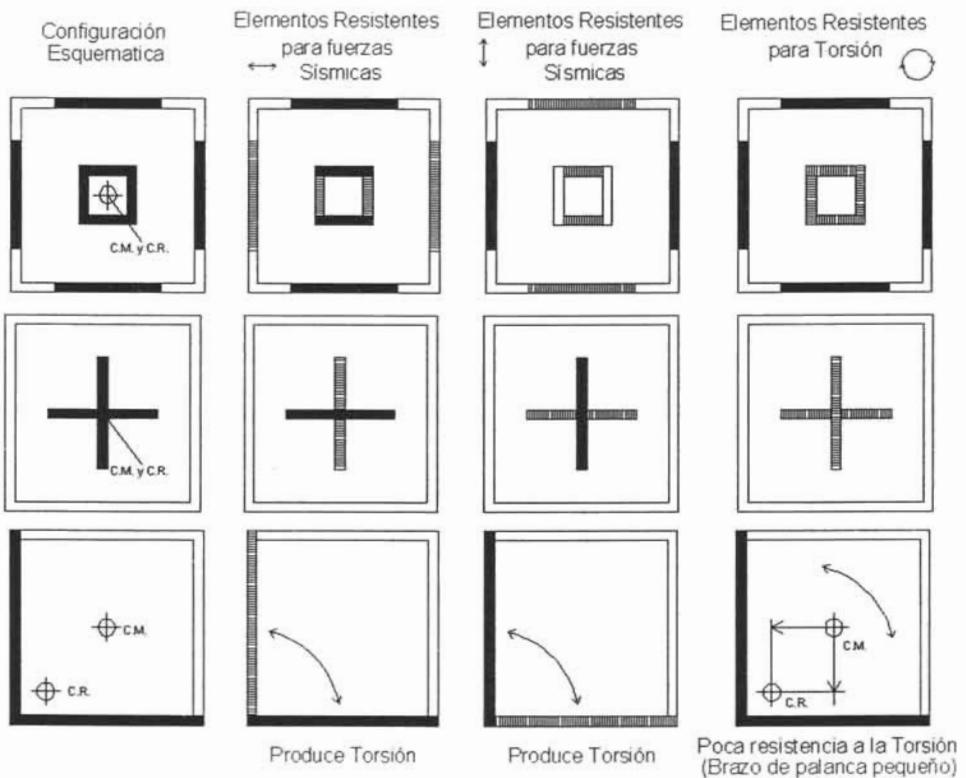


Figura 4.12 Continúa....

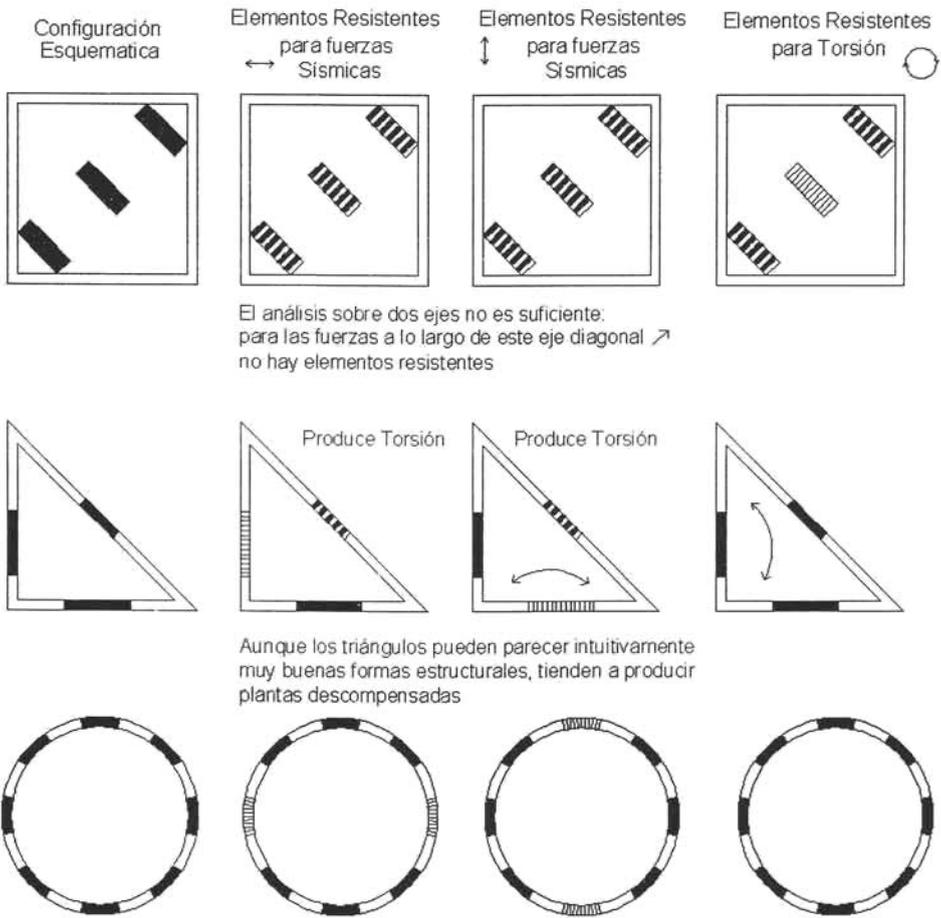


Figura 4.12

4.3.- COLECTORES Y TIRANTES

Los colectores o montantes de compresión son miembros de confinamiento de los diafragmas que “colectan” o “conducen” las fuerzas cortantes del diafragma provenientes del techo y las distribuye hacia elementos resistentes verticales, por lo que funciona así como un miembro a tensión o a compresión en los espacios entre los muros. (Ver la figura 4.13)

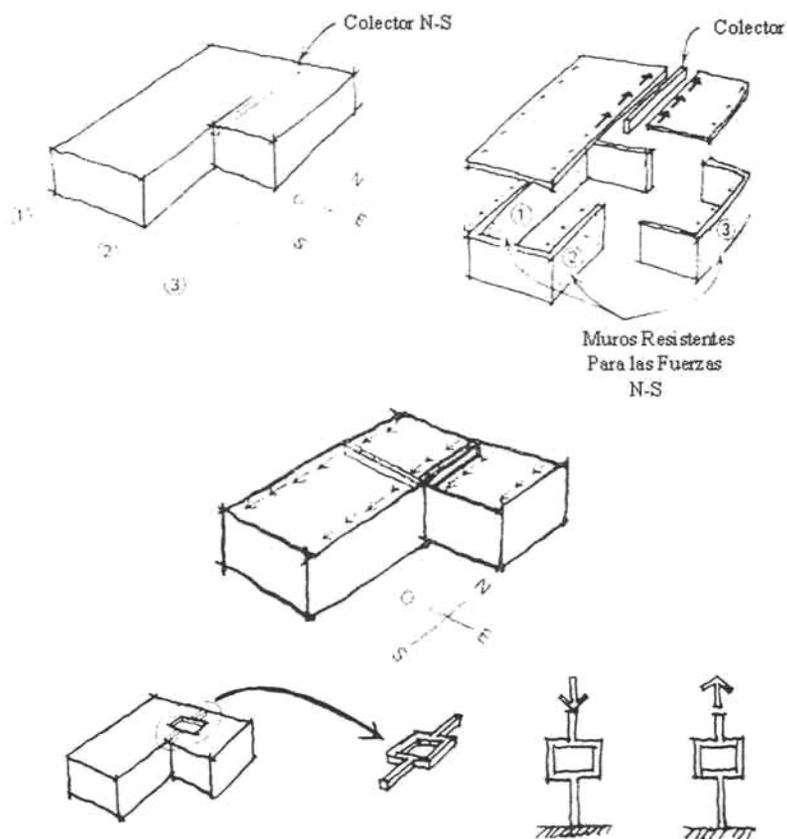


Figura 4.13

Desempeñan a menudo dos funciones, como parte del sistema resistente a gravedad o para otras funciones de resistencia a carga lateral.

En el siguiente ejemplo (figura 4.14) el colector A debe estar unido al borde del techo, a fin de generar la transmisión del esfuerzo cortante constante. El colector A debe estar unido a los muros individuales de cortante para realizar la transmisión de la carga total en cada muro. En las aberturas entre muros, el colector reúne la carga del borde del techo funciona, parcialmente, como miembro a compresión, empujando parte de la carga hacia el muro de adelante, y parcialmente, como miembro a tensión, jalando el resto de la carga reunida hacia el muro de atrás.

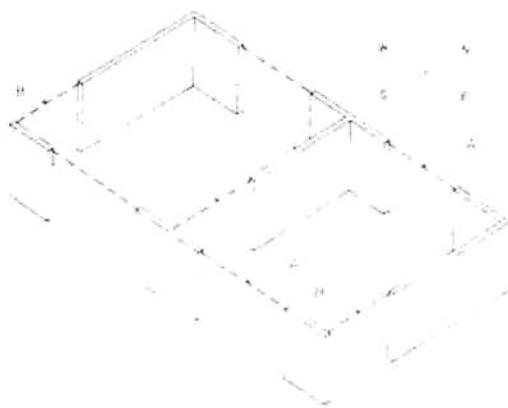


Figura 4.14

Los colectores B y C en la misma figura reúnen la carga de borde que proviene de la cubierta de techo, bajo la condición de carga lateral Norte-Sur. Su función sobre la abertura se invierte, a medida que la carga cambia de dirección. Trabajan a compresión para carga en la dirección norte, empujando la carga hacia los muros. Cuando la carga cambia hacia la dirección sur, trabajan a tensión, jalando la carga hacia los muros.

4.4.- SISTEMA DE CAJÓN O DE TABLEROS

Esta compuesto de una combinación de elementos planos horizontales y verticales. De hecho, la mayoría de los edificios utilizan diafragmas horizontales, debido a que la construcción del techo y piso los produce en forma natural. Los demás tipos de sistemas generalmente consisten en variaciones de los elementos verticales de arriostramiento. Una excepción es una estructura de techo que debe ser arriostrada con elementos diagonales u otros medios, cuando hay un gran numero de aberturas en el techo o una cubierta de techo con poca o ninguna resistencia de diafragma.

El arreglo tridimensional de muros de carga poco separados que caracteriza este sistema estructural, da lugar a edificios con gran rigidez y resistencia a cargas laterales. Las proporciones de los muros son en general tales, que domina la falla por cortante sobre la de flexión y por tanto no se pueden esperar buenas características de disipación de energía en campo inelástico. Aunque es factible para edificios de mediana altura dimensionar los muros para que rija en ellos la falla por flexión, resulta normalmente mas ventajoso aprovechar la gran capacidad de carga de estos elementos y diseñar para fuerzas laterales elevadas que no consideran reducciones importantes por comportamiento inelástico.

El campo de aplicación de estos sistemas se concentra a edificios de altura baja o mediana, no por limitaciones estructurales, sino porque en edificios altos es difícil mantener en todos los pisos una misma distribución del espacio en áreas pequeñas y uniformes, como el sistema requiere.

4.5.- MARCOS RESISTENTES A MOMENTO

Es el sistema lateralmente resistente más flexible; el término se refiere al uso de juntas resistentes a momento entre los elementos del marco.

Cuando se da resistencia sísmica mediante marcos resistentes al momento, las fuerzas laterales se resisten mediante flexión y cortante de columnas y vigas, que se conectan mediante conexiones de momento. Las juntas son sometidas a esfuerzos elevados, y los detalles de su construcción son muy importantes. Además el comportamiento del marco en el intervalo inelástico o plástico se vuelve un aspecto importante en la estrategia para lograr resistencia mediante el uso de absorción de energía, obtenida por deformación permanente de la estructura, anterior a su falla última. Por esta razón generalmente los marcos resistentes a momento son estructuras de acero con juntas rígidas soldadas en las que existe la ventaja de la ductilidad natural del material. Sin embargo recientemente los marcos de concreto reforzados en forma adecuada también han sido aceptados como marcos dúctiles. Es decir, se pueden diseñar para retener cierta capacidad de resistencia en el intervalo inelástico anterior a la falla.

Su uso tiene importancia arquitectónica en dos aspectos. Uno es que su uso evita la necesidad de muros de cortante o marcos contraventados, eliminando así las posibles implicaciones restrictivas de planeación de ambos. El otro es que las estructuras de marcos resistentes a momentos, tienden a ser mucho más flexibles que las estructuras de tipo de muro de cortante, con implicaciones consecuentes para el diseño de los elementos arquitectónicos que les acompañan, como muros de relleno, divisiones y plafones.

Algunas de las desventajas de estos sistemas son las siguientes:

Es probable que la deflexión lateral, o desplazamiento de la estructura, sea un problema. En consecuencia, a menudo es necesario rigidizar el marco, principalmente, con el incremento de número de columnas o con el incremento en las dimensiones de éstas, o con ambas soluciones.

Las conexiones deben ser más fuertes, especialmente en marcos de acero.

Se han logrado uniones resistentes a momento casi perfectas en los marcos resistentes a momentos, de concreto y compuestos de acero y concreto mediante el uso de herrajes especiales, de técnicas de soldadura o ambos. Para garantizar la falla dúctil ante cargas repetidas, es aconsejable diseñar las uniones de manera que sean más resistentes que los elementos que se unen.

Desde el punto de vista sísmico su principal ventaja es la ductilidad y capacidad de disipación de energía que se pueden lograr con este sistema. El mecanismo de falla que se pretende propiciar mediante la formación de articulaciones plásticas es el llamado "viga débil-columna fuerte".

Los edificios a base de marcos resultan en general considerablemente flexibles y en ellos se vuelve crítico el problema de mantener los desplazamientos laterales dentro de los límites prescritos por las normas.

Los edificios estructurados a base exclusivamente de marcos se limitan a edificios de baja y mediana altura.

Casi todos los marcos resistentes a momento se componen de acero o concreto. Los marcos de acero cuentan con conexiones soldadas o atornilladas entre los elementos lineales, a fin de generar las transmisiones necesarias de momento. Los marcos de concreto logran conexiones para momento gracias al concreto monolítico y a la continuidad y anclaje del acero de refuerzo. Como el concreto es básicamente frágil y no dúctil, un carácter dúctil es esencialmente producido por la ductilidad del refuerzo. El tipo y cantidad de acero de refuerzo y los detalles de su instalación se vuelven críticos para el comportamiento adecuado de marcos rígidos de concreto reforzado.

4.5.1.- Marcos de Concreto Reforzado

Las estructuras integradas por columnas de concreto utilizadas en combinación con varios sistemas de concreto para cubrir claros requieren un estudio cuidadoso para el diseño de estructuras de marco rígido con resistencia sísmica. Los siguientes son algunos problemas potenciales:

Peso de la estructura. Este es, por lo común, considerablemente mayor que el de la construcción de madera o acero, con el consecuente incremento en la fuerza sísmica total.

Refuerzo adecuado para resistir efectos sísmicos. De particular importancia son los cortantes y torsiones generados en los elementos estructurales y la necesidad de continuidad del refuerzo o anclaje en las intersecciones de elementos. Un problema especial es el de los cortantes producidos por aceleraciones verticales, muy en especial el cortante de penetración en estructuras de losa.

Fluencia dúctil del refuerzo. Este es el primer modo deseable de falla, aun en el caso de resistencia a cargas de gravedad. Con un diseño adecuado, es una forma de generar una característica de fluencia en la estructura que, normalmente, es frágil y débil a tensión.

Detalle del refuerzo. Se debe garantizar la continuidad de los empalmes y el anclaje adecuado en las intersecciones de los miembros mediante la disposición cuidadosa de la instalación del refuerzo.

Sujeción de las varillas de compresión. Las varillas de columnas y vigas han de quedar adecuadamente sujetadas en la región de la junta entre columna y viga.

Los muros absorben la mayor parte de las cargas laterales debido a su rigidez relativa. Los miembros de marco funcionan como cuerdas, colectores, puntales, etc. Las fuerzas en las intersecciones de los muros y los miembros del marco se deben analizar con cuidado para garantizar la generación adecuada de las transmisiones necesarias de carga.

Al igual que las estructuras de mampostería, el agrietamiento considerable es normal en estructuras de concreto; éste se debe, principalmente, a contracción por reducción de la humedad, a expansión y contracción por temperatura, asentamiento o deflexión de los apoyos y la generación normal de fuerzas internas de tensión. Además, grietas integrales se producen en las juntas frías que son inevitables entre las coladas sucesivas y separadas. Bajo las acciones de oscilación de un sismo, estas grietas se harán más grandes, por lo que se presenta una acción de molienda a medida que se invierten los esfuerzos. La acción de molienda puede ser una causa importante de absorción de energía, sin embargo, también puede producir fallas progresivas o, simplemente, mucha pulverización o caída de concreto. Si el refuerzo es adecuado, la estructura puede permanecer a salvo, mas la apariencia seguramente se vera afectada.

Virtualmente, es imposible eliminar por completo el agrietamiento de los edificios de mampostería y concreto colado *in situ*. El buen diseño, realización cuidadosa de los detalles de la construcción, y la calidad de la construcción pueden reducir la cantidad de agrietamiento y, posiblemente, eliminar algunos tipos de agrietamiento. Sin embargo, la combinación de contracción por desecación, expansión por temperatura, asentamiento de los apoyos, deformación plástica por fatiga y esfuerzo flexionante es un formidable adversario.

4.5.2.- Marcos de Acero

Un sistema de cajón con diafragmas de concreto colado *in situ* es, por lo regular, muy rígido, tiene una pequeña deformación y un periodo fundamental corto. Por otra parte, un marco rígido de acero de varios niveles es bastante flexible comúnmente, experimentará una considerable deformación y tendrá un periodo fundamental relativamente largo.

Las estructuras de marcos de acero, a menudo, se pueden hacer con facilidad resistentes a cargas laterales, al producir por lo general, ya sea un marco arriostrado (a base de armaduras) o un marco resistente a momento. El acero tiene la ventaja de poseer un nivel alto de resistencia a todos los tipos de esfuerzo y, por consiguiente, a menudo no es sensible a esfuerzos en varias direcciones o a inversiones rápidas de esfuerzo. Además, la ductilidad del acero estructural común proporciona tenacidad y un alto nivel de absorción de energía en el modo de falla bajo comportamiento plástico.

Los altos niveles de esfuerzos obtenidos en estructuras de acero están acompañados por altos niveles de deformación unitaria, con lo cual se produce, a menudo, una considerable deformación total. El análisis de las deformaciones es, a menudo, una parte crítica del diseño de estructuras de acero, especialmente de marcos resistentes a momento.

Las conexiones comunes de marcos tienen rigidez y resistencia a momento menores, sin embargo, no son efectivas para el diseño de las juntas rígidas requeridas en un marco resistente a momento. Los marcos se deben diseñar, por consiguiente, ya sea estables con arriostramiento diagonal o con conexiones resistentes a momento especialmente diseñadas o ser arriostrados con muros de cortante.

La estructura de acero tipo armadura es, por lo regular, bastante rígida, de la misma manera que la estructura arriostrada con muros. Esta es una ventaja en función de la reducción de los movimientos del edificio bajo carga, pero significa que la estructura se debe diseñar para resistir como máximo dos veces la fuerza lateral total, como en el caso de un marco resistente a momento. La incorporación de los miembros diagonales en los planos verticales del marco es, con frecuencia, un problema para realizar la planificación arquitectónica, esencialmente similar a la de la incorporación de los muros macizos necesarios en una estructura arriostrada con muros de cortante.

Los edificios de forma compleja asimétrica presentan, en ocasiones, problemas para el diseño de marcos arriostrados o resistentes a momento. De particular importancia es la alineación de la estructura, a fin de producir los marcos planos verticales necesarios. Las columnas colocadas al azar y las discontinuidades a causa de aberturas o huecos pueden hacer de la alineación o continuidad de los marcos un problema difícil.

4.6.- ELEMENTOS RIGIDIZANTES O ARRIOSTRAMIENTOS

Muchos edificios consisten en combinaciones de los tipos básicos de sistemas lateralmente resistentes. Los muros que existen junto con una estructura de marco, se pueden utilizar para arriostrar el marco contra cargas laterales, aunque posiblemente no se utilicen para resistir cargas de gravedad.

Los edificios de varios niveles tienen, eventualmente, un tipo de sistema, como un marco rígido para los niveles superiores y un sistema distinto, por ejemplo, un sistema de cajón o marco arriostrado para los niveles inferiores para reducir la deformación y tomar las cargas mayores en la parte inferior de la estructura.

En muchos casos, no es necesario ni adecuado utilizar cada muro como muro de cortante o arriostrar cada claro de la estructura del edificio. En la figura 4.15 se muestran varias situaciones en las que el arriostramiento lateral del edificio se logra con arriostramiento parcial del sistema. Este procedimiento requiere que existan algunos elementos distribuidores de carga, como los diafragmas de techo y piso, puntales horizontales, etc; que sirven para sujetar las partes no estables del edificio a los elementos lateralmente resistentes.

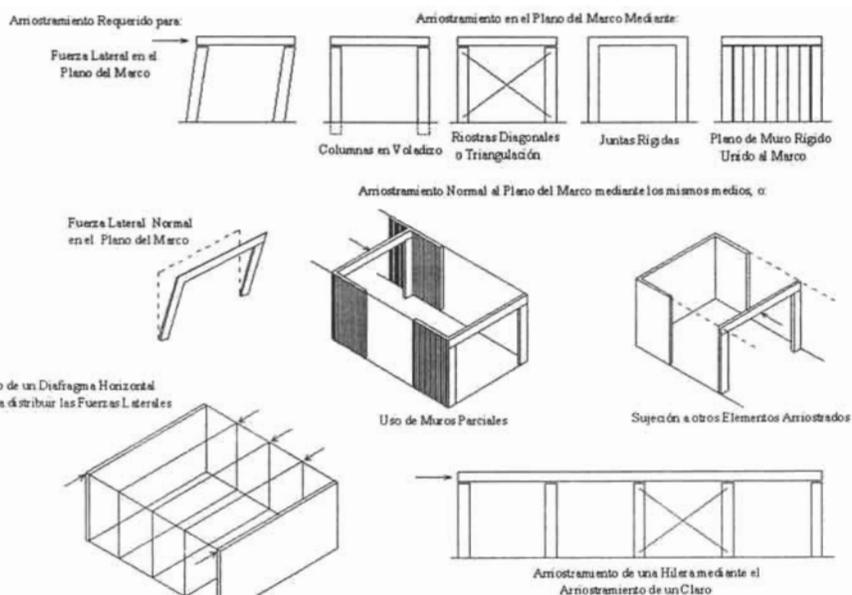


Figura 4.15

Existe la posibilidad de que algunos de los elementos de la construcción del edificio que no están destinados a funcionar como elementos de arriostramiento, terminen, en realidad, por absorber parte de la carga lateral. En construcciones de marco, los materiales de revestimiento como elementos prefabricados de cartón y yeso, tableros de madera, aparente de mampostería, etc; pueden tomar parte de la carga lateral, aun cuando el marco se encuentre arriostrado de otro modo. Esto básicamente es un problema de rigidez relativa, aunque también se debe considerar la conexión para transmisión de carga. En estos casos, lo que puede suceder es que los materiales de revestimiento más rígidos absorban la carga primero, y que si no son suficientemente fuertes, fallen, por lo que el sistema de arriostramiento diseñado comenzaría en seguida a trabajar.

Aunque no ocurra el colapso, el edificio puede tener daños considerables a consecuencia de la falla de los elementos supuestos como no estructurales.

Los sistemas de rigidización pueden ser decisivos en el control de daños asociado con distorsiones laterales. Sin embargo, consideraciones económicas y arquitectónicas pueden impedir el uso de estos elementos en algunos casos y en otros pueden presentar desventajas técnicas importantes. En edificios altos, un aumento de la rigidez se logra por medio de diafragmas y contravientos; los primeros se construyen de mampostería o de concreto reforzado, los segundos de concreto reforzado o acero. (Figura 4.16).

SISTEMAS DE RIGIDIZACIÓN

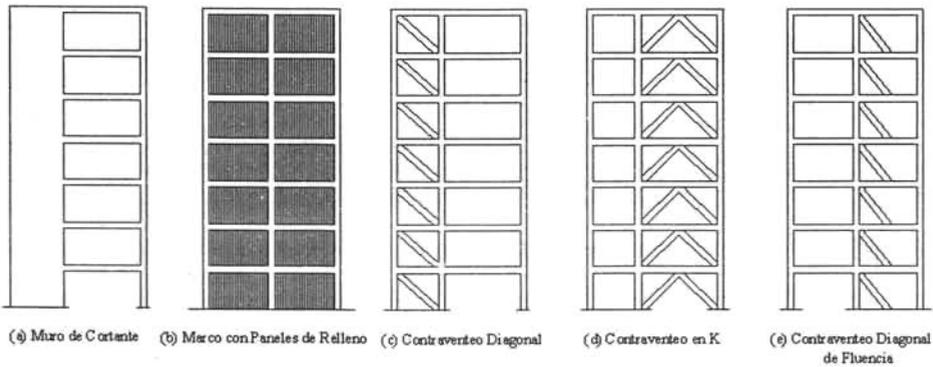
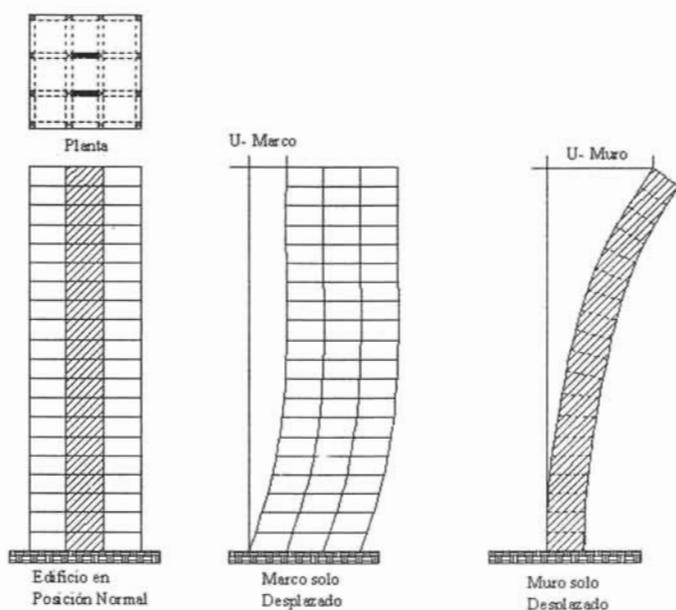


Figura 4.16

El uso de contravientos debe preferirse al de diafragmas en edificios bajos y en estructuras industriales, excepto en aquellos casos en que los diafragmas se requieran por motivos arquitectónicos. En edificios altos y de mediana altura lo contrario es generalmente correcto, principalmente debido a las grandes dimensiones de las secciones transversales requeridas para los contravientos y los serios problemas que presenta su anclaje sobre todo en estructuras de concreto.

La eficiencia de las crujeas contraventeadas y de los muros de cortante se reduce al incrementarse la relación de aspecto (relación de la altura al ancho). En la figura 4.17, se comparan las configuraciones deformadas de una crujía contraventeada o de un muro actuando esencialmente como una viga sometida a flexión empotrada en su base, y un marco continuo actuando esencialmente como una viga de cortante al estar ambos sujetos a un sistema de fuerzas laterales.



Respuesta a Carga Lateral de Muro de Cortante y Marcos Reticulados (Según Newmark)

Figura 4.17

Cuanto mayor sea la relación de aspecto de la viga a flexión, mayor será la importancia de este efecto. Se concluye que cuando la combinación de un marco continuo y un muro esbelto resisten un sistema de fuerzas laterales, el muro esbelto tomara parte significativa del cortante total de entrepiso en los niveles bajos; no será así en los niveles superiores, donde el muro tendera a apoyarse en el marco en vez de ayudar a resistir el cortante total de entrepiso.

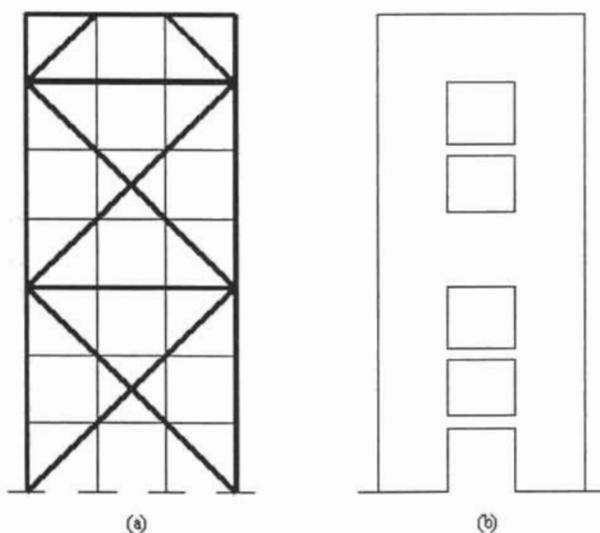
La ocurrencia de grandes rotaciones de las secciones horizontales de muro da lugar a excesivas deformaciones locales y demandas de ductilidad en los extremos de las vigas conectadas a los bordes del muro. Estos problemas pueden verse agravados por la ocurrencia de desplazamientos considerables asociados con la flexibilidad de la cimentación en la base del muro. La adopción de secciones transversales como las mostradas en la figura 4.18, puede mejorar significativamente la eficiencia de muros esbeltos de cortante, al incrementarse su rigidez a la flexión, la manera mas efectiva para reducir las deflexiones totales por flexión, es logrando que la mayor porción posible de una crujía dada contribuya a la rigidez total.



Secciones Eficientes para Muros de Cortante

Figura 4.18

En sistemas contraventeados esto se puede lograr adoptando configuraciones como las de la figura 4.19 (a). En donde los requerimientos arquitectónicos impongan la adopción de un número de muros separados en un mismo



Uso Eficiente de Elementos Rigidizantes. a) Contraventeo en Cruz, b) Muros de Cortante y vigas de Acoplamiento

Figura 4.19

Cuando se usan riostras tan sencillas y esbeltas como lo son las barras o las placas de acero, se supone que no resisten la compresión axial. Con frecuencia, también se utilizan como riostras los perfiles estructurales, como los ángulos, canales, vigas de ala ancha y tubos. En los edificios de gran altura, generalmente se usan riostras relativamente robustas, para dotar a la estructura de mejores características histeréticas.

Marcos Arriostrados

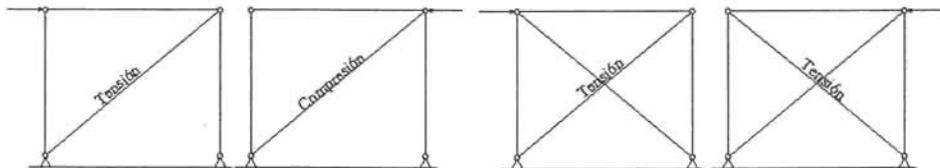
El termino marco arriostrado se utiliza para referirse a marcos que emplean la armadura como la principal técnica de arriostramiento.

Los métodos básicos para arriostrar son: mediante tableros de cortante, juntas resistentes a momento entre los miembros, o por medio de armaduras. La estructura de armadura o triangulación se forma, por regla general, mediante la inserción de miembros diagonales en las crujiás rectangulares del marco.

Si se utilizan diagonales simples, deben desempeñar una doble función: actuar a tensión para resistir las cargas laterales en una dirección y a compresión cuando se invierte la dirección de la carga. Como los miembros largos a tensión son mas efectivos que los miembros largos a compresión, los marcos se arriostran, a menudo, con una serie de diagonales cruzadas (se denomina arriostramiento en X) a fin de eliminar la necesidad de miembros de compresión.

Mientras que la rigidez de una armadura representa una ventaja en algunos aspectos (notablemente en menos movimientos perjudiciales a los elementos no estructurales del edificio) también significa que la armadura no cuenta con el potencial de elasticidad y absorción de energía que existe en estructuras más flexibles. Por tanto, se puede producir una deflexión significativa de la armadura solo con el pandeo de los miembros a compresión, la fluencia de los miembros a tensión, o una deformación mayor en juntas, de los cuales ninguno es realmente deseable. Las juntas, se deben hacer para que resistan cualquier aflojamiento, fractura frágil, desgarraduras u otras formas indeseables de falla y, de preferencia, deben ser mas fuertes que los miembros que conectan.

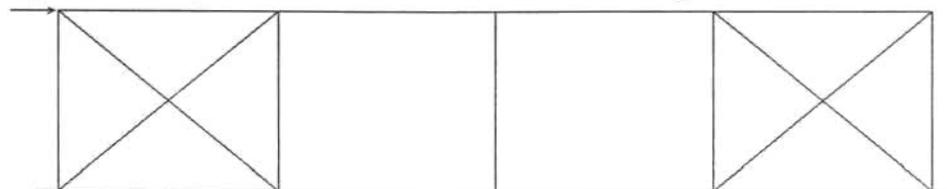
Los edificios de un nivel y una crujía se arriostran como se muestra en la figura 4.20.



Arriostramiento de Doble Funcionamiento en comparación con Arriostramiento en X

Figura 4.20

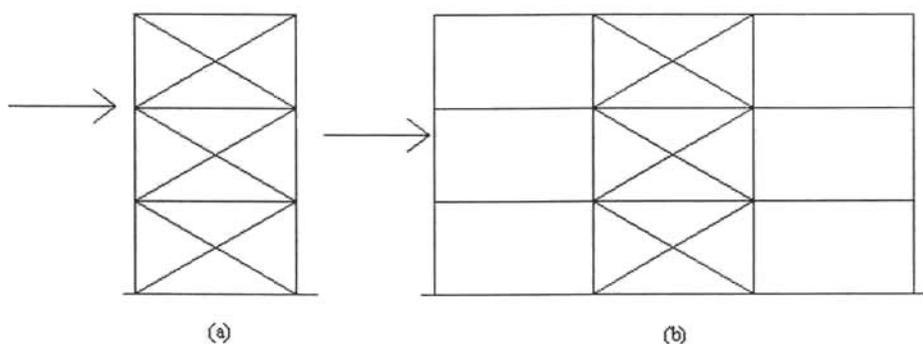
Los edificios de un nivel y varias crujías se rigidizan al arriostrar solamente algunas de las crujías en un solo plano de la estructura como se muestra en la figura 4.21.



Arriostramiento de Edificios de un solo Nivel

Figura 4.21

La continuidad de la estructura horizontal se utiliza en el último de los casos para permitir que el resto de las crujías permanezcan unidas. Análogamente, una estructura de torre con varios niveles y una sola crujía como se muestra en la figura 4.22 a, debe tener totalmente un marco arriostrado, mientras que el tipo más frecuente de marco para el edificio de varios niveles, como se muestra en la figura 4.22 b, por lo general solo se arriostra parcialmente.



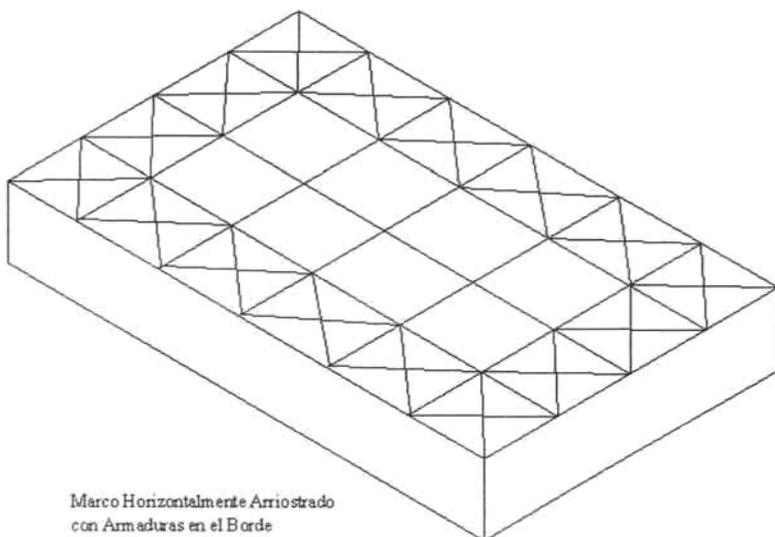
Torres con Arriostramiento

Arriostramiento de Edificio de Varios Niveles

Figura 4.22

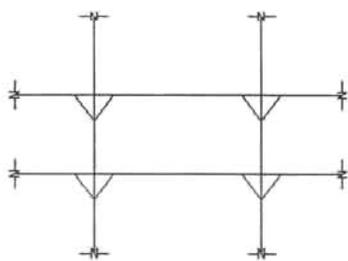
Para techos o pisos con muchas aberturas, es necesario utilizar un marco tipo armadura para la parte horizontal del sistema de arriostramiento lateral como se aprecia en la figura 4.23a.

La riostra de esquina (figura 4.23 b) es una forma de arriostramiento diagonal descrito como arriostramiento excéntrico, un nombre que se deriva del hecho de que una o más de las conexiones de arriostramiento queda fuera de la junta entre columna y viga. Otras formas de arriostramiento excéntrico son la riostra en K , riostra en V y riostra en V invertida. En ocasiones el arriostramiento en V también se describe como arriostramiento cabrío.

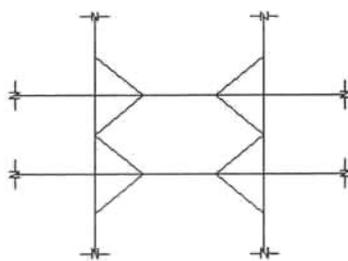


(a)

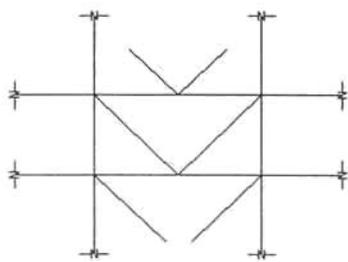
Formas de Arriostamiento Excéntrico



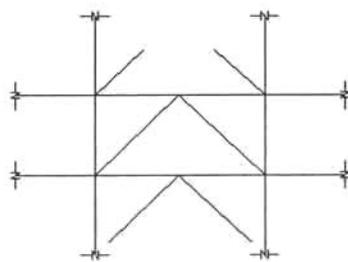
Arriostamiento de Esquina



Arriostamiento en K



Arriostamiento en V



Arriostamiento en V Invertido

Figura 4.23

El uso de arriostramiento excéntrico origina una forma combinada de acciones de armadura y marco rígido. La forma de armadura del arriostramiento produce el grado común de rigidez asociado con un marco arriostrado, en tanto que la flexión inducida por la excentricidad del arriostramiento añade deformaciones de marco rígido al comportamiento (figura 4.24). Para falla por carga última, un fenómeno significativo es el diseño de articulaciones plásticas en los miembros con las juntas excéntricamente arriostradas.

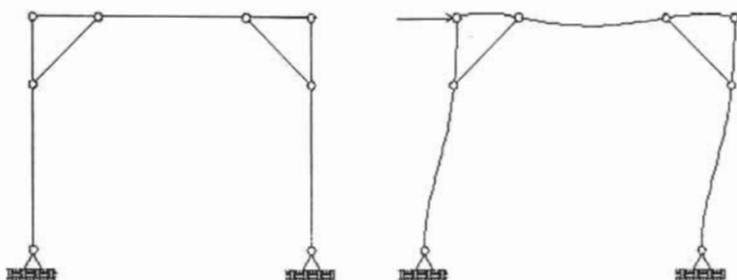


Figura 4.24

Un factor que contribuye a la deformación del arriostramiento bajo condiciones de carga son movimientos dentro de las conexiones.

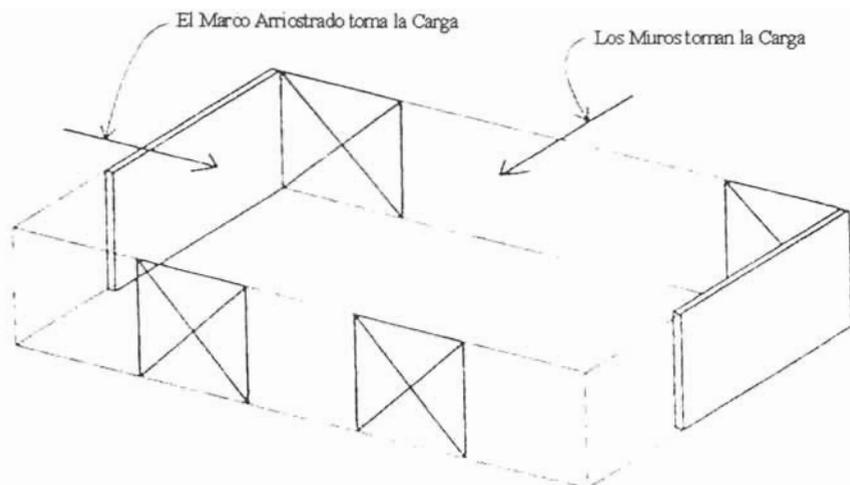
El marco arriostrado, por lo regular, es una estructura relativamente rígida. Esto se basa en la suposición de que la contribución principal a la deformación total de la estructura es el acortamiento y alargamiento de los miembros del marco, a medida que experimentan la fuerza de tensión y compresión debido a la acción de armadura. Sin embargo, las otras dos contribuciones potencialmente significativas al movimiento del marco arriostrado, con cualquiera de las dos o ambas de mayor importancia son:

Movimiento de los apoyos. Este incluye las posibilidades de deformación de la cimentación, y fluencia de las conexiones de anclaje. Si la cimentación se apoya sobre suelo compresible, habrá algún movimiento debido al esfuerzo del suelo. La deformación de anclaje se debe a una combinación de alargamiento de los tornillos de anclaje y flexión de las placas de base de las columnas.

Deformación de las conexiones del marco. Este es un problema complejo que tiene que ver con la naturaleza general de la conexión, así como su forma y disposición y la deformación de las partes conectadas.

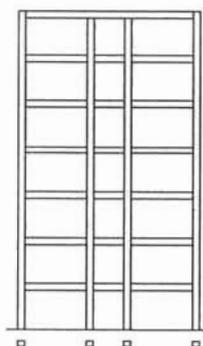
4.7.- INTERACCION DE MARCOS Y DIAFRAGMAS

En algunos casos, el marco arriostrado se puede combinar con otros sistemas de arriostramiento. (Ver figura 4.25) en la figura se muestra el uso de un marco arriostrado para formar la estructura resistente vertical en una dirección y una serie de muros de cortante en la otra dirección. En este ejemplo, los dos sistemas actúan independientemente, excepto para la posibilidad de torsión, y no hay necesidad de un análisis de deflexión para determinar la repartición de la carga.

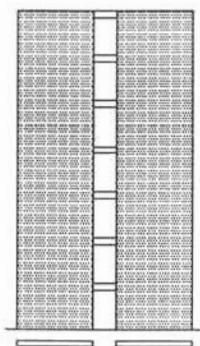


Elementos Verticales Combinados para Favorecer la Resistencia Lateral
Figura 4.25

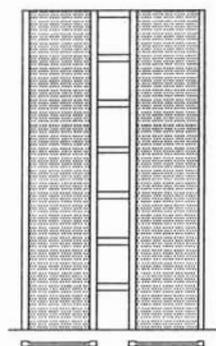
Si la resistencia y rigidez de un marco no son adecuadas, con frecuencia se usan muros para soportar cargas, contravientos o ambos para complementar la rigidez y la resistencia del marco como se ilustra en la figura 4.26. También son útiles los muros de cortante y los contravientos para proteger los elementos no estructurales de la falla al reducir el desplazamiento lateral del entrepiso.



Marcos Puros



Muros de Cortante de Soporte de Carga



Muros de Cortante con Columnas

Figura 4.26 Continúa.....

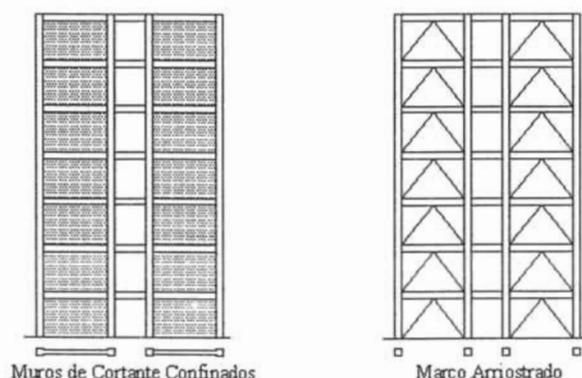
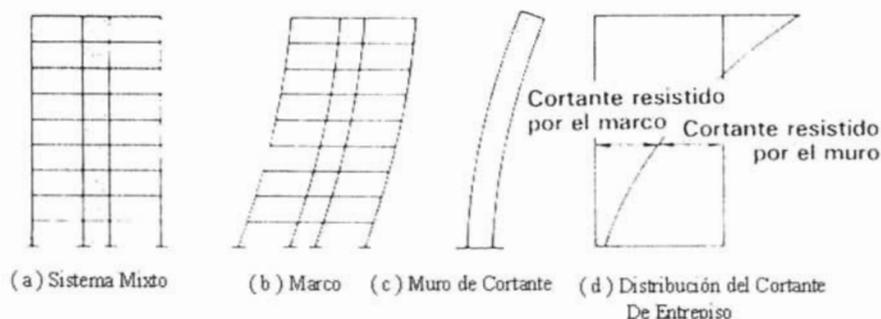


Figura 4.26

La mayoría de los edificios se componen de combinaciones de muros y algún armazón de madera, acero o concreto. La planificación y diseño de la estructura lateralmente resistente requiere ciertos juicios y decisiones con respecto a las funciones del marco y los muros.

El marco puede ser un marco arriostrado o un marco resistente a momento diseñado para generar la resistencia total a las cargas laterales, en cuyo caso, la unión de los muros al marco se debe hacer de manera que evite que los muros absorban cargas laterales. Como los muros macizos tienden a ser bastante rígidos en sus propios planos, esta unión requiere, a menudo, el uso de juntas de separación o de conexiones flexibles que permitan al marco deformarse, como sea necesario, bajo las cargas laterales.

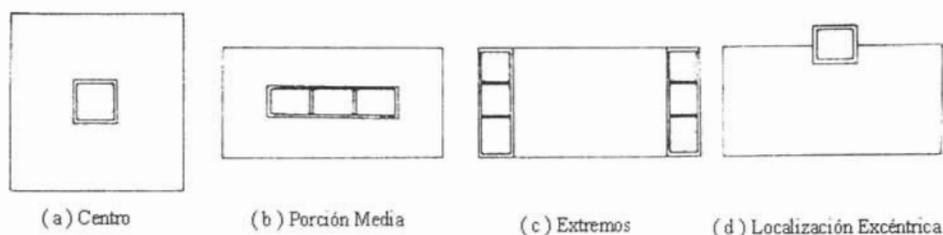
Se define un sistema doble como uno en el cual un marco espacial particular, resistente a momento, interactúa con muros de cortante o arriostramiento excéntrico para crear una resistencia combinada a cargas laterales. La deformación de cortante predomina en el marco puro (figura 4.27), en tanto que la deformación por flexión predomina en el sistema de muros de cortante. Por consiguiente, un marco estructural con muros de carga exhibe una forma intermedia de comportamiento. En la parte inferior del edificio, los muros resisten la mayor parte de la fuerza cortante, pero la participación decrece gradualmente en los pisos superiores.



Contribución de los Marcos y de los Muros de Cortante del Entrepiso

Figura 4.27

Los diafragmas verticales y los contravientos usualmente se colocan en los muros interiores, exteriores o en los núcleos. Estos son muros que rodean los fosos de los elevadores, escaleras y otros espacios del mismo tipo. Por lo general los núcleos se localizan como se muestra en la figura 4.28. Los núcleos estructurales se deben localizar de forma que la excentricidad entre los centros de masa y rigidez sea mínima.



Localización de Núcleos

Figura 4.28

La condición de columna débil y viga fuerte es un caso especial dentro de problemas mas generales que surgen a causa de la relación entre muros de cortante y marcos.

Un diseño de columna débil y viga fuerte se puede definir también como un muro de cortante en que se han hecho grandes aberturas reduciendo severamente la capacidad del muro de cortante. A medida que se hacen aberturas en un muro de cortante, su carácter puede cambiar hasta llegar a ser en efecto un marco (figura 4.29).

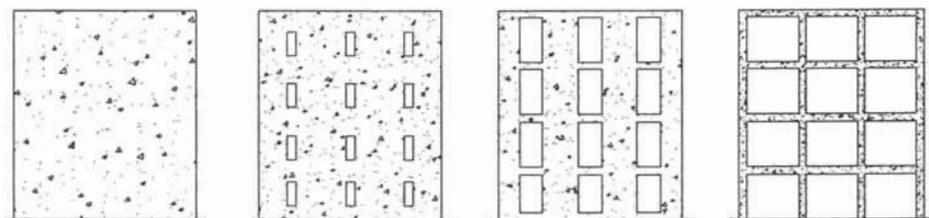
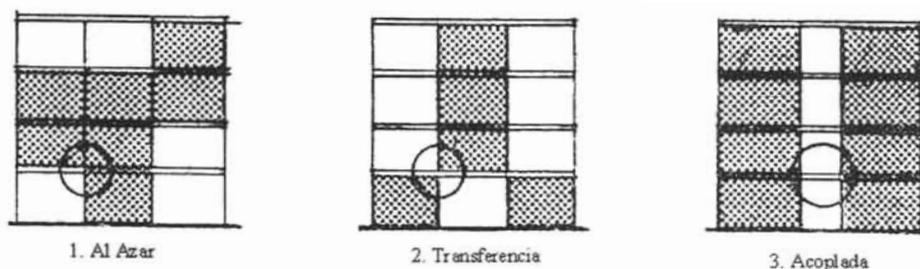
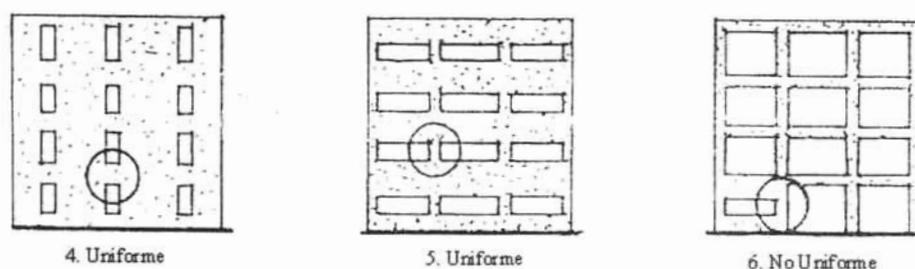


Figura 4.29

La forma en que el muro es reducido a un marco, puede producir áreas localizadas de debilidad y de posible falla (figura 4.30). En este diagrama, la condición 5 es potencialmente la de columna corta- viga fuerte, dependiendo de la resistencia y rigidez efectivas de los muros y las columnas cortas. Si esta configuración se hace más errática, como en la condición 6, de modo que un número pequeño de columnas cortas soportan las fuerzas, entonces se crea un sistema de muy escasa resistencia.



Los Muros Resistentes al Cortante pueden ser Interiores o Exteriores



Solamente Muros Resistentes al Cortante Exteriores

Figura 4.30

En la figura 4.31 se ilustra el comportamiento límite de muros de cortante típicos. En este tipo de diagrama se puede ver que se deben tener tres tipos de comportamiento.

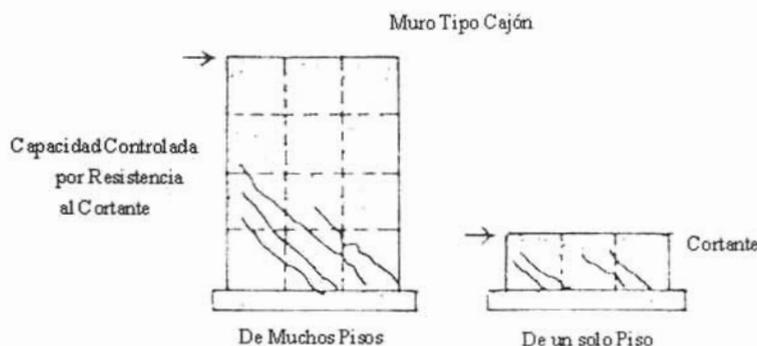


Figura 4.31 Continúa.

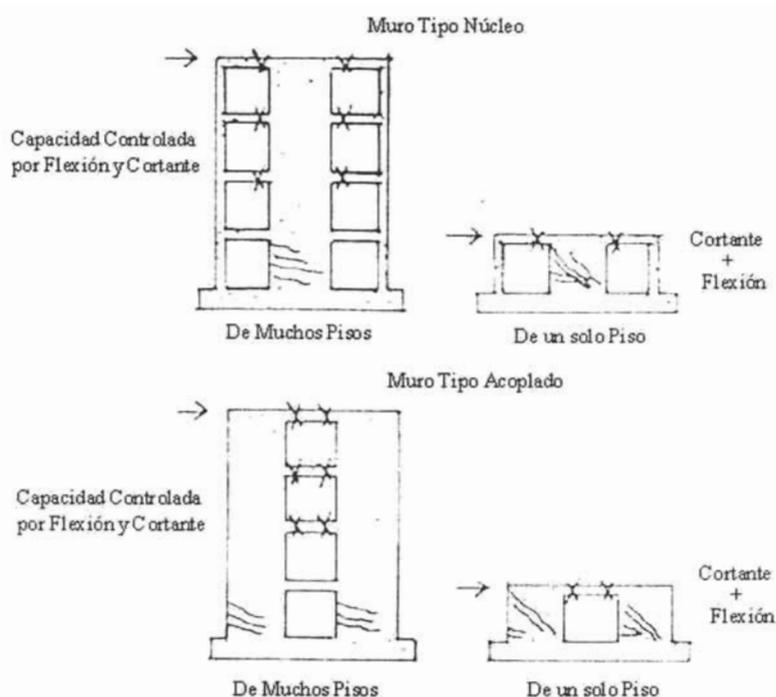


Figura 4.31

El muro debe tener suficiente capacidad para resistir las fuerzas cortantes que se le transmiten en cada conexión de diafragma; debe tener suficiente capacidad para soportar la flexión creada por fuerzas de volcamiento, y la relación entre muro y marco debe ser capaz de transmitir fuerzas del muro al marco o de un muro a otro muro a través del marco, como en el sistema de muros de cortante acoplados.

El diseño de muros de cortante acoplados es significativo porque al igual que la solución de columna débil-viga fuerte, a menudo se origina en un concepto arquitectónico útil y en la necesidad de penetrar el perímetro para fines de iluminación natural, como en la configuración tipo hotel/departamento que se ilustra en la figura 4.32.

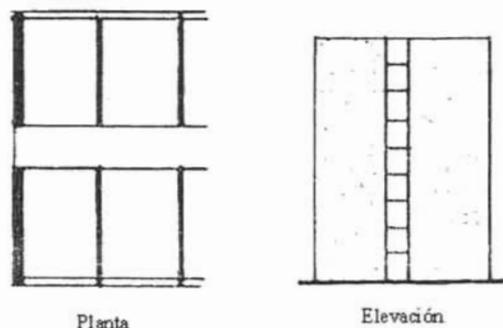


Figura 4.32

En el diseño de muros de cortante acoplados se pueden ver también como si fuera, análogo a la condición de la columna débil-viga fuerte girada a 90° (figura 4.33), aunque en los muros de cortante acoplados es más probable que los problemas se presenten por flexión de los muros de cortante, particularmente si son altos y esbeltos, y la fluencia ocurra en la viga en vez de la columna, lo cual es más deseable.

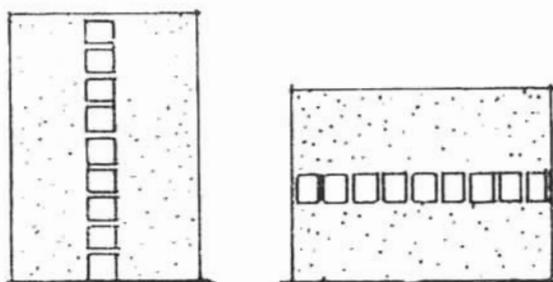


Figura 4.33

Las soluciones para los tipos de problemas que presenta la interacción muros de cortante-marcos se dividen en tres grupos (figura 4.34). El primer tipo de solución es prevenir el daño por flexión del marco mediante su separación del muro de cortante, de tal manera que quede libre para moverse sin riesgo de daño. La segunda solución es unir entre sí firmemente el marco al muro de cortante junto con la cimentación, para reducir el movimiento diferencial. Esta solución puede ser adecuada para muros y marcos bajos, pero no resolverá los problemas creados por muros altos y esbeltos. Para éstos, la solución consiste en conectarlos con una viga de transferencia de alta capacidad, también en la parte superior.

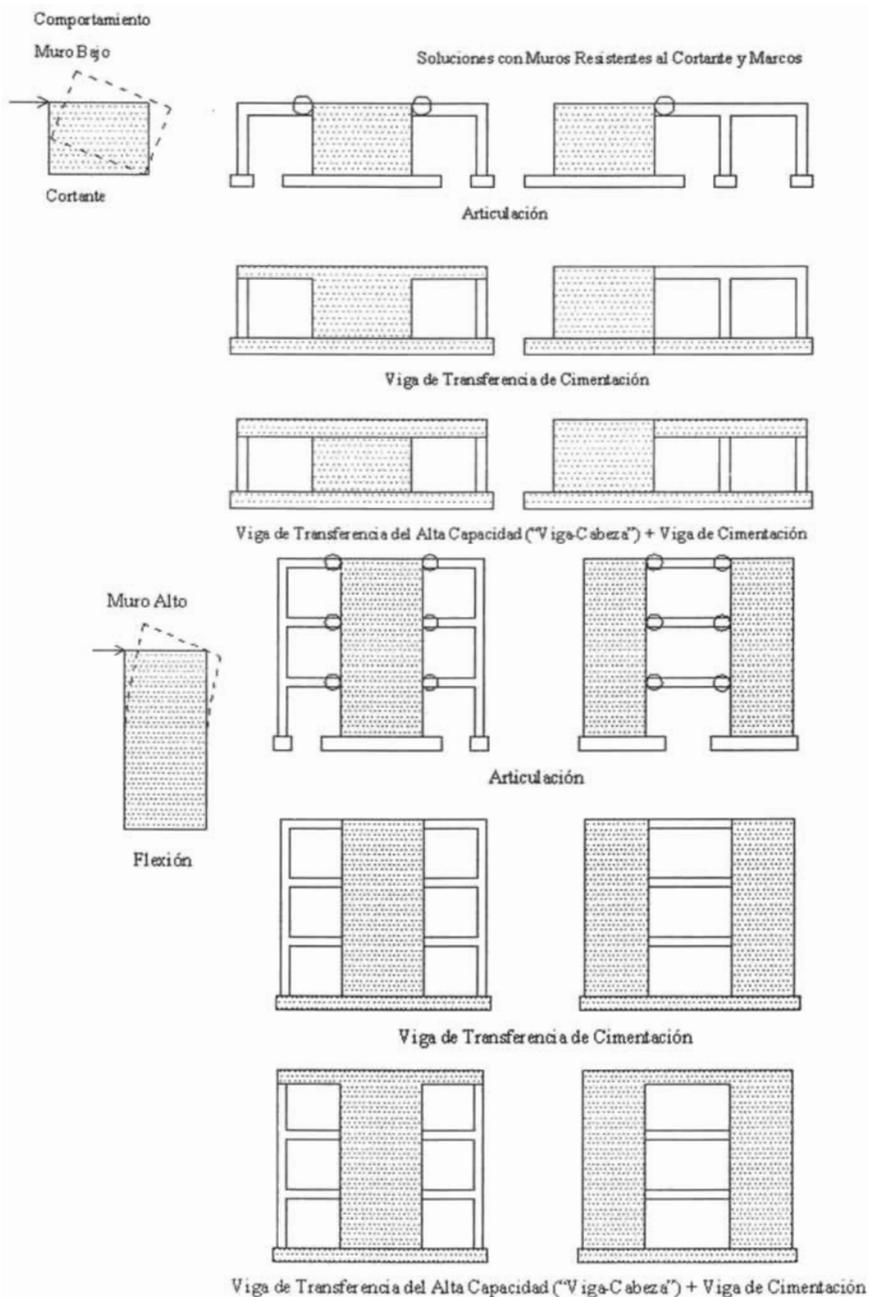


Figura 4.34

Se debe señalar además que en un diseño de muro-marco, como el de muros de cortante acoplados, la fluencia y la deflexión del marco pueden desempeñar una útil función de absorción de energía, actuando como una segunda línea de defensa cuando se empieza a exceder la capacidad del muro de cortante.

4.8.- MUROS DE CORTANTE DISCONTINUOS

Cuando los muros de cortante forman los principales elementos resistentes laterales del edificio, se puede requerir que soporten cargas muy altas. Si estos muros no coinciden en planta, de un piso al siguiente las fuerzas producidas por estas cargas no pueden fluir directamente hacia abajo a través de los muros desde el techo a la cimentación, y la consecuente trayectoria indirecta de las cargas puede producir graves sobreesfuerzos en los puntos de discontinuidad.

Con frecuencia esta condición de discontinuidad de muros de cortante representa un caso especial, aunque común, del problema de planta baja débil. Los requisitos del programa para una planta baja abierta tiene como consecuencia la eliminación del muro de cortante en ese nivel, y su reemplazo por un marco. Se debe señalar que el muro de cortante discontinuo es una contradicción fundamental de diseño; el propósito de un muro de cortante es coleccionar las cargas de diafragma de cada piso y transmitir las tan directa y eficientemente como sea posible a la cimentación. El hecho de interrumpir esta trayectoria de carga es un error fundamental, e interrumpirla en la base es un pecado capital. Por lo tanto, los muros de cortante discontinuos que terminan en el segundo piso representan el peor caso de la condición de planta baja débil.

Una discontinuidad de la rigidez y resistencia en dirección vertical provoca una concentración de esfuerzos y daños, y el piso que debe soportar el resto de los pisos en un edificio debería ser el último, no el primer componente a sacrificar.

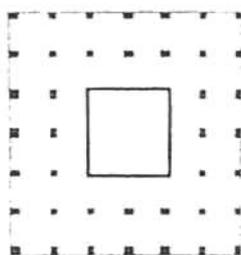
La solución para el problema del muro de cortante discontinuo es, sin duda, eliminar esta condición. El hacer esto puede crear problemas arquitectónicos de planeación, circulación o aspecto. Si así ocurre, entonces significa que la decisión de usar muros de cortante como elementos resistentes era inadecuada desde la concepción del diseño. En cambio, si se toma la decisión de usar muros de cortante, se tiene que reconocer su presencia desde el principio del diseño esquemático, y desde el inicio hacer de su tamaño y localización objeto de una cuidadosa coordinación arquitectónica y de ingeniería.

4.9.- USO DE JUNTAS DE CONTROL

El enfoque general en el diseño para resistir cargas laterales es ligar toda la estructura, a fin de asegurar su continuidad total de movimiento. En ocasiones, sin embargo, debido a la forma irregular o al gran tamaño de un edificio, es deseable controlar su comportamiento cuando esta sujeto a cargas laterales, mediante el uso de juntas de separación estructural. En ciertos casos, estas juntas crean la separación total, lo cual permite el movimiento completamente independiente de las partes separadas del edificio. En otros casos, las juntas controlan movimientos en una sola dirección, al mismo tiempo que realizan la conexión para la transmisión de carga en otras direcciones.

4.10.- OTROS SISTEMAS

Buscando mantener la mayor parte de la planta del edificio relativamente abierta y con poca obstrucción por columnas y muros, ha tenido mucha aceptación en la estructuración de edificios altos el concepto de separar las funciones de resistir las cargas verticales y horizontales en dos sistemas estructurales independientes. Así, mientras en la mayor parte de la planta los elementos estructurales son muy flexibles y absorben solo una parte pequeña de las fuerzas laterales. Los sistemas rígidos pueden ser ubicados en grandes núcleos centrales asociados a los servicios de escaleras y elevadores, como en la figura 4.35, o distribuidos a lo largo de las fachadas del edificio.



Estructuración con Núcleo Central

Figura 4.35

La solución de resistir la totalidad o la gran mayoría de las fuerzas sísmicas en un solo núcleo central, tiene el inconveniente de producir un fuerte momento de volteo en la base del núcleo con la consecuente transmisión de fuerzas muy elevadas a la cimentación. Por tanto, esta solución no es apropiada para edificios altos sobre terreno compresible.

4.11.- ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

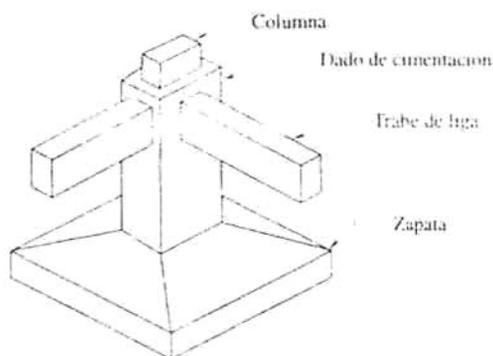
Si los muros de confinamiento o de separación no se aíslan de la estructura mediante juntas deslizantes, éstos se tienen que diseñar como partes integrales de la estructura. Entonces su localización constituye un aspecto estructural. Una pequeña porción de muro situada en un lugar equivocado puede redistribuir drásticamente las cargas y cambiar el comportamiento de la estructura. Las distribuciones asimétricas de muros pueden impedir que un conjunto de marcos simétricos responda a las fuerzas laterales de un modo relativamente libre de la torsión. Las escaleras, debido a que pueden constituir un contraventeo diagonal, son también muy rígidas y fácilmente desempeñan una función estructural importante, para bien o para mal, a menos que se aíslan respecto a los movimientos laterales.

4.12.- CIMENTACIONES

Para la elección del tipo de cimentación, es deseable seguir los mismos lineamientos que se han recomendado para escoger la forma de la superestructura, tales como simetría, regularidad y distribución uniforme. Debe evitarse al máximo combinar sistemas de cimentación superficiales y profundas, se procura que las cargas verticales se distribuyan

simétricamente, que los momentos de volteo no sean excesivos, y que la estructura no sea muy alargada en planta.

Otro principio general que debe seguirse es buscar que la cimentación tenga una acción de conjunto, que limite en lo posible los desplazamientos diferenciales horizontales y verticales entre los distintos apoyos. Resulta recomendable ligar las zapatas entre si mediante vigas, ya sea que estén sobre el suelo (figura 4.36), o sobre pilotes. Estos elementos de liga deben resistir al menos 10% de la mayor carga vertical de las columnas adyacentes.



Zapata aislada con trabe de liga.

Figura 4.36

Las principales acciones que derivan de las fuerzas sísmicas producidas en la estructura son cargas axiales por los momentos de volteo y fuerzas cortantes. Los momentos de volteo usualmente no constituyen un problema para el edificio en su conjunto, a menos que este sea muy esbelto; sin embargo, si pueden ser críticos los momentos en la base de muros que tomen la mayor parte de las cargas laterales. En estos casos debe ponerse cuidado especial en que las presiones verticales no excedan de los valores permisibles del terreno o la capacidad de carga de los pilotes que constituyen el sistema de cimentación. Las cargas axiales debidas al momento de volteo pueden, en edificios esbeltos, generar fuerzas de tensión que excedan las compresiones debidas a las fuerzas de gravedad. Deberán en este caso diseñarse pilotes o anclas que puedan absorber dichas tensiones.

La cimentación debe poder transmitir los cortantes basales al terreno. En cimentaciones superficiales es usual suponer que la mayor parte de la capacidad de resistir la fuerza cortante en la base la proporciona la fricción entre el suelo y la cimentación. Así, la resistencia total al movimiento de la estructura puede tomarse igual al producto de la carga muerta mas la viva media de la estructura, multiplicada por el coeficiente de fricción correspondiente.

Losas cimentaciones profundas normalmente constan de un cajón, cuya resistencia y rigidez naturales son útiles para distribuir las fuerzas sísmicas en el suelo, evitando los desplazamientos horizontales (figura 4.37).

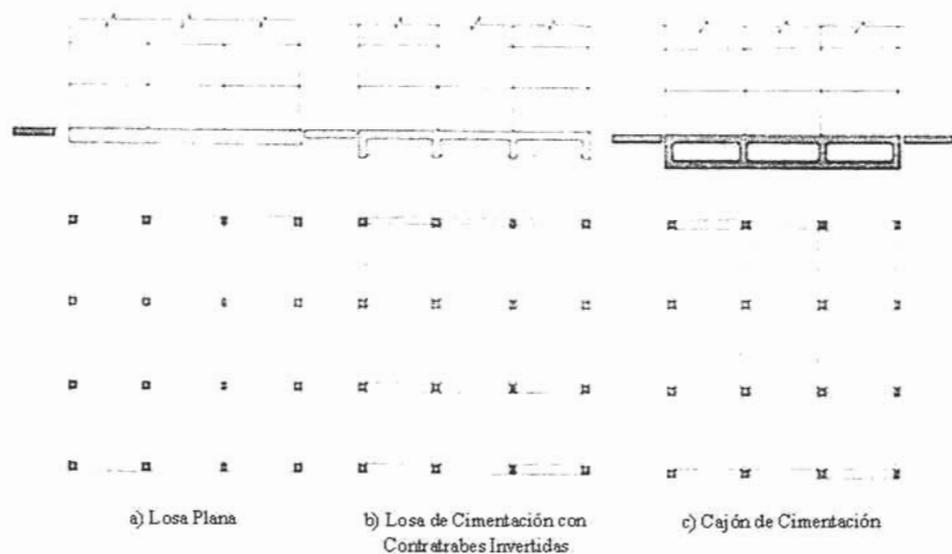


Figura 4.37

para transmitir las fuerzas cortantes se cuenta en este caso también con las presiones pasivas del suelo en las partes laterales del cajón, aunque para aprovechar esta acción deben tomarse medidas adecuadas, como cuidar que el suelo este bien compactado, y que los muros estén adecuadamente diseñados para resistir dichas presiones pasivas (figura 4.38 a). En el caso de dimensiones grandes pueden necesitarse muros interiores, además de los periféricos, para dar suficiente rigidez y resistencia a la cimentación, el uso de pilotes inclinados es muy efectivo para resistir las fuerzas laterales inducidas por el sismo, sin embargo tiende a concentrar en los pilotes con mayor inclinación las fuerzas inducidas por el sismo, dejando con poca efectividad, los pilotes verticales o con poca inclinación (figura 4.38 b).

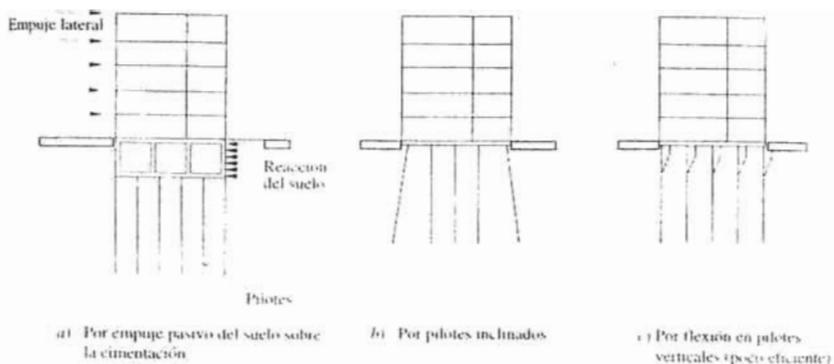
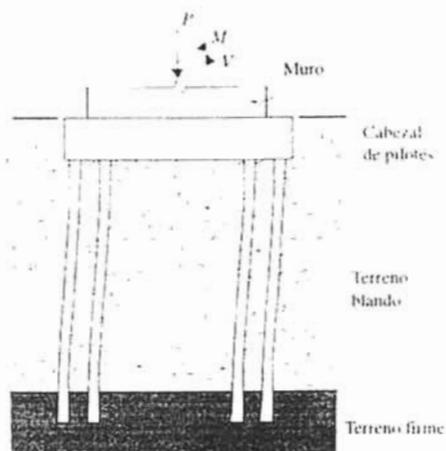


Figura 4.38

El movimiento del terreno genera desplazamientos relativos a distintas alturas del depósito de suelo. En consecuencia, los pilotes se flexionan, generándose en ellos fuerzas cortantes y momentos flexionantes, además de las cargas axiales (figura 4.39). El diseño de estos elementos debe considerar tales acciones. La parte más difícil es determinar la magnitud de los elementos mecánicos citados.



Deformación de pilotes por efecto de la carga lateral.

Figura 4.39

Se recomienda, por las razones expuestas en el párrafo anterior, el uso de pilotes o pilas sin refuerzo longitudinal. Se suele especificar un refuerzo nominal mínimo de 0.25 a 0.5 %, o cuatro varillas del número 5. Además, existe la tendencia en sismos severos a la formación de articulaciones plásticas en las cabezas de los pilotes, por lo que es apropiado confinar estas zonas mediante refuerzo transversal, de la manera como se hace en columnas. Se previenen o mitigan así fallas que serían de muy difícil reparación.

Es usual en el análisis de las estructura considerar que los elementos verticales están empotrados a nivel de la cimentación. Sin embargo, las rotaciones en la base de columnas y muros desplantados en cimentaciones no totalmente rígidas, pueden alterar significativamente la distribución de fuerzas en la estructura y los desplazamientos laterales de la misma. Particularmente significativos son los movimientos que pueden presentarse en la base de muros o crujías con contravientos, los que atraen grandes fuerzas laterales que generan altos momentos de volteo en su base. A menos que se cuente con un apoyo sumamente rígido con cimentación superficial sobre un suelo muy firme o con pilotes profundos sobre estratos muy resistentes (figura 4.40), se tendrán rotaciones en la base de estos muros que disminuirán radicalmente su eficiencia para rigidizar la estructura y modificaran la distribución de fuerzas.

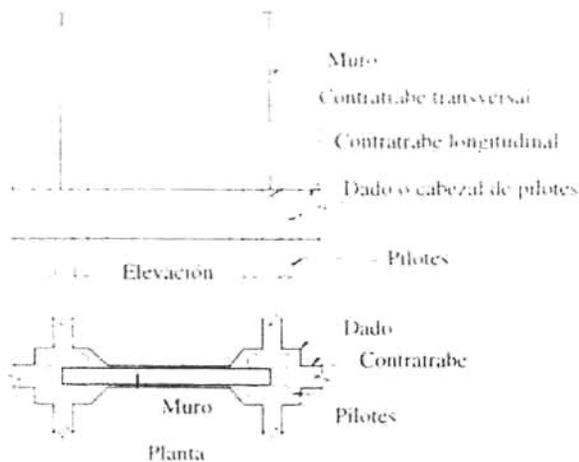


Figura 4.40

Para fines de resistencia a fuerzas sísmicas los pilotes de punta son mucho más efectivos que los de fricción, ya que proporcionan un apoyo mas firme para absorber las cargas axiales inducidas por el momento de volteo. En la zona de suelo blando de la Ciudad de México se han preferido tradicionalmente los pilotes de fricción, ya que estos permiten que el edificio siga el hundimiento regional del suelo. Sin embargo, en el sismo de 1985 fueron frecuentes los casos en que estos pilotes no pudieran soportar las cargas axiales debidas al momento de volteo y penetraron en el suelo de forma asimétrica, dejando al edificio inclinado. Existen algunas soluciones que tratan de reunir las ventajas de los dos tipos de pilotes, como los pilotes de control.



Escuela Nacional de Estudios Profesionales
Aragón U.N.A.M.
“Criterios de Estructuración y Diseño Sísmico
de Edificios”



CAPÍTULO V

“INFLUENCIA DE LA CONFIGURACIÓN PARA EL
COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LOS EDIFICIOS”

5.1.- IMPORTANCIA DE LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL SOBRE EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO

La forma de un edificio tiene mucho que ver con la determinación de los efectos de actividad sísmica en el edificio.

La mayoría de los edificios son de forma compleja. Cuentan con plantas definidas por muros que están distribuidos de forma complicada. Poseen alas, vestíbulos, balcones, torres y techos en voladizo. Están divididos verticalmente por plantas de varios niveles. Tienen techos inclinados, techos con arcos y techos de varios planos. Los muros tienen aberturas para puertas y ventanas. Los pisos tienen perforaciones para escaleras, elevadores, ductos y tuberías. Los techos tienen cavidades para alojar claraboyas, tubos de ventilación y chimeneas. Por tanto, se puede complicar la dispersión de la masa del edificio y la respuesta total del edificio a los efectos sísmicos; entonces, serán difíciles de imaginar y de aislar para evaluarlas cuantitativamente.

Pese a esta complejidad común, el análisis de la respuesta sísmica, a menudo se simplifica por el hecho de que se estudian, principalmente, aquellos elementos del edificio que intervienen directamente, en la resistencia a fuerzas laterales; es lo que se conoce como sistema lateralmente resistente. Así, la mayor parte de la construcción del edificio, incluyendo partes de la estructura que funcionan estrictamente para resistir cargas de gravedad, tienen solo una participación mínima en la respuesta sísmica. Estos elementos no estructurales contribuyen a la carga generada por la masa del edificio y ofrecen efectos de amortiguamiento al movimiento de la estructura, sin embargo, no contribuyen significativamente a la generación de resistencia a fuerzas laterales.

La respuesta sísmica tiene que tomar su lugar junto con las necesidades de obtener espacios interiores funcionales, control de tránsito, creación de aislamiento acústico, separación por seguridad, eficiencia energética, factibilidad económica y técnica, en general

5.1.1.- Peso

La carga vertical es la que casi siempre hace que el edificio colapse; durante un terremoto generalmente los edificios se caen hacia abajo, no hacia delante. Las fuerzas laterales agotan la resistencia de la estructura mediante flexión y esfuerzo cortante en las columnas, vigas o muros, y luego la gravedad atrae la estructura debilitada o distorsionada hacia abajo.

Reconociendo que las fuerzas de inercia son proporcionales a la masa y, en consecuencia, al peso del edificio, debe procurarse que este 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 se pueden lograr reducciones.

Considerando que las aceleraciones introducidas en el edificio crecen con la altura, es importante evitar las 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.

Hay que tratar que el peso del edificio este distribuido simétricamente en la planta de cada edificio. Una posición fuertemente asimétrica generaría vibraciones torsionales. (Ver figura 5.1)

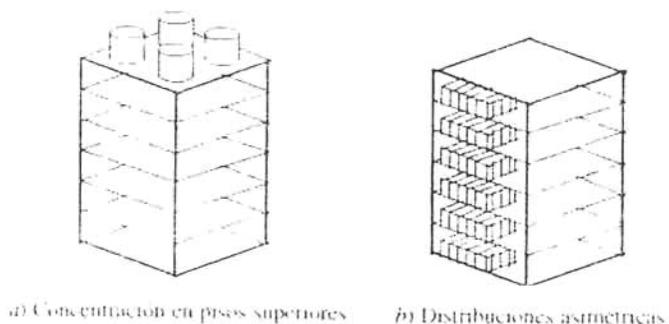
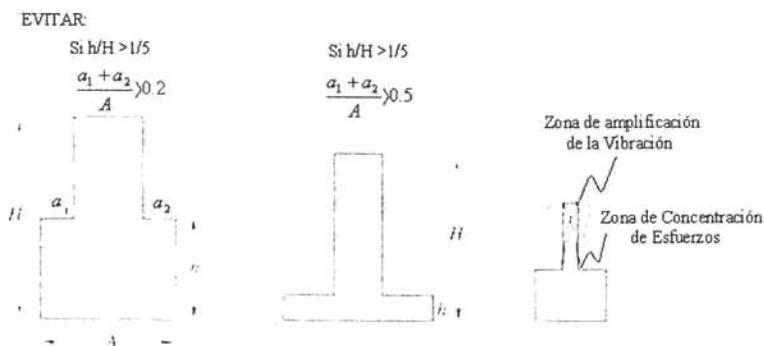


Figura 5.1

5.1.2.- Altura

La sencillez, regularidad y simetría son deseables también en la elevación del edificio para evitar que se produzcan concentraciones de esfuerzos en ciertos pisos o amplificaciones de la vibración en partes superiores del edificio.

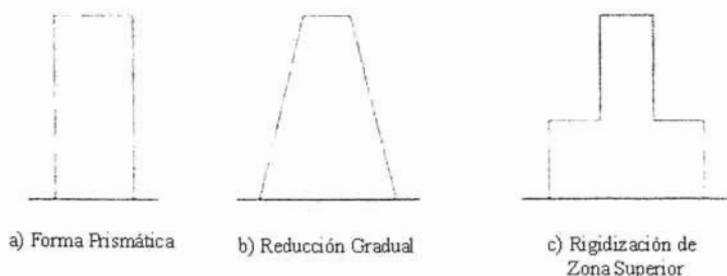
La figura 5.2 ilustra algunas reducciones bruscas en el tamaño de la planta de los pisos superiores, las que son indeseables por las razones antes citadas.



Reducciones Bruscas Indeseables en las Dimensiones de la Planta en Pisos Superiores de Edificios

Figura 5.2

Conviene evitarlas y seguir las precauciones indicadas en la figura 5.3. Particularmente críticas son las reducciones bruscas en la parte superior del edificio, donde el cambio drástico de rigidez tiende a producir el fenómeno de “chicoteo” con una gran amplificación de vibración en la punta.



Posibles Remedios a la Reducción en Elevación

Figura 5.3

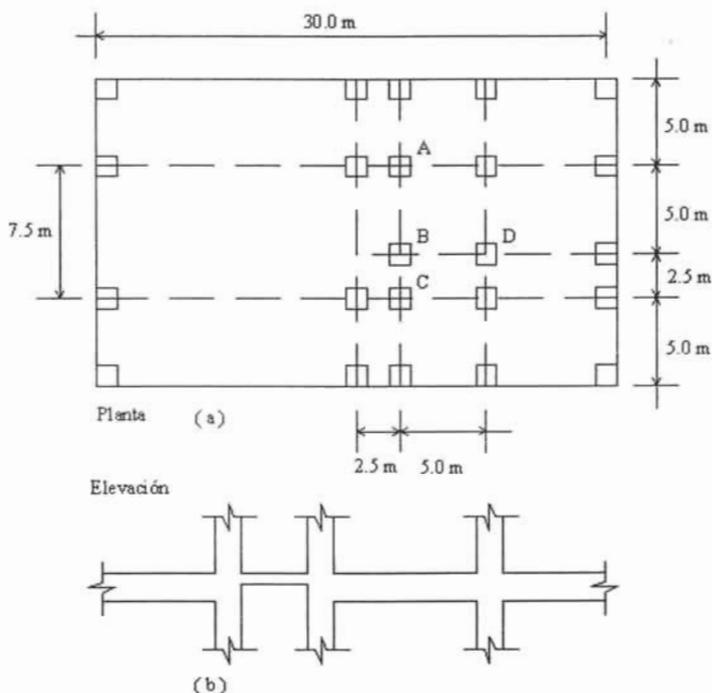
Discontinuidades de este tipo se presentan en los edificios tipo plaza y torre, que cuentan con una base de grandes dimensiones y una torre elevada. La discontinuidad en elevación es aquí menos grave porque se produce en pisos donde todavía los desplazamientos laterales son reducidos.

El aumento de la altura de un edificio puede parecer equivalente al aumento del claro de una viga en voladizo, y lo es, permaneciendo igual todo lo demás. El problema con la analogía es que a medida que un edificio se hace más alto, por lo general aumenta su periodo, y un cambio como este significa un cambio (ya sea hacia arriba o hacia abajo) del nivel de respuesta y magnitud de las fuerzas.

El periodo de un edificio no es solamente una función de su altura, si no también de factores como la relación entre altura y ancho, altura de los pisos, tipos de materiales y sistemas estructurales, y la cantidad y distribución de masa.

La adopción de claros muy distintos en un marco da lugar a fuerzas cortantes y momentos flexionantes muy grandes en las vigas de los claros más cortos. Estas fuerzas internas pueden alcanzar valores excesivos en estructuras altas y dar lugar a variaciones objetables en las cargas axiales de las columnas adyacentes, estas variaciones pueden a su vez afectar el diseño de las cimentaciones. En edificios bajos estos efectos pueden ser insignificantes; el grado de uniformidad que puede ser deseable en edificios altos puede ser objetable en los de baja altura, si ello impide aprovechar los puntos localizados irregularmente indicados por el arquitecto. Por ejemplo, en la estructura de concreto reforzado cuya planta se muestra en la figura 5.4a, la distribución de los muros de servicios permite situar las columnas en los puntos A, B, C, y D. Tales columnas reducirán el claro de las vigas y, por consiguiente, serían deseables en un edificio de dos a cinco niveles, también serían objetables probablemente en un edificio con más de ocho o diez niveles. Sin embargo, puede ser ventajoso en algunos casos localizar columnas en puntos que impliquen marcadas

discrepancias entre los claros de un edificio alto. Es entonces aconsejable disminuir la rigidez de las vigas que conectan tales columnas, especialmente reduciendo su peralte, como se muestra en la figura 5.4 b.



Solución Estructural para un Edificio de Claros Desiguales (según Newmark y Rosenblueth)

Figura 5.4

Como consecuencia de los desplazamientos verticales producidos por el alargamiento y acortamiento de columnas, los problemas derivados de la rigidez excesiva de las vigas de claro corto tienden a aumentar.

La reducción de la rigidez indicada en un buen diseño por cargas laterales podría ser entonces inconveniente debido a las limitaciones relacionadas con las deflexiones por carga vertical; es entonces aconsejable proyectar articulaciones plásticas en los extremos de los elementos en consideración.

La esbeltez excesiva de la construcción puede provocar problemas de volteo, de inestabilidad ($P-\Delta$) y de transmisión de cargas elevadas a la cimentación y al subsuelo. Además, se vuelven importantes los efectos de los modos superiores de vibración. Todos estos problemas se pueden manejar mediante análisis dinámicos refinados de la estructura y cuidando de proporcionar una elevada rigidez lateral en la dirección más esbelta del edificio y de recurrir a una cimentación rígida.

5.1.3.- Tamaño Horizontal

La planta comprende simplicidad, compacticidad y una gran rigidez torsional.

(Ver figura 5.5). Un edificio corto y rígido mostrado en (a) tiende a absorber una mayor sacudida producida por un sismo debido a su rápida respuesta (corto periodo de vibración natural). El edificio alto y esbelto, por otra parte, responde lentamente, disipando parte de la energía de la acción sísmica en su movimiento. Sin embargo, el edificio alto puede generar una respuesta multimodal, un efecto de latigazo o, simplemente, tanta deflexión real que pueden presentarse problemas.

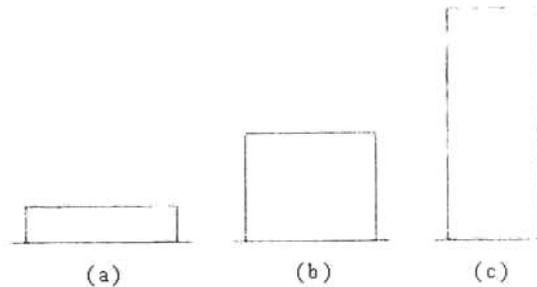
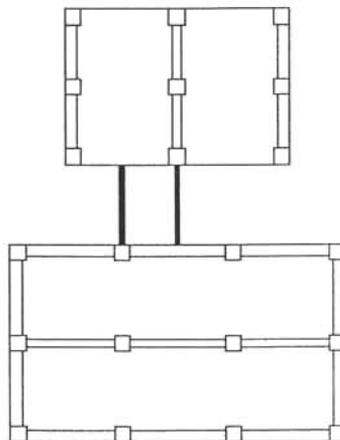


Figura 5.5

Los edificios con plantas irregulares que incluyen dos o más secciones interconectadas por corredores estrechos (figura 5.6) presentan problemas especiales de análisis y diseño: pueden generarse esfuerzos excesivamente grandes en los diafragmas del corredor, así como fuerzas por torsión en las secciones del edificio como consecuencia de la interacción entre tales secciones. El problema puede ser atacado con éxito por medio de juntas verticales de construcción correctamente localizadas y detalladas.



Secciones de un Edificio Interconectadas por Corredores Estrechos

Figura 5.6

Simplicidad. Desde el punto de vista de la resistencia sísmica, es deseable una configuración sencilla, con una forma cuadrada o circular. En los edificios con forma de ala, como la L, T, U, H, Y, y otras que se muestran en la figura 5.7 a, la porción del ala a menudo sufre un colapso ante un temblor severo, como se ilustra en figura 5.7 b.

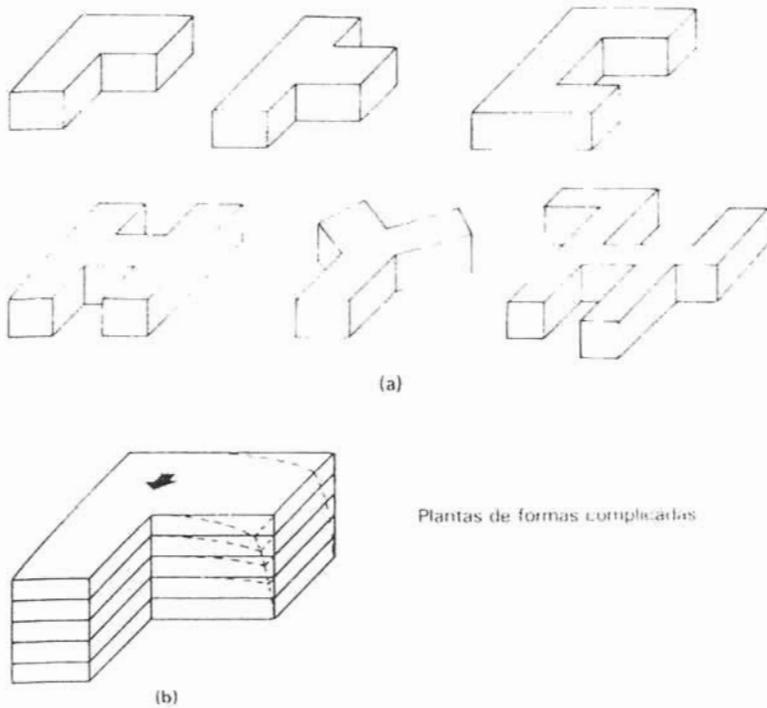


Figura 5.7

En tales casos se deberán suministrar juntas sísmicas que separen estructuralmente a las alas, como se muestra en la figura 5.8. Deberá existir una holgura suficiente en las juntas sísmicas, de manera que las porciones adyacentes no se golpeen unas con otras.

Compacticidad. En un edificio con una forma larga y extendida, actúan fuerza complicadas debido a la diferencia en la fase del movimiento sísmico (figura 5.8 b). En dicho edificio se requieren juntas sísmicas.

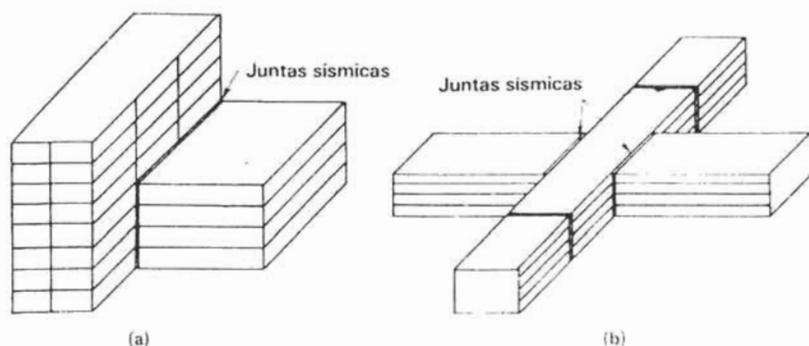


Figura 5.8

Simetría y rigidez torsional. Para satisfacer esta condición, es deseable tener simetría tanto en la configuración del edificio como en la estructura. Aun cuando se puede hacer que el centro de rigidez coincida con el centro de masas en un edificio asimétrico, con frecuencia es difícil mantener la coincidencia en el estado inelástico de esfuerzos.

Si existe una excentricidad entre los centros de masa y de rigidez, la deformación torsional y amplificación del movimiento sísmico son mayores en un edificio con una rigidez torsional pequeña. (Figura 5.9)

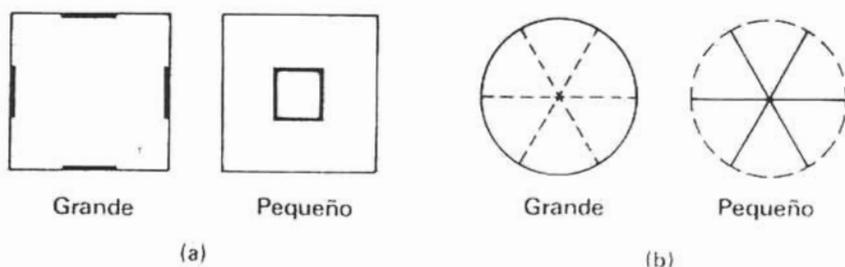


Figura 5.9

Hay que evitar también en la planta del edificio la presencia de alas muy alargadas (figura 5.10),

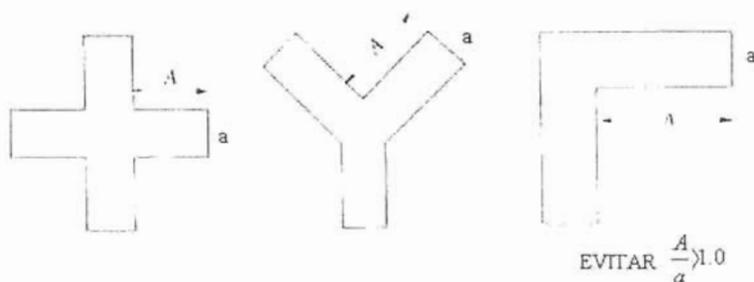


Figura 5.10

Esto tiende a producir que las alas vibren en direcciones diferentes, con lo que se producen fuertes concentraciones de esfuerzos en las esquinas interiores de la planta (figura 5.11).

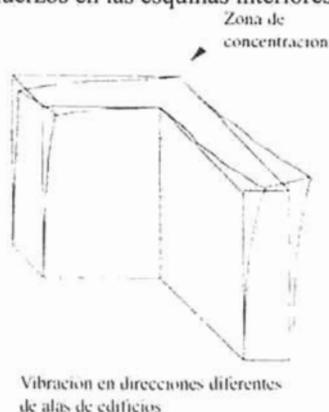


Figura 5.11

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 en 5.12.

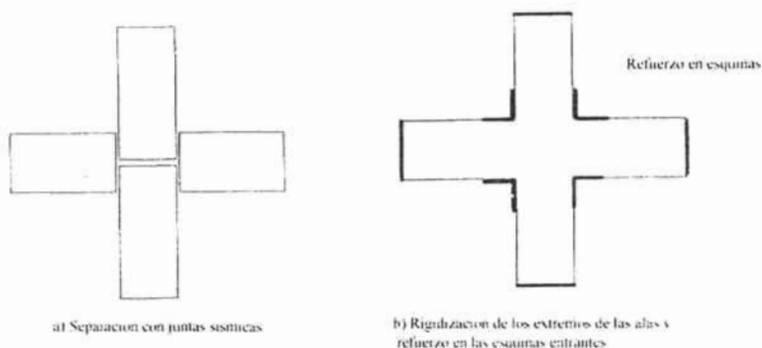
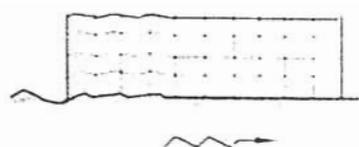


Figura 5.12

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 5.13 a), pero el problema principal de las plantas muy alargadas es que la flexibilidad del sistema de piso puede provocar vibraciones importantes en planta (figura 5.13 b), las que incrementan sustancialmente las sollicitaciones en la parte central del edificio.



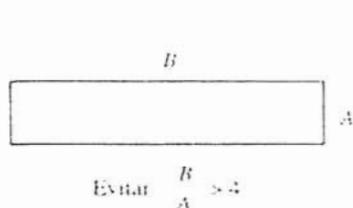
a) Movimiento diferente del suelo en distintos apoyos



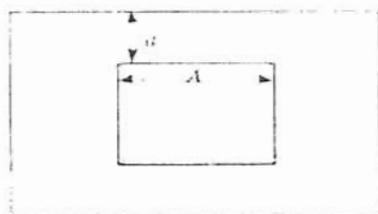
b) Deformación de la planta del edificio

Figura 5.13

Deben evitarse, por tanto, situaciones como las indicadas en la figura 5.14 y, en caso de que no sea posible, adoptar alguno de los remedios propuestos en la figura 5.15 (en particular, cuidar la distribución uniforme de las rigideces transversales y usar sistemas de piso muy rígidos en su plano).



Evitar $\frac{B}{A} > 4$

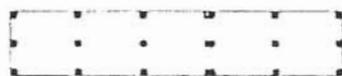


Evitar $\frac{A}{a} > 1$. $\frac{\text{Área vano}}{\text{Área planta}} > 0,25$

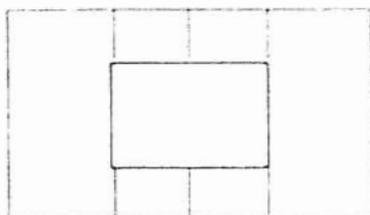
Figura 5.14



a) Separación con juntas sísmicas



b) Distribución uniforme de elementos resistentes transversales y sistema de piso rígido en planta



c) Reforzar zonas débiles, en particular las esquinas

Figura 5.15

No se aconsejan las plantas con esquinas entrantes, como las que se muestran en la figura 5.16. 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.

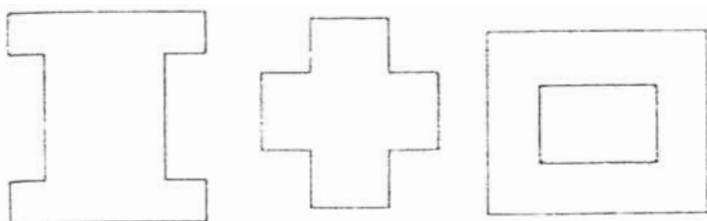


Figura 5.16

Es fácil visualizar las fuerzas de volteo relacionadas con la altura, como un problema sísmico, pero las áreas de planta grande también pueden ser inconvenientes. Cuando la planta se vuelve extremadamente grande, incluso si es una forma sencilla y simétrica, el edificio puede tener dificultad para responder como una unidad a las vibraciones sísmicas.

Al determinar las fuerzas sísmicas, usualmente se supone que la estructura vibra como un sistema en el que todos los puntos de una planta en el mismo nivel y en el mismo lapso están en la misma fase de desplazamiento, velocidad y aceleración, y que tienen la misma amplitud.

En realidad, como la propagación de las ondas sísmicas no es instantánea si no que tiene una velocidad final (finita) que depende de la densidad del suelo y de las características de los elementos estructurales, las diversas partes de la base del edificio a todo lo largo de este vibran asincrónicamente con aceleraciones diferentes, causando así esfuerzos longitudinales de tensión-compresión y desplazamientos horizontales adicionales. Con las otras condiciones permaneciendo constantes, cuanto mas largo sea el edificio, mayor será la probabilidad de ocurrencia de estos esfuerzos y mayor será su efecto.

A menos que haya numerosos elementos interiores resistentes a fuerzas laterales, por lo general los edificios de planta grande imponen severos requerimientos sobre sus diafragmas, que tienen grandes claros laterales y pueden tener que transmitir grandes fuerzas que serán resistidas por muros de cortante o marcos. La solución consiste en agregar muros o marcos que reduzcan el claro del diafragma, aunque se reconoce que esto puede crear problemas para la utilización del edificio. (Figura 5.17).



Figura 5.17

5.1.4.- Simetría.

El termino simetría denota una propiedad geométrica de la configuración del edificio. Un edificio es simétrico respecto a dos ejes en planta si su geometría es idéntica en cualquiera de los lados de cualquiera de los ejes que se estén considerando. Tal edificio sería perfectamente simétrico. Un edificio puede ser simétrico respecto a un eje solamente; sería geoméricamente idéntico respecto a ese eje, pero con una geometría disímil respecto a cualquier otro eje que se pudiera trazar. (Ver figura 5.18)

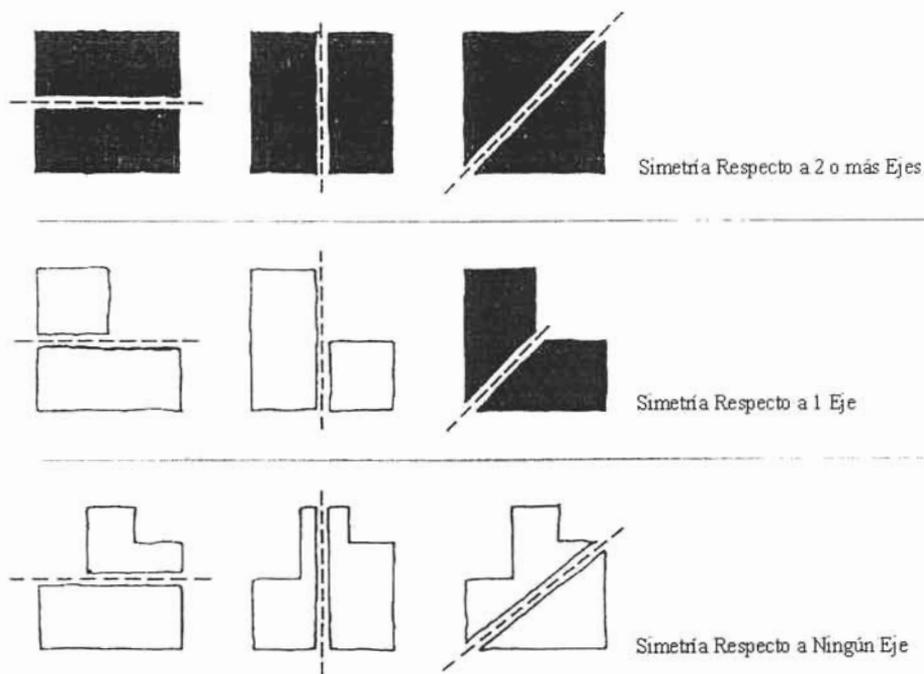


Figura 5.18

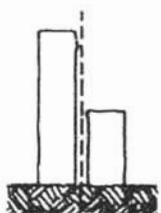
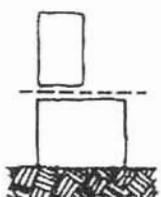
Simetría estructural significa que el centro de masa y el centro de resistencia están localizados en el mismo punto. Puede haber simetría en la elevación, pero tiene menor significación dinámica que la simetría en planta. De hecho, en términos puramente dinámicos, un edificio no puede ser perfectamente simétrico en elevación por que esta fijo al suelo y libre en su otro extremo. (Ver figura 5.19)



Simetría Respecto a 2 Ejes, si se Considera solamente el Edificio. Cuando el Edificio se sujeta al Suelo, las Mitades Superior e Inferior no son verdaderamente Simétricas



Simetría Respecto a 1 Eje, aunque esta Forma Posee otras Ventajas



Simetría Respecto a Ningún Eje

Figura 5.19

Las formas simétricas son preferibles a aquellas que no lo son. Las dos razones básicas es que en términos puramente geométricos, la asimetría tiende a producir excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez, y por lo tanto provocara torsión. La segunda es que la asimetría tiende a concentrar esfuerzos.

Los efectos de la simetría no solo se refieren a la forma de conjunto del edificio sino también a los detalles de su diseño y construcción. Los estudios del comportamiento de edificios cometidos a sismos pasados indican que el comportamiento es sensible a variaciones muy pequeñas de la simetría. Esto es particularmente cierto en relación con el diseño de muros de cortante y cuando los núcleos de servicio se diseñan como muros de cortante que actúan como elementos resistentes laterales importantes.

La asimetría en planta es la que tiende a proporcionar vibraciones torsionales en el edificio. Entre las alternativas de solución están la distribución de elementos resistentes que haga coincidir el centro de masas con el centro de torsión, la subdivisión del edificio en cuerpos independientes y regulares mediante juntas de construcción (también llamadas juntas sísmicas), mediante elementos estructurales exteriores que ligen las distintas partes del edificio y que lo vuelvan mas simétrico (ver figuras 5.20 a, b y c).

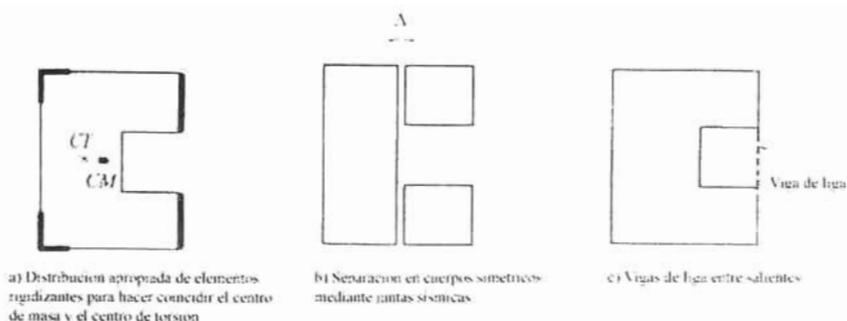


Figura 5.20

5.1.5.- Proporción

En el diseño sísmico, las proporciones de un edificio pueden ser más importantes que su tamaño absoluto. Para edificios altos, su relación de esbeltez (altura/ancho) o relación de aspecto, calculada de la misma manera que para una columna individual, es una consideración más importante que solo su altura.

Cuanto más esbelto sea un edificio, peores serán los efectos de volteo de un sismo y mayores los esfuerzos sísmicos en las columnas exteriores, en especial las fuerzas de compresión por volteo, las cuales pueden ser difíciles de manejar. Lo mismo ocurre con las fuerzas de compresión y de desprendimiento que actúan en la cimentación.

5.1.6.- Resistencia Perimetral

Para resistir la torsión en un edificio simétrico, con el centro de giro situado exactamente en el centro geométrico, cuanto más distante del centro se coloque el material, mayor será el brazo de palanca respecto al cual actúe, y por tanto, mayor será el momento resistente que pueda generar. Esto quiere decir que, geoméricamente, la distribución más eficiente es la circular, aunque se pueden emplear muchas otras configuraciones con una eficiencia adecuada. Sin embargo, siempre que sea posible, es conveniente colocar miembros resistentes en el perímetro, ya sea que los miembros sean muros, marcos, o marcos contraventeados, y que tengan que resistir fuerzas laterales directas o de torsión o ambas. (Ver figuras 5.21, 5.22 y 5.23)

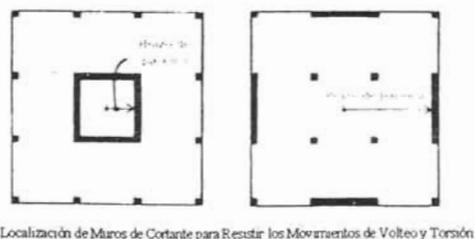


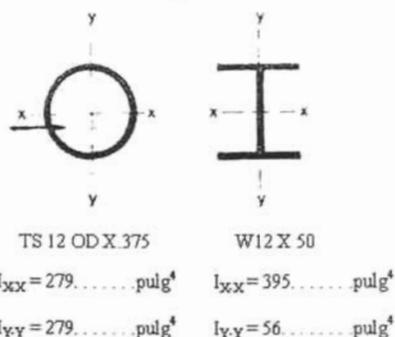
Figura 5.21

Figura 5.21



Es conveniente colocar Miembros Resistentes en el Perímetro siempre que sea posible

Figura 5.22



Para el mismo Peso de Material, el Patín Ancho es 1 ½ veces más Rígido que el tubo, a lo largo del eje X-X. Sin embargo, si se Carga Lateralmente, el Tubo es Cinco Veces más Rígido que la Sección de Patín Ancho, y mucho más Fuerte a la Torsión

Figura 5.23

5.1.7.- Redundancia

Los miembros redundantes son elementos estructurales que en condiciones normales de diseño no desempeñan una función estructural o están subesforzados con respecto a su resistencia, pero que son capaces de resistir fuerzas laterales si es necesario, proporcionando un medio útil para obtener un factor adicional de seguridad donde pueda haber incertidumbres analíticas en el diseño.

Se puede aducir que suministrar redundancia representa una violación de los conceptos de economía y elegancia de la ingeniería, puesto que implica que una parte del material, por lo general esta ocioso o subesforzado. Sin embargo el concepto reconoce la necesidad de diseñar en función de desastres no calculados, así como para las condiciones diarias de servicio.

La redundancia en el diseño sísmico tiene importancia en varios aspectos. A menudo se cita el detallado de las conexiones como un factor clave, ya que cuanto más integrada e interconectada este una estructura, habrá más posibilidades de redistribución de carga.

Además es deseable una gran redundancia, ya que una falla local no induce el colapso en la totalidad del edificio, si la capacidad de deformación plástica es grande.

5.2.- IRREGULARIDADES SIGNIFICATIVAS EN CONFIGURACIONES SENCILLAS

En el comportamiento sísmico de un edificio influye fuertemente la naturaleza del diseño del perímetro. Si existe una amplia variación de resistencia y rigidez alrededor del perímetro, el centro de masa no coincidirá con el centro de resistencia, las fuerzas de torsión tenderán a causar rotación del edificio respecto al centro de resistencia. (Ver figura 5.24)

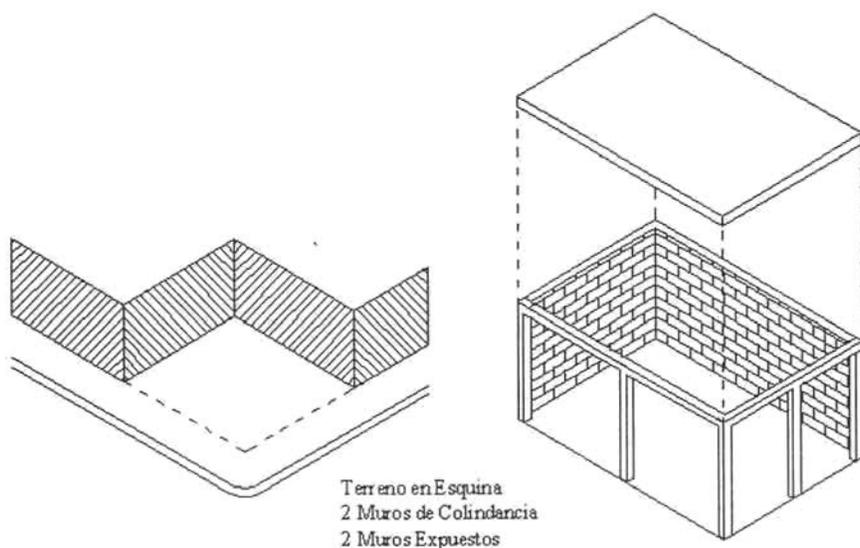


Figura 5.24 Continúa. . . .

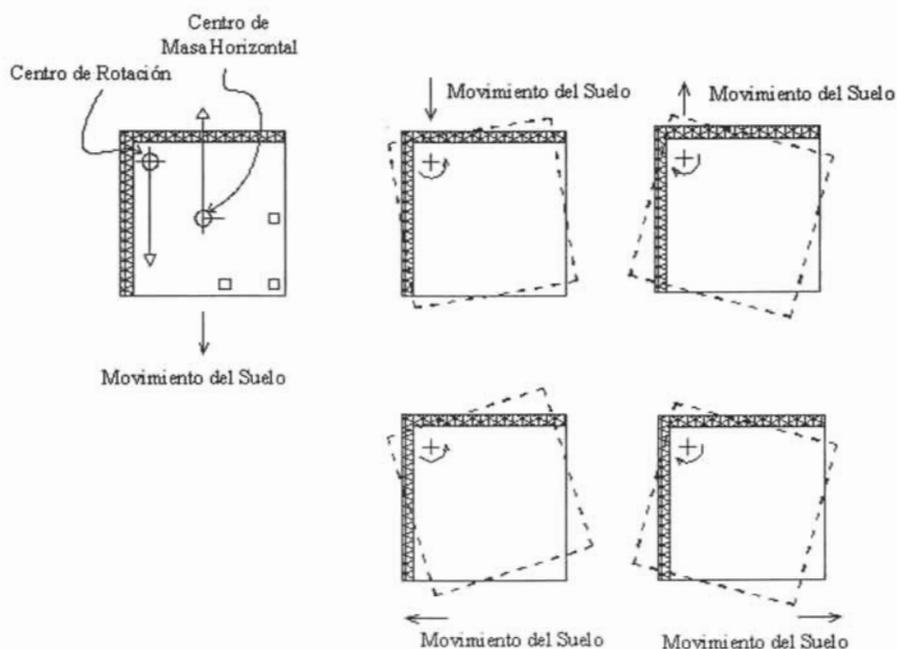


Figura 5.24

Considerando una construcción común, los muros laterales están sobre la colindancia, el muro trasero esta sobre la colindancia, o bien da a un callejón. El muro trasero tiene aberturas mínimas, si a caso las tiene, pero la fachada frontal con ventanas hacia la calle esta esencialmente abierta. Cuando los sacude un sismo, los muros trasero y laterales son muy rígidos, pero el frontal es muy flexible y el techo tiende a torcerse. Se han hecho algunos estudios que indican que cualquier columna de la fachada frontal será sujeta a grandes esfuerzos en gran medida por la fuerza cortante de torsión, además de las cargas y esfuerzos cortantes normales debidos al desplazamiento.

El objetivo de cualquier solución para el problema de irregularidades en las rigideces perimetrales es reducir la posibilidad de torsión. Se pueden emplear alternativamente cuatro estrategias.

La primera es diseñar una estructura de marcos con resistencia y rigidez aproximadamente iguales para todo el perímetro. Las partes cerradas del perímetro se pueden construir con un recubrimiento no estructural, diseñadas de tal modo que no afecten el comportamiento sísmico del marco. (Ver figura 5.25).

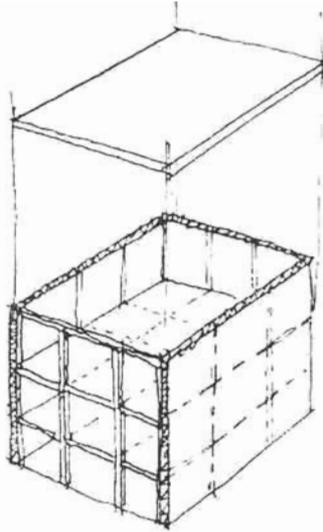


Figura 5.25

Esto se puede hacer ya sea usando un recubrimiento de peso ligero, o bien asegurando que los materiales pesados, como el concreto o la mampostería, estén aislados del marco.

Un segundo enfoque consiste en aumentar la rigidez de las fachadas abiertas mediante la adición de muros de cortante en o cerca de la parte abierta. (Ver figura 5.26). La solución depende de que el diseño permita esta adición.



Figura 5.26

Una tercera solución es usar un marco muy fuerte, resistente a momento o contraventeado en la fachada abierta, cuya rigidez se aproxime a la de los muros sólidos. (ver fig. 5.27) la posibilidad de hacer esto dependerá del tamaño de las fachadas: un marco de acero largo jamás se puede aproximar en rigidez a un muro de concreto largo; sin embargo, esta es una

buena solución para estructuras de marcos de madera, como en los edificios de departamentos con un área de garaje en la planta baja, porque incluso un marco de acero largo se puede hacer tan rígido como los muros de cortante de madera laminada.



Figura 5.27

Finalmente, se puede aceptar la posibilidad de tener torsión y diseñar la estructura para resistirla. Esta solución se podrá aplicar solo a estructuras relativamente pequeñas con diafragmas rígidos, que se puedan diseñar para actuar como una unidad. (Ver fig. 5.28)

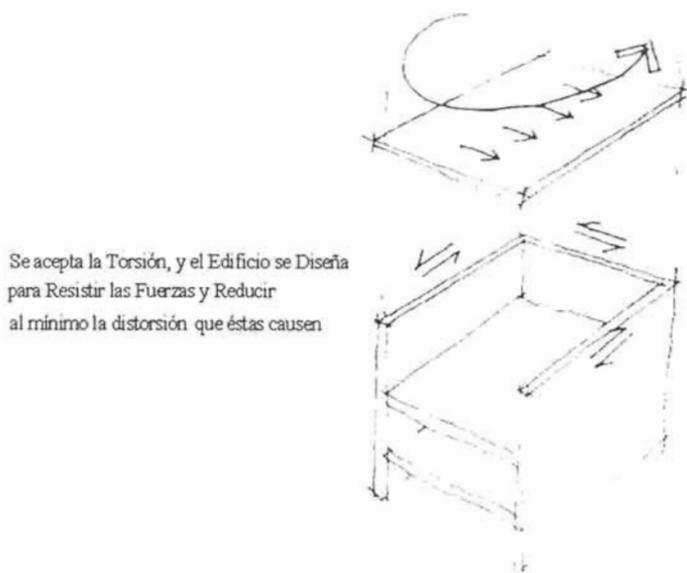


Figura 5.28

Situación del Núcleo, Falsa Simetría

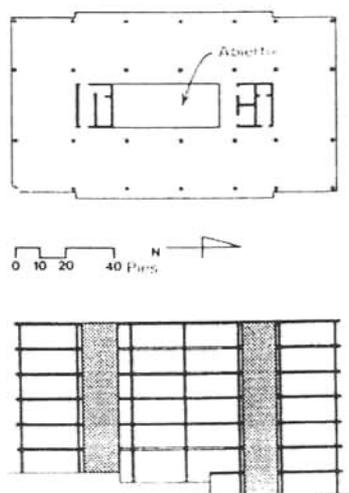
Generalmente, los muros de cortante interiores se contraponen a los requisitos de uso, flexibilidad y amplitud; los muros de cortante exteriores pueden o no acoplarse a otros requisitos que debe cumplir el perímetro del edificio, y solo es posible hacer un pequeño número de aberturas para ventanas sin evitar que el “muro de cortante” se vea reducido a marco. Por lo tanto la situación más común para los muros de cortante en un edificio de muchos pisos es el núcleo.

Sin embargo la localización y el diseño detallado de este elemento voluminoso y rígido se vuelven entonces extremadamente importantes al determinar el comportamiento sísmico del edificio. En particular, la situación del núcleo en relación con la simetría de conjunto del edificio es crítica porque las localizaciones asimétricas del núcleo tenderán en gran medida a incrementar la posibilidad de torsión. Así, al determinar la simetría de la configuración de un edificio, se debe tomar en cuenta no solo la forma general del edificio, también se debe investigar la localización de todos los elementos resistentes significativos.

El término “falsa simetría” se usa para identificar edificios cuya configuración aparenta ser sencilla, regular y simétrica, pero que, debido a la distribución de los elementos resistentes, son estructuralmente asimétricos.

Un ejemplo se puede mostrar para el edificio de la figura 5.29, desde el punto de vista de configuración del edificio, el edificio tiene tres debilidades desde el punto de vista sísmico:

1. Los dos núcleos no estaban unidos entre sí a través del basamento o de la cimentación.



Planta y corte del edificio de departamentos

Figura 5.29

2. Aunque superficialmente los dos núcleos son iguales, los muros del núcleo norte produjeron una sección significativamente más rígida, y por tanto, falsa simetría, de tal modo que su capacidad de flexión era de una cuarta parte más que la del núcleo sur. (ver figura 5.30)

Disparidad de rigidez de núcleos aparentemente similares. Las capacidades de esfuerzo cortante son iguales, pero el momento resistente del núcleo norte es 25% mayor.

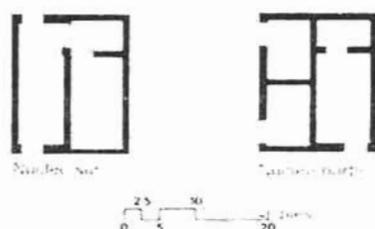


Figura 5.30

3. Las aberturas de los pisos, situadas entre los núcleos, redujeron el área de contacto del piso y el núcleo.

Si el núcleo o núcleos se pueden situar al centro o en la periferia, en un edificio simétrico, se reducirá la posibilidad de torsión y se atenuará el sacudimiento de aquellas partes de la estructura que están más alejadas del núcleo. Si por aspectos de planeación, el núcleo no se puede situar simétricamente, se deben agregar algunos elementos resistentes para equilibrar, lo cual puede ser difícil de hacer, tomando en cuenta la naturaleza omnidireccional del posible sacudimiento.

Alternativamente, el núcleo no se debe usar como único elemento resistente: el edificio dependerá de marcos rígidos, o bien, se deben encontrar localizaciones alternativas para los muros de cortante, de preferencia en el perímetro. Es útil recordar que en cuanto a su propia función, el núcleo (elevadores, escaleras, ductos de servicio) es un conjunto de agujeros en el diafragma, y corresponde al diseñador elegir si será o no un elemento resistente principal.

5.3.- CONFIGURACIONES CON ESQUINAS INTERIORES

Estas formas plantean dos problemas. El primero es que tienden a producir variaciones de rigidez y, por tanto, movimientos diferenciales entre diversas partes del edificio, provocando una concentración local de esfuerzos en la esquina entrante.

Considerando el edificio en forma de L (ver figura 5.31) si se presenta un movimiento de suelo con énfasis en la dirección norte-sur, el ala orientada norte-sur tenderá probablemente, por razones puramente geométricas, a ser más rígida que el ala situada este-oeste.

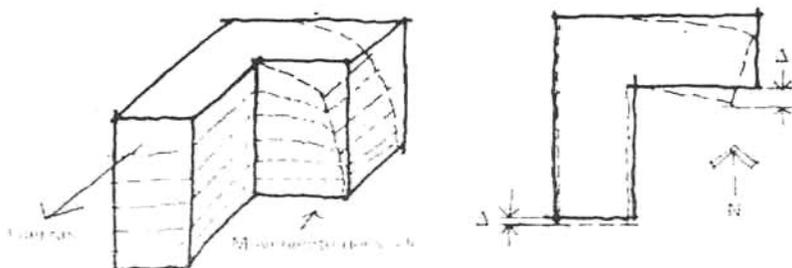


Figura 5.31

Si el ala norte-sur fuera un edificio separado, tendería a flexionarse menos que ala este-oeste, pero las dos alas están unidas entre sí y tratan de moverse en forma diferente en su unión, tirándose y empujándose la una a la otra (ver figura 5.32).

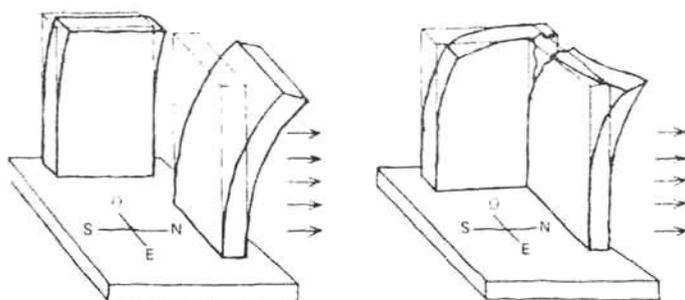


Figura 5.32

Esta condición es similar al efecto de cambio de sección. Recuérdese que también las fuerzas serán dinámicas; habrá movimiento de un lado a otro que causara mayor daño. Para movimientos a lo largo del otro eje, las alas funcionan al revés, pero permanece el problema del movimiento diferencial.

El segundo problema de esta forma es la torsión. Esta se produce porque el centro de masa y el centro de rigidez de esta forma no pueden coincidir geoméricamente para todas las posibles direcciones de un sismo. Esto provoca rotación, que tendera a distorsionar la forma de maneras cuya naturaleza y magnitud dependerán de la naturaleza y dirección del movimiento de tierra y causaran fuerzas muy difíciles de predecir y analizar.

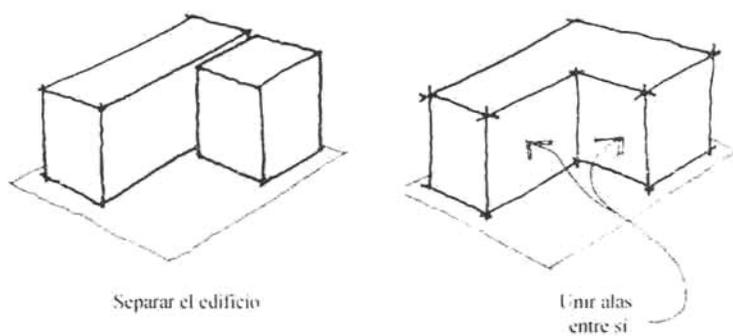
La concentración de esfuerzos en el cambio de sección y los efectos de torsión están interrelacionados. La magnitud de las fuerzas y la gravedad de los problemas dependerán de:

- La masa del edificio
- Los sistemas estructurales
- La longitud de las alas y sus relaciones de aspecto
- La altura de las alas y sus relaciones altura / anchura

Además, es común que las alas de los edificios con esquinas interiores tengan diferentes alturas, de tal modo que la discontinuidad vertical de un escalonamiento en elevación se combina con la discontinuidad horizontal de la esquina entrante en planta, planteando un problema aun mas grave.

Existen dos enfoques alternativos al problema de las formas de esquinas internas:

Dividir estructuralmente el edificio en formas mas sencillas, o bien, unir con mas fuerza entre si los edificios. (Ver figura 5.33).



Dos soluciones básicas para el problema de esquina entrante

Figura 5.33

Una vez tomada la decisión de hacer juntas sísmicas, estas se tienen que diseñar y construir de manera correcta para lograr el propósito original. Las entidades estructuralmente separadas de un edificio deben ser totalmente capaces de resistir por si mismas las fuerzas verticales y laterales, y sus configuraciones individuales deben estar equilibradas horizontal y verticalmente. El otro aspecto, es que la cantidad de separación sea adecuada para que no haya choque.

Para diseñar una junta sísmica, el proyectista estructural debe calcular el desplazamiento máximo de las dos unidades. El peor caso ocurre cuando dos estructuras individuales se inclinan simultáneamente la una hacia la otra, y por tanto la dimensión de la separación debe tomar en cuenta la suma de los desplazamientos de los edificios.

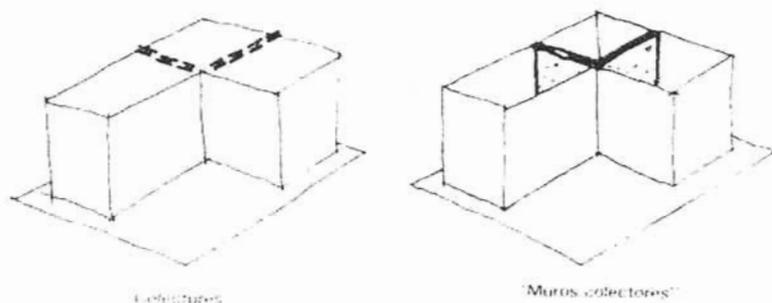
Las juntas se pueden diseñar de varias maneras, pero deben lograr una separación estructural completa de los pisos y muros, en la figura se muestran ideas. (Ver figura 5.34).



Figura 5.34

Los componentes no estructurales, como las divisiones, plafones, tubos y ductos, también se deben detallar para permitir este movimiento, a menos que se puedan sacrificar con seguridad y economía ciertos componentes. El aplastamiento de porción metálica en una fachada bien anclada, podría satisfacer este criterio, pero no así el de una porción de vidrio ordinario de la misma fachada. La construcción de las juntas de separación sísmica es similar a la de las juntas de expansión térmica, pero son típicamente mayores y deben ser capaces de trabajar suavemente mientras vibran horizontal y verticalmente. Algunas estructuras se han dañado a causa de los choques en las juntas concebidas para funcionar solamente como juntas térmicas, pero que fueron forzadas a comportarse también como juntas sísmicas inadecuadamente dimensionadas.

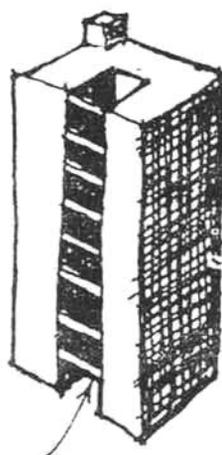
Si se decide omitir las juntas sísmicas y unir entre sí los cuerpos de los edificios, se deben hacer varias consideraciones, como se indicó anteriormente, los colectores en la intersección pueden transferir fuerzas a través del área de intersección, pero solo si el diseño permite que estos miembros se extiendan de un lado a otro sin interrupción. Muros ubicados en la misma situación son aún mejores que los colectores. (Ver figura 5.35)



Modos de unión del edificio

Figura 5.35

Puesto que la porción del ala que típicamente se distorsiona más es el extremo libre, es conveniente utilizar marcos rigidizantes en ese lugar. (Ver figura 5.36).



Puntales de Viga

Figura 5.36

En la fig. 5.37 se ilustra la disparidad de rigidez entre las dos alas, para fuerzas que se pueden presentar a lo largo de cualquier eje, la cual se puede equilibrar teóricamente aumentando la rigidez en las crujeas extremas, como se ilustra (habría aun mas posibilidad de movimiento diferencial que en la configuración rectangular sencilla).

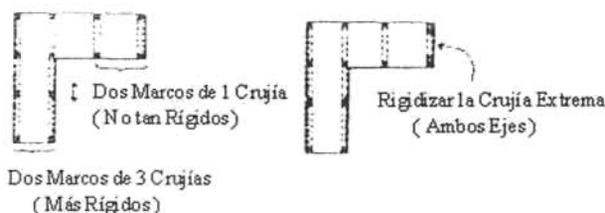


Figura 5.37

El uso de esquinas entrantes achaflanadas, en vez de ángulos rectos, reduce el problema de cambio de sección (ver figura 5.38) que es análogo a la manera en que un agujero redondeado en una placa de acero produce menos problemas de concentración de esfuerzos que un agujero rectangular, o la manera en que una viga acartelada es mas conveniente que una con cambio de sección brusco.

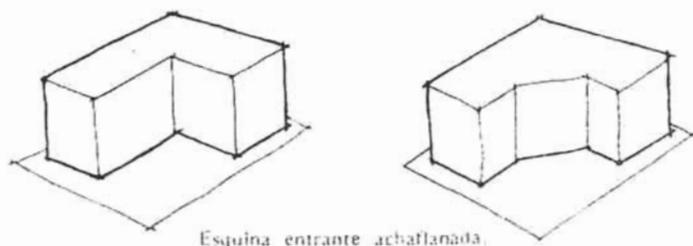


Figura 5.38

En la figura 5.39 se ilustra un subterfugio de diseño que combina un ligero arreglo de forma (esquinas achaflanadas) con un marco innovador para convertir una forma de planta muy irregular, la cruciforme, en un cuadrado simple con salientes triangulares pequeñas.

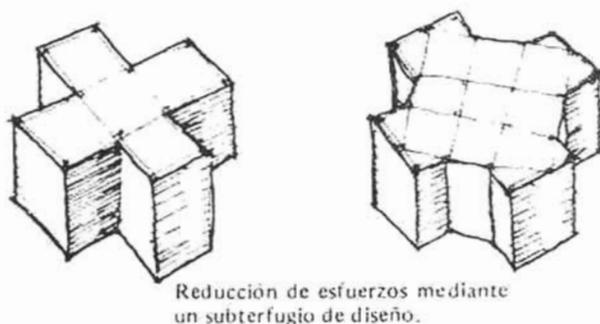


Figura 5.39

5.4.- CONFIGURACIONES ESCALONADAS VERTICALMENTE

Las configuraciones escalonadas constituyen una irregularidad común en la geometría del edificio, y constituyen en una o más reducciones abruptas en el tamaño de piso en la altura del edificio.

Los escalonamientos pueden variar considerablemente con respecto a su proporción entre torre y base en altura y planta, la simetría de las proporciones de base torre del edificio y los tipos de construcción utilizados en cada porción.

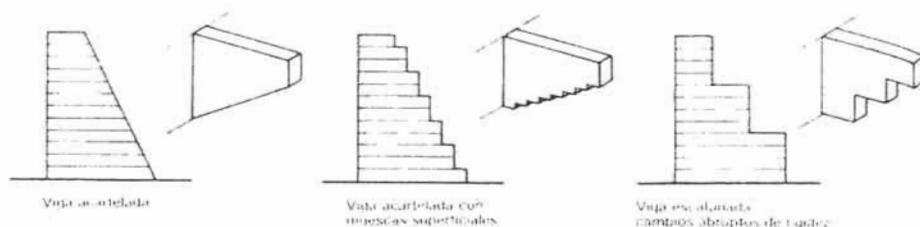
Se pueden adoptar escalonamientos por diversas razones: las tres más comunes son los requisitos de zonificación en que los pisos superiores se escalonan hacia atrás para conservar la luz y el aire en los sitios adyacentes, los requisitos de programa cuando se necesitan pisos mas pequeños a niveles más altos y los requisitos de estilo relacionados con la forma del edificio.

El problema de la forma escalonada cae dentro del problema más general de la discontinuidad: el cambio abrupto de la resistencia y rigidez. En el caso de esta

configuración compleja, es más probable que ocurra en el punto de escalonamiento o “cambio de sección”.

La gravedad del efecto del escalonamiento depende de las proporciones relativas y el tamaño absoluto de las distintas partes del edificio. Además, la simetría o la asimetría en la planta de la torre y la base, afecta la naturaleza de las fuerzas. Si la torre o base, o ambas son dinámicamente asimétricas, entonces se introducirán fuerzas de torsión en la estructura, haciendo mucho más complejo su análisis y su comportamiento.

El problema de cambio de sección también se puede visualizar como el de una esquina vertical interna. Los esfuerzos deben rodear la esquina porque se ha hecho un “cambio de sección” impidiendo una ruta más directa. Así cuanto más pequeños sean los escalones o cambios de sección en un escalonamiento normal o invertido menor será el problema. Un acartelamiento suave evita totalmente el cambio de sección. Una viga acartelada no sufrirá concentraciones de esfuerzo mientras que una viga escalonada sí. (Ver figura 5.40)



Escalonamientos: analogía en la transición entre una viga acartelada y una con cambios de sección.

Figura 5.40

Un escalonamiento normal o invertido con una pendiente continua (siempre que tanto el marco como la envoltura sean realmente continuos) evita por completo el problema de cambios abruptos de rigidez (aunque no se comportará de acuerdo con las hipótesis de los reglamentos y se debe analizar especialmente).

Los escalonamientos con muros de cortante en la porción de la torre pueden tener otras dificultades (ver figura 5.41).

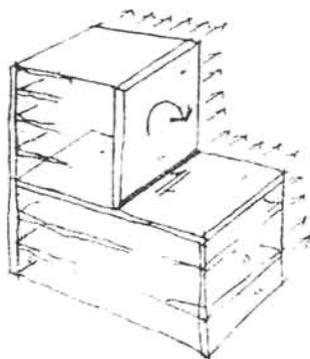


Figura 5.41

Además de la posibilidad de un cambio abrupto de rigidez donde el muro de cortante se inserta en la estructura de la base, el muro de cortante transmitirá grandes fuerzas al diafragma superior de la base. Los momentos de volcamiento (que son difíciles de transferir horizontalmente), así como los cortantes, tienen que encontrar rutas alternativas, si los muros de cortante no son continuos. Al igual que con otras combinaciones de problemas de configuración, un escalonamiento con muro de cortante discontinuo crea una situación análoga a la de una función exponencial: las dos anomalías interactúan y provocan un problema mucho mayor y más incierto que el que se plantearía si las dos variables fueran independientes y simplemente aditivas.

Aunque los casos más comunes de escalonamiento se presentan en un solo edificio, la condición se puede crear en edificios adyacentes de diferentes alturas.

En estructuras donde las áreas de estacionamiento son convenientes, por lo común, la torre tiene marcos resistentes a momento, sin muros de cortante. Usualmente, la gran estructura de la base tiene pisos o niveles de sótano que obviamente deben tener muros de contención que representan rigideces casi infinitas si se comparan con los marcos más flexibles que bajan de la torre (ver figura 5.42).

Una torre angosta sobre una amplia base enterrada rígida a muchos niveles con estructuras para estacionamiento de autos y/o helipistas.

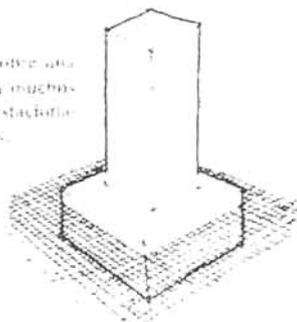
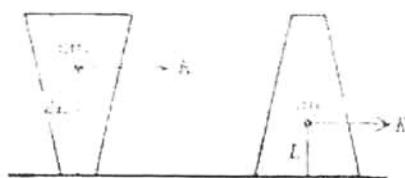


Figura 5.42

Entonces, al nivel de transición se necesita un diafragma especialmente fuerte para transferir fuerzas laterales del área de la torre a estos muros perimetrales del sótano y se debe poner atención especial a las conexiones de los puntales en este nivel.

Los escalonamientos normales e invertidos son similares en cuanto a que crean cambios de rigidez y son susceptibles al efecto de cambio de sección. Sin embargo, son opuestos en cuanto a las características de su forma de conjunto. Aunque el cambio de un escalón grande por varios más pequeños, o el hecho de acartelar la elevación puede eliminar los problemas debido a los cambios abruptos de rigidez en los edificios escalonados, el escalonamiento invertido tiene un problema adicional mas grave.

Puesto que es conveniente mantener las fuerzas cerca del suelo, y no mas arriba, es recomendable mantener el centro de gravedad o de masa del edificio más cerca del suelo. Las fuerzas a menores alturas significan menores brazos de palanca y por lo tanto menores momentos de volcamiento. La configuración con escalonamiento normal o piramidal distribuye las masas de una manera positiva, mientras que la invertida constituye un paso significativo en la dirección estructural equivocada (ver fig. 5.43).



En un escalonamiento invertido, el brazo de palanca (L) actuando a través del centro de masa ($c.m.$), tiene el doble de longitud que el de un escalonamiento normal y, por lo tanto, los efectos de volcamiento son dobles.

Figura 5.43

La capacidad resistente debe estar relacionada con el tamaño de las fuerzas. La forma piramidal aumenta su cantidad de material (suponiendo una distribución uniforme de miembros) a medida que desciende, aumentando también las cargas en esa dirección. La pirámide invertida, además de elevar su masa mas arriba del suelo, tiene menos ancho y material a medida que desciende, lo que es opuesto a una configuración sísmica efectiva.

Las soluciones para la configuración escalonada son análogas a aquellas de su contraparte horizontal, es decir, la planta de esquina entrante. El primer tipo de solución consiste en una separación sísmica completa en planta, de tal modo que las porciones de los edificios estén libres para reaccionar independientemente (ver figura 5.44).

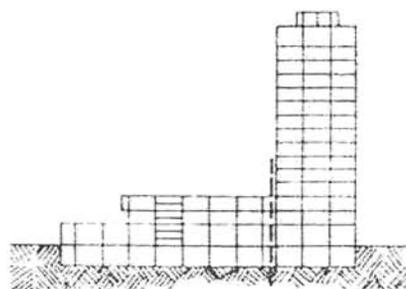


Figura 5.44

Cuando el edificio no se separa, se debe prestar atención especial para evitar la discontinuidad vertical de las columnas, de tal modo que el escalonamiento este distribuido para coincidir con los tamaños de crujías normales. (Ver figura 5.45)

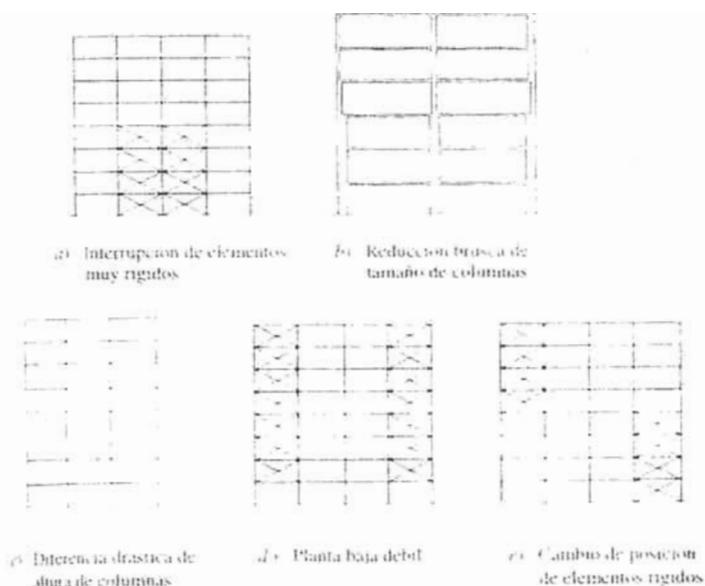


Figura 5.45

Cualquier edificio grande con condiciones de escalonamiento importante se debe sujetar a un análisis especial o cuando menos una cuidadosa investigación de su comportamiento dinámico. Finalmente, en las áreas sísmicas se deben evitar configuraciones escalonadas invertidas con forma y tamaño extremos.

5.5.- DISCONTINUIDAD DE RESISTENCIA Y RIGIDEZ

Los cambios bruscos de rigidez y resistencia con la altura llevan a diversos problemas que se ilustran en la figura 5.46. En el caso a) la interrupción de los elementos muy rígidos a partir de cierta altura produce una concertación de esfuerzos en el piso inmediatamente superior a la interrupción; es deseable una disminución más gradual. Un efecto similar, aunque menos grave, se produce cuando la sección de las columnas se reduce drásticamente en los pisos superiores, como en el caso b), y cuando la altura del entrepiso varía significativamente entre uno y otro nivel, como en el caso c).



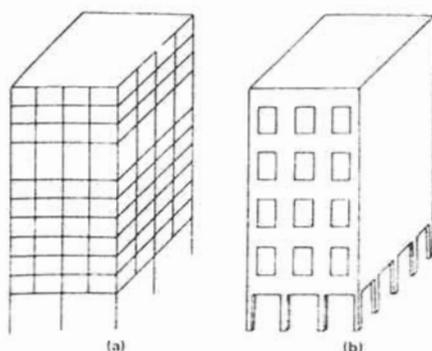
Discontinuidades de rigidez en elevación.

Figura 5.46

La causa más frecuente de irregularidad en elevación del sistema estructural es la que se muestra esquemáticamente en el caso d), y que se denomina de “planta baja débil”. Por las necesidades de su uso, en la planta baja de edificios se requieren frecuentemente grandes espacios libres, por lo que se opta por eliminar en ese nivel los muros de rigidez y de relleno y los contravientos. Esto produce, por una parte, una discontinuidad marcada en rigideces, pero sobre todo un piso más débil que el resto en el que se concentrara, en caso de un sismo de gran intensidad, la disipación inelástica de energía.

5.5.1.- Resistencia y Rigidez

Dirección vertical. Es aconsejable evitar cambios repentinos en la distribución vertical de la rigidez y la resistencia. El parámetro relevante es la relación de la rigidez de entrepiso al peso del mismo, entre pisos adyacentes. Si hay un entrepiso blando en un edificio, como se muestra en la figura 5.47, la deformación plástica tiende a concentrarse en éste, y esto puede provocar el colapso total del edificio. Esta condición se encuentra con frecuencia con columnas en el primer piso y muros de cortante arriba. La rigidez y la resistencia se pueden ajustar aumentando las columnas o los contravientos en los entrepisos blandos.



Entresijos blandos.

Figura 5.47

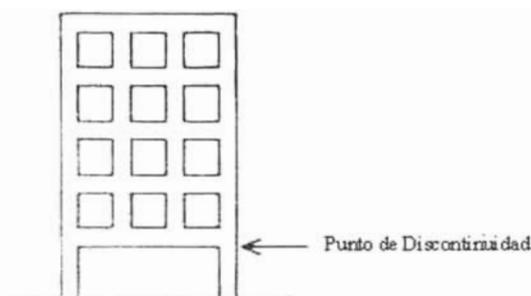
Dirección horizontal. Si existen columnas largas y cortas en el mismo entresijo, la fuerza cortante se concentra en las relativamente rígidas columnas cortas, que de esta manera fallan antes que las largas. En un marco estructural, las columnas largas pueden convertirse en cortas mediante la introducción de vigas. En este caso, los muros no estructurales se deberán aislar de los miembros estructurales. Las fuerzas también se concentran en las vigas cortas. Esta situación puede aliviarse ajustando los peraltes de las vigas, evitando así las concentraciones de esfuerzos. Los elementos de concreto reforzado, susceptibles de sufrir a causa de las concentraciones de esfuerzos, pueden dotarse de ductilidad mediante refuerzo diagonal

5.5.2.- Nivel Blando

Se define esta situación como aquella de cualquier nivel de una estructura, en la cual la resistencia lateral total del nivel es menor al 80% de aquella del nivel de arriba. El nivel débil es calificado como discontinuidad en capacidad.

Toda discontinuidad que contribuye un cambio repentino en la estructura es, por lo regular, causa de un peligro excepcional. Esto también es cierto para condiciones de carga estática, no obstante, es especialmente crítico en condiciones de carga dinámica. Todo incremento o disminución repentina de rigidez producirá una amplificación de la deformación y esfuerzo en una estructura sometida a cargas energéticas. Las aberturas, ranuras, puntos de estrechamiento y otras variaciones de forma producen estos cambios súbitos en la estructura horizontal o vertical. Una situación especialmente crítica es el llamado nivel blando.

Un piso débil en cualquier nivel crea problemas, pero como las fuerzas generalmente son mayores hacia la base del edificio, una discontinuidad de rigidez entre el primer y segundo piso tiende a provocar la condición mas grave. La planta baja abierta y de gran altura tiene un rasgo arquitectónico, tanto un precedente histórico como aceptación en la actualidad. Estrictamente, este no es siempre un asunto de estilo de diseño, ya que, a menudo, se requiere por razones funcionales. (Ver figura 5.48).



Una Discontinuidad de Rigidez produce una Zona de Debilidad o un "Piso Débil"

Figura 5.48

También puede haber discontinuidad debido a un concepto de diseño muy común, en el cual no todos los elementos estructurales verticales se proyectan hacia la cimentación, sino que algunos terminan en el segundo piso para aumentar los claros de la planta baja (figura 5.49). Esta condición crea una trayectoria de carga discontinua que produce un cambio abrupto de resistencia y rigidez en el punto de cambio.



Trayectoria de Carga Discontinua

Figura 5.49

Finalmente, el piso débil se puede producir por un piso abierto que soporta muros superiores estructurales o no estructurales pesados. Esta situación es mas grave cuando el muro superior es de cortante y actúa como elemento principal resistente de la fuerza lateral.

El problema básico de todas estas variaciones de piso débil es que la mayor parte de las fuerzas sísmicas de un edificio, y cualquier deformación estructural consecuente, tenderán a concentrarse en el piso débil o en el punto de discontinuidad, en lugar de distribuirse de manera mas uniforme entre todos los pisos.

Las soluciones para el problema del piso débil comienzan por su eliminación, o sea, evitando la discontinuidad modificando el diseño arquitectónico. Si esto no es posible por razones de programa o de imagen, el siguiente paso es investigar la forma para reducir la discontinuidad por otros medios, como son:

1. Arriostrar algunos de los claros (figura 5.50). Si se diseña adecuadamente para resistir las fuerzas, el marco arriostrado (armadura) tendrá una rigidez similar a la de un muro rígido de cortante, que es la estructura superior común en estas situaciones. Sin embargo, el efecto de nivel blando también puede presentarse en marcos rígidos donde el nivel blando es, significativamente, meno rígido.

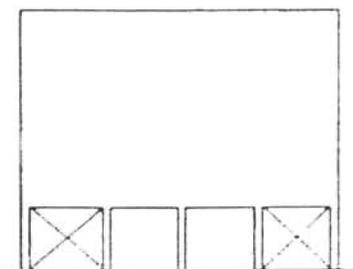


Figura 5.50

2. Conservar abierto el perímetro de la planta del edificio con un interior rígidamente arriostrado (figura 5.51).

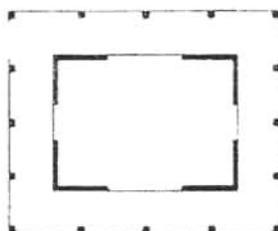


Figura 5.51

3. Incrementar el número de columnas de la planta baja o la rigidez de éstas, o ambas condiciones, para obtener una estructura de marco totalmente rígida (figura 5.52).

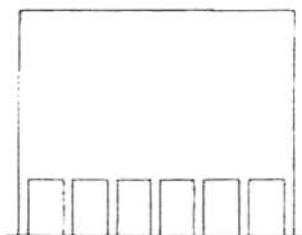


Figura 5.52

4. Utilizar secciones cónicas o de arco en las columnas de la planta baja, a fin de aumentar la rigidez. (Figura 5.53).

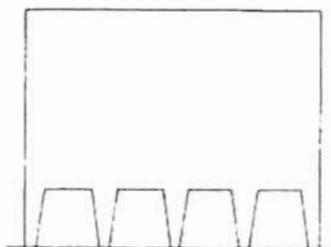


Figura 5.53

5. Diseñar un primer nivel rígido como una extensión hacia arriba de una estructura de cimentación pesada (figura 5.54).

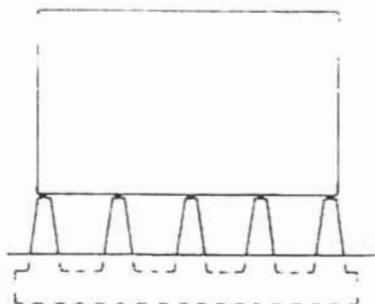


Figura 5.54

Alternativamente se puede lograr eliminar una planta baja alta eliminando la discontinuidad dinámica mediante un marco vertical que abarque varios pisos, en el cual la estructura tenga uniformidad de rigideces en toda su altura, agregando pisos adicionales ligeros de tal modo que tengan tan poco efecto como sea posible en las características de la estructura principal.

En la figura 5.55 se pueden apreciar el resumen de lo expuesto anteriormente

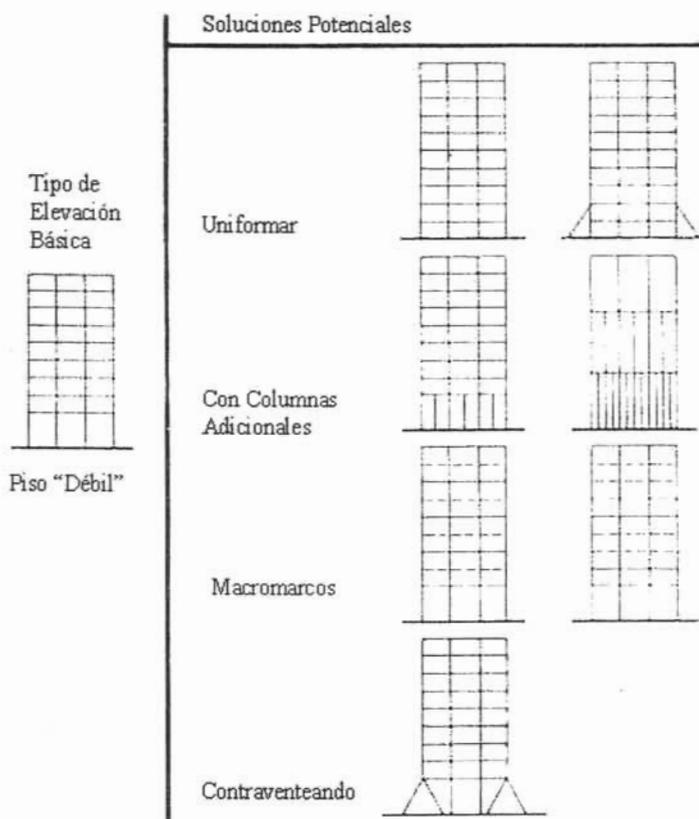


Figura 5.55

El nivel blando, de hecho, es un método para producir amortiguamiento crítico o mayor absorción de energía, lo cual podría ser un factor positivo en algunas situaciones. Sin embargo, las mayores concentraciones de esfuerzo y deformaciones se deben considerar con sumo cuidado, por lo que, sin duda, es aconsejable un análisis dinámico.

No se deben olvidar las posibilidades de las soluciones arquitectónicas: el énfasis necesario en la planta baja se puede obtener mediante enfoques de diseño que no requieran discontinuidad estructural (figura 5.56).

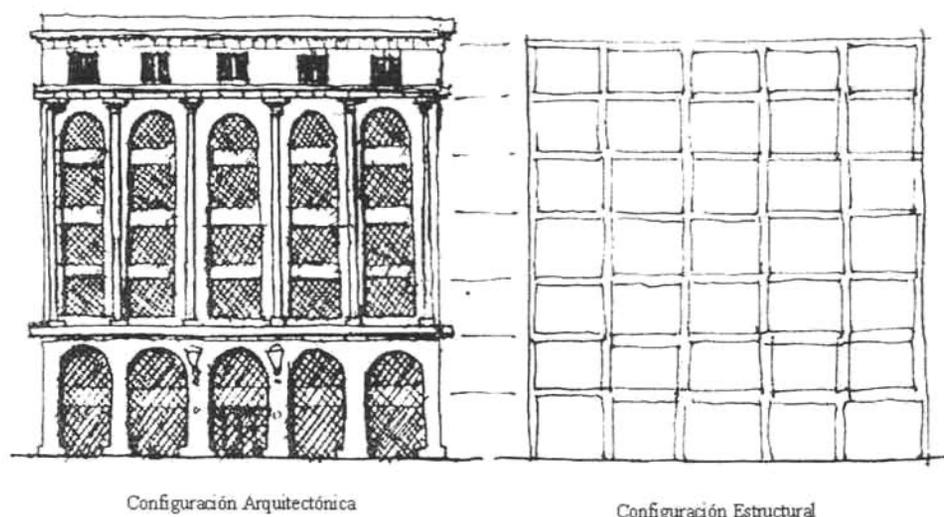


Figura 5.56

5.5.3.- Variaciones en la Rigidez de las Columnas

Generalmente, el origen de las variaciones en la rigidez de las columnas radica en consideraciones arquitectónicas: terrenos en laderas de colinas, relleno de porciones de marcos con material “no estructural” pero rigidizante para crear una faja de ventanas altas, elevación de una porción del edificio sobre el nivel del terreno mediante elementos altos, en tanto que otras áreas se apoyan sobre columnas más cortas, o bien, rigidización de algunas columnas con un mezzanine o desván, mientras otras se dejan de doble altura sin contraventearlas.

La importancia de estos aspectos radica en el hecho de que sus efectos son contrarios a los intuitivos. Por ejemplo, a menudo los rellenos se hacen como una actividad de remodelación posterior a la construcción del edificio, y puede ser que no se consulte al ingeniero; la intuición puede sugerir al diseñador que se está haciendo más resistente la columna y la estructura en su conjunto, y no provocando una grave concentración de esfuerzos.

Parecería razonable que una columna corta fuera más fuerte que una más larga con la misma sección. Ciertamente, bajo cargas verticales, sería menos posible que se pandeara, y por tanto, ser capaz de recibir cargas más altas. Pero la columna corta también es más rígida, y bajo carga lateral, en que las cargas se distribuyen de acuerdo a la rigidez de los elementos resistentes, la columna corta y rígida atraerá fuerzas que pueden estar desproporcionadas con su resistencia.

En la figura 5.57 se ilustra de manera grafica este fenómeno en que las columnas de longitud desigual también se presentan, por analogía, como vigas en voladizo de longitud desigual conectadas.

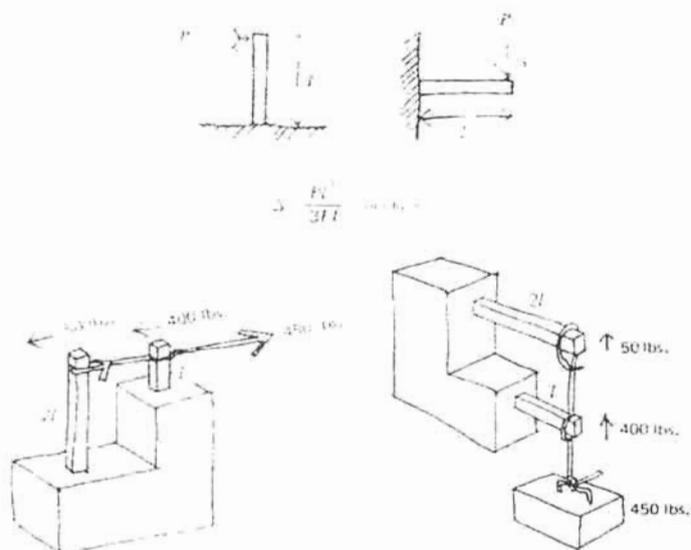


Figura 5.57

La analogía de la carga vertical aclara de inmediato lo que está pasando. En la figura 5.58 se ve un ejemplo de daño en un edificio con esta condición.



Figura 5.58

Si no se puede evitar esta situación, una solución consiste en igualar las rigideces de las columnas mediante puntales que aumenten la rigidez de las columnas más largas.

5.5.4.-Columna Fuerte, Viga Débil

Aún cuando un edificio colapse totalmente, todavía tiene una gran cantidad de material no dañado dentro de su estructura. El peor colapso, o sea el fenómeno de “encimamiento” que ocurre cuando los pisos se enciman, separados únicamente por escombros, solo se debe a la destrucción de los elementos verticales de la estructura.

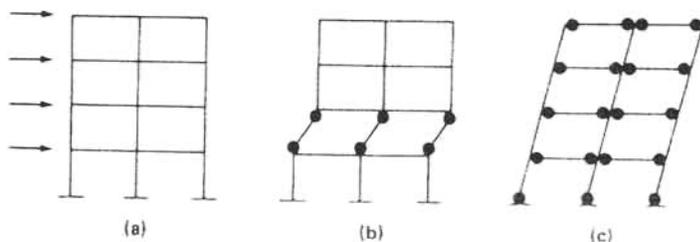
Los pisos aun tienen una resistencia considerable, pero el hecho de que éstos no sean sobreesforzados de manera destructiva, de nada ayuda a los muros o a las columnas.

Un principio básico es diseñar una estructura de tal manera que bajo fuertes fuerzas sísmicas, las vigas se comporten plásticamente antes que las columnas. Esto se basa en el razonamiento de que cuando una viga empieza a fallar, irá de un comportamiento elástico a uno inelástico y empezará a deformarse permanentemente. Esta acción disipa y absorberá una parte de las fuerzas sísmicas por el mismo principio que el colapso de la parte frontal de un automóvil correctamente diseñado absorberá la energía de colisión y protegerá la estructura esencial que rodea a los ocupantes. En cambio, si la columna falla primero y empieza a deformarse y pandearse, las cargas verticales mayores (de compresión) pueden provocar rápidamente el colapso total.

Este principio se comprende muy bien; sin embargo, su inverso, el diseño de columnas débiles y vigas fuertes, es una causa sorprendentemente frecuente de daño y colapso de edificios. El ejemplo más común de esto es la combinación de pretiles rígidos y gruesos con columnas de concreto reforzado en estructuras de escuelas u oficinas que requieren largas franjas de vidrio ininterrumpidas entre columnas muy separadas.

En resumen, las razones para la de diseño basado en la columna fuerte viga débil las siguientes:

1. La falla de las columnas representa el colapso de todo el edificio.
2. En una estructura con columnas débiles, la deformación plástica se concentra en cierto entrepiso, como se muestra en la fig. 5.59 y, consecuentemente, se requiere un factor de ductilidad relativamente grande.



Selección del Modo de Falla (a) Marco. (b) Columnas Débiles, Vigas Fuertes. (c) Vigas Débiles, Columnas Fuertes

Figura 5.59

3. Tanto en la falla de cortante como en el de la flexión de las columnas, la degradación es mayor que cuando fluyen las vigas. Esto es cierto debido a las fuerzas axiales en las columnas.

Aun cuando un marco se diseñe con columnas fuertes y vigas débiles, se forman articulaciones plásticas en la base de las columnas del piso inferior en un modo de falla estático, como se muestra en la figura 5.59 c. También se forman articulaciones plásticas en muchos extremos de las columnas durante la vibración inelástica. Por consiguiente, siempre se deberá suministrar una adecuada ductilidad a las columnas.

5.5.5.- Muros de Cortante Acoplados

Otro problema clásico de elementos unidos es el de los muros de cortante acoplados. Estos son muros de cortante que se presentan en grupos en un solo plano de muro y se encuentran conectados por la construcción continua del muro. En la figura 5.60 se ilustra esta situación en un edificio de varios niveles.

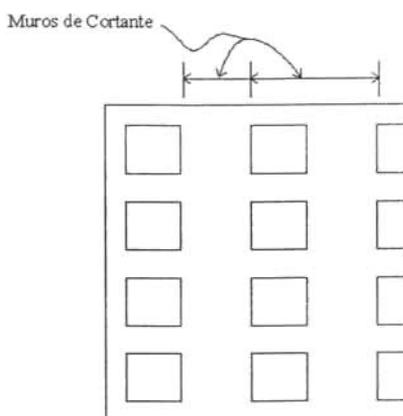


Figura 5.60

Los elementos que sirven para unir dichos muros (que en este ejemplo, son los paneles de fachada debajo de las ventanas) son destruidos por el efecto de cortante vertical ilustrado en la figura 5.61.



Figura 5.61

A medida que oscila el edificio, este efecto rápidamente se invierte, lo que produce el agrietamiento diagonal mostrado en la figura 5.62.



Figura 5.62

Este origina el agrietamiento en forma de X mostrado en la figura 5.63, el cual se observa en los muros de dichos edificios con revestimientos de mampostería, concreto y estuco en regiones con frecuente actividad sísmica.

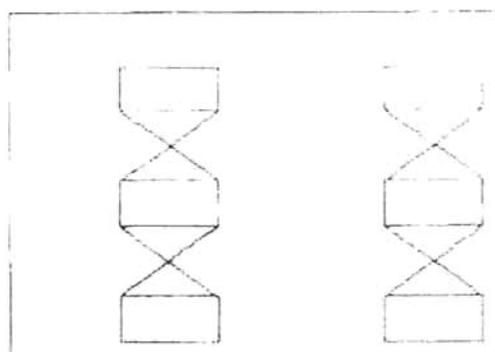


Figura 5.63

Las fuerzas aplicadas sobre los edificios deben fluir con una cierta continuidad y de manera directa a través de los elementos de la estructura, transmitirse efectivamente de elemento en elemento, y finalmente dispersarse en el suelo. Cuando hay interrupciones en el flujo normal de las fuerzas, se presentan problemas.

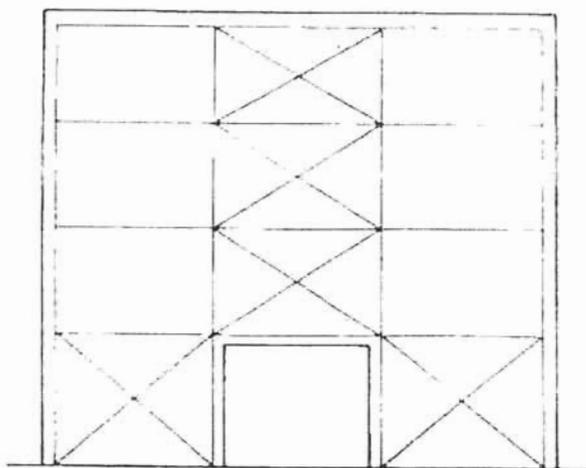
Por ejemplo, en un edificio de varios niveles, la solución de las fuerzas de gravedad requiere una trayectoria vertical fluida; por tanto, las columnas y los muros de carga deben estar uno encima de otro. Si se elimina una columna en un piso inferior, se crea un problema mayor, con lo cual se requeriría usar una pesada trabe de transmisión u otro elemento que se encargue de la discontinuidad.

Un tipo de discontinuidad es el de aberturas en diafragmas horizontales y verticales. Estas pueden ser un problema a consecuencia de su ubicación, sus dimensiones o, incluso, su forma.

Si la abertura en un diafragma horizontal es tan grande, generalmente no es posible mantener la continuidad del diafragma como un todo. En el ejemplo, la mejor solución sería

considerar el diafragma como el compuesto de cuatro partes individuales, cada una de las cuales resiste parte de la fuerza lateral total.

En la figura 5.64 se muestra un marco arriostrado en X con una situación similar a la del muro de cortante de la figura 5.60. Los tableros individuales de arriostramiento en X son suficientemente similares, en funcionamiento, a los tableros individuales del muro de cortante, con objeto de hacer que la condición tenga las mismas opciones y requisitos generales para obtener una solución.



Desplazamiento Vertical en un Sistema de Marcos Arriostrados

Figura 5.64

Las discontinuidades, por lo general, son inevitables en edificios con varias masas y varios pisos. Se suman los problemas comunes de asimetría para crear muchas situaciones difíciles de análisis y diseño y requieren un cuidadoso estudio para establecer las suposiciones adecuadas de comportamiento y las necesidades especiales de la construcción.

5.6.- SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS ADYASCENTES

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. El daño puede ser particularmente grave cuando los cuerpos de los pisos 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.

El problema es crítico para edificios existentes que han mostrado ya tener problemas 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.

5.7.- REQUISITOS BÁSICOS DE ESTRUCTURACIÓN

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

1. El edificio debe poseer una configuración de elementos estructurales que le confiera resistencia y rigidez a cargas laterales en cualquier dirección. Esto se logra generalmente, proporcionando sistemas resistentes en dos direcciones resistentes.
2. 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.
3. 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:

Sencilla
Regular
Simétrica
Continua

4. Los sistemas estructurales deben disponer de redundancia y de capacidad de deformación inelástica que les permita disipar la energía introducida por sismos de excepcional intensidad, mediante elevado amortiguamiento inelástico y sin la presencia de fallas frágiles locales y globales.

Requisitos Específicos de Estructuración

El sistema debe proporcionar rigidez y resistencia en dos direcciones.

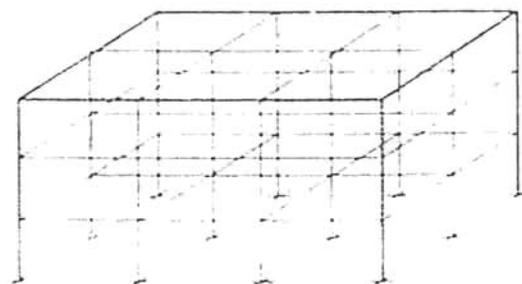
Reducir al mínimo la excentricidad entre el centro de masa y de torsión. El RCDF especifica que para que una estructura sea considerada regular, la relación entre la excentricidad y la dimensión de la planta no debe de exceder de 0.1. Las situaciones en que esta relación excede de 0.20 son decididamente desaconsejables.

Además de la simetría es conveniente que la estructuración posea una elevada rigidez torsional para hacer frente a posibles torsiones accidentales. Por ello es preferible que los elementos más rígidos se encuentren colocados en la periferia.

Para grandes deformaciones laterales, la rigidez de los muros diafragma de mampostería se reduce mucho más drásticamente que la de los marcos contraventeados, por lo que el edificio puede comenzar a vibrar en forma asimétrica.

5.8.- OTROS SISTEMAS

El marco tridimensional (figura 5.65) 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.



Marco Tridimensional

Figura 5.65

El marco rigidizado con diagonales de contraviento, con núcleos rígidos o con muros de relleno (figura 5.66). 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.

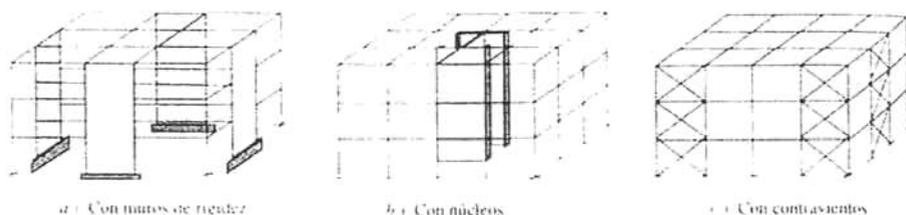
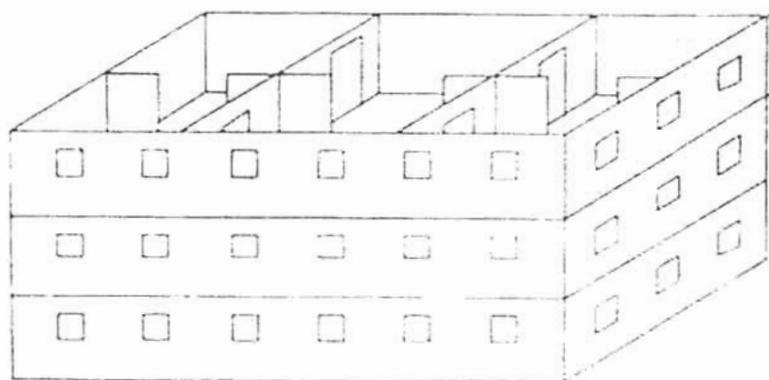


Figura 5.66

La estructura tipo cajón, de paredes de carga (figura 5.67), está formada por paneles verticales y horizontales conectados para proporcionar continuidad.



Sistema Tipo Cajón

Figura 5.67

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



Escuela Nacional de Estudios Profesionales
Aragón U.N.A.M.
"Criterios de Estructuración y Diseño Sísmico
de Edificios"



CAPÍTULO VI

**"DIMENSIONAMIENTO Y DETALLADO DE LOS ELEMENTOS
ESTRUCTURALES"**

6.1.- ASPECTOS GENERALES

El dimensionamiento de estructuras sismorresistentes 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 (falla y servicio), de manera que se favorezcan modos de falla dúctiles. Además, debe seguir reglas de geometría y dimensiones de las secciones que permita 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 las estructuras en zonas sísmicas. Otros permiten elegir entre dos opciones: una es establecer 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 Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) sigue la filosofía de permitir ambas opciones, sobre todo para las estructuras de concreto.

6.2.- ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

Es en las estructuras de concreto donde los códigos especifican el conjunto más amplio y detallado de requisitos por ductilidad.

La experiencia de campo y de laboratorio ha mostrado que solo con cuidados muy estrictos se puede lograr que las estructuras de concreto desarrollen ductilidades importantes.

Los requisitos prescritos por los códigos de los diversos países tienden a uniformarse y coincidir en las versiones más recientes. Sin embargo, aun existen diferencias importantes; por ejemplo, las que establece el código de Nueva Zelanda son mucho más severas que las que contiene el código ACI. Los requisitos de las normas de concreto del RCDF están inspirados en estos últimos.

6.2.1.- 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 tensión diagonal del concreto y favorece el desarrollo de la capacidad total del acero del 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 imponen en las normas de concreto, $f'_c > 200 \text{ kg/cm}^2$, tiene como intención evitar tipos de concreto en los que se suele tener poco control de la calidad sobre la resistencia, más que propiciar resistencias elevadas.

Los agregados disponibles en estado natural en el valle de México 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 B1) se requiere el uso de concretos fabricados con agregados de alta calidad provenientes de la trituración controlada de roca. Estos concretos (clase I) 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 del módulo de elasticidad (del orden de 60% de los usuales), así como los requisitos mas severos de flujo plástico que se especifican en las normas para este caso.

En lo que respecta al acero de refuerzo, las normas en su parte general admiten aceros hasta con un refuerzo nominal de fluencia de 6000 kg/cm^2 (acero grado 60). Estos pueden emplearse como refuerzo longitudinal; sin embargo, para estribos se requiere que el refuerzo nominal de fluencia no sobrepase 4200 kg/cm^2 (grado 42).

Para refuerzo 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 1300 kg/cm^2 . 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.

6.2.2.-Propiedades del Concreto

La curva esfuerzo-deformación se vuelve más frágil para concretos de mayor resistencia (figura 6.1).

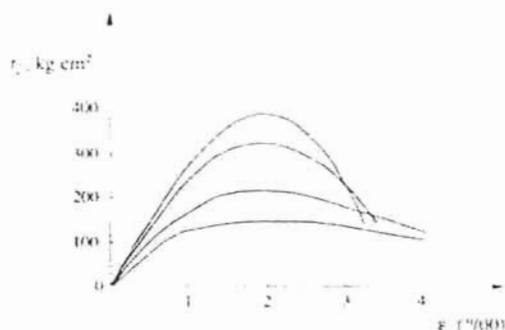


Figura 6.1

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 del 15%, como se aprecia en la figura 6.2. Estos incrementos suelen ignorarse en el diseño sísmico por ser poco significativos y por depender de la frecuencia de vibración de la estructura.

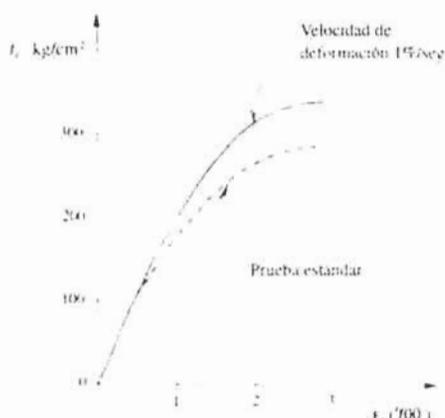


Figura 6.2

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 muestra en la figura 6.3.

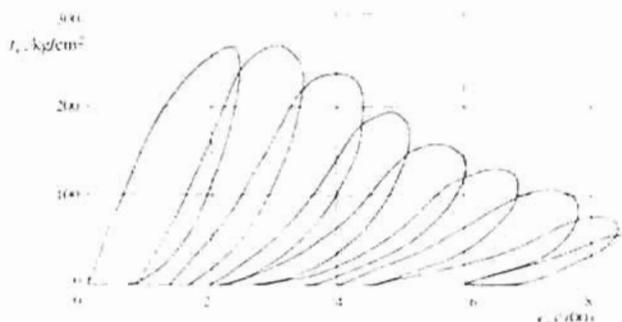


Figura 6.3

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 esta regida por la resistencia del acero de refuerzo.

Otra forma muy efectiva de proporcionar ductilidad al concreto es mediante confinamiento. La aplicación de esfuerzos transversales de compresión no solo aumenta sustancialmente la resistencia en compresión axial del concreto, sino que incrementa hasta en varios órdenes de magnitud la capacidad de deformación, puesto que, aun cuando se haya desprendido el recubrimiento de concreto, el núcleo confinado del mismo aún será efectivo y las varillas longitudinales no se pandearán. (Figura 6.4).

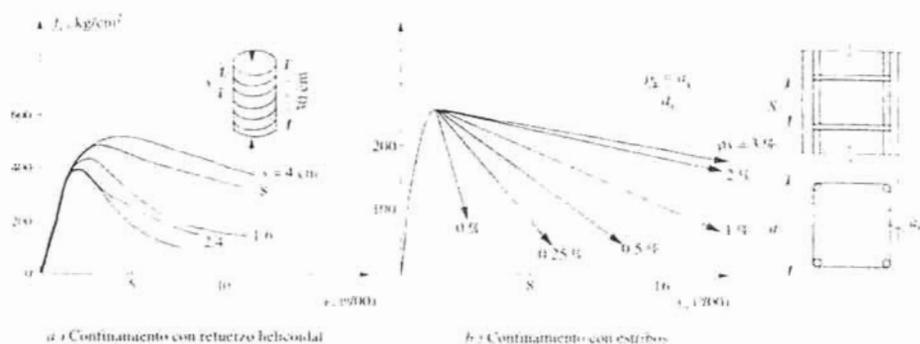


Figura 6.4

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 (figura 6.5).

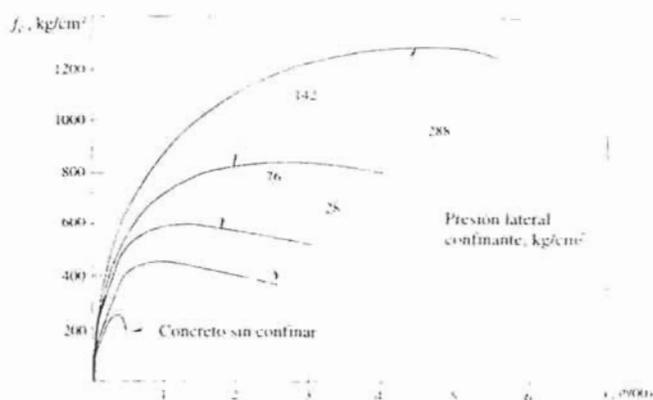


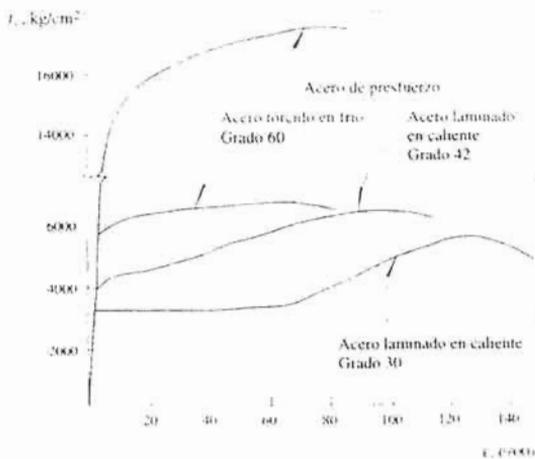
Figura 6.5

6.2.3.- Propiedades del Acero de Refuerzo

Tanto el acero de refuerzo como el estructural tienen curvas esfuerzo-deformación caracterizadas por un comportamiento lineal prolongado con un módulo de elasticidad de $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$. El esfuerzo de fluencia (real o aparente, f_y) y la capacidad de deformación dependen de la composición química del acero y del tratamiento a que éste se haya

sometido. El esfuerzo de fluencia aumenta con el contenido de carbono y puede incrementarse por un tratamiento de estirado o de torcido aplicables en frío. En ambos casos dicho aumento va acompañado por una disminución de la capacidad de deformación (deformación unitaria de ruptura ϵ_u), así como de la relación entre el esfuerzo máximo y el de fluencia (f_u/f_y). La meseta de fluencia, en que los esfuerzos son constantes para deformaciones crecientes, se pierde a medida que aumenta el contenido de carbono y si se trabaja en frío (estirado o torcido).

La figura 6.6 muestra curvas típicas esfuerzo-deformación para aceros de distintos grados. Obsérvese que los factores de ductilidad son siempre grandes y exceden de 10, aun para los aceros menos dúctiles. La deformación de ruptura llega a ser del orden de 20% para los aceros más dúctiles. Para velocidades altas de carga, como las que ocurren en un sismo, el esfuerzo de fluencia aumenta del orden del 5%, mientras que el módulo de elasticidad y la deformación última no se modifican significativamente. Por ello la curva obtenida para cargas estáticas se adopta sin modificación para el análisis de efectos sísmicos. La curva esfuerzo deformación es prácticamente la misma en tensión y en compresión, si se impide el pandeo del espécimen.



Curvas esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

Figura 6.6

Bajo la aplicación de cargas alternadas que exceden a la fluencia, se reduce la zona en que los esfuerzos son proporcionales a la deformación y la curva se vuelve más redondeada (efecto Bauschinger); sin embargo, los ciclos son muy estables, con lazos de histéresis muy amplios y sin evidencia de deterioro, por lo que la capacidad de disipación de energía es muy elevada y el comportamiento se puede idealizar como elastoplástico sin deterioro (figura 6.7).

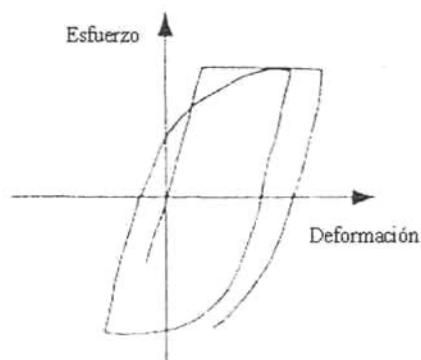


Figura 6.7

Existe cierta polémica sobre las ventajas del empleo de aceros de alta resistencia, tanto en estructura de acero estructural como en las de concreto reforzado. La ventaja de los aceros de alta resistencia (con esfuerzos de fluencia superior a 4200 kg/cm^2) residen no tanto en su reducida ductilidad, sino en que se vuelven críticos los problemas de pandeo y soldabilidad en estructuras de acero estructural, mientras que en acero de refuerzo de estructuras de concreto son críticos los problemas de adherencia con el concreto.

6.2.4.- Vigas y Columnas

El comportamiento de elementos sujetos a flexión, simple o combinada con otras fuerzas internas, pueden estudiarse con las relaciones momento-rotación obtenidas del ensaye de especímenes representativos o mediante el calculo analítico de las relaciones momento-curvatura de las secciones, a partir de la hipótesis básica de resistencia de materiales (secciones planas, compatibilidad de deformaciones, curvas esfuerzo deformación deducidas de ensayos en especímenes estándar).

Las curvas de la figura 6.8 muestran, en forma adimensional, las relaciones momento-curvatura de secciones rectangulares de concreto reforzado sujetas a flexión pura, y la variación de estas curvas con las cuantías de acero a tensión A_s/bd y de compresión A'_s/bd . Se aprecia que si se usan cuantías de tensión bajas (sensiblemente inferiores a las correspondientes a la de falla balanceada), esto es si las secciones son subreforzadas, se obtienen ductilidades muy elevadas, comparables a las del acero de refuerzo. En estas condiciones, para una cuantía dada de refuerzo en tensión, el refuerzo en compresión no hace crecer apreciablemente la resistencia, pero da lugar a un crecimiento importante en la ductilidad.

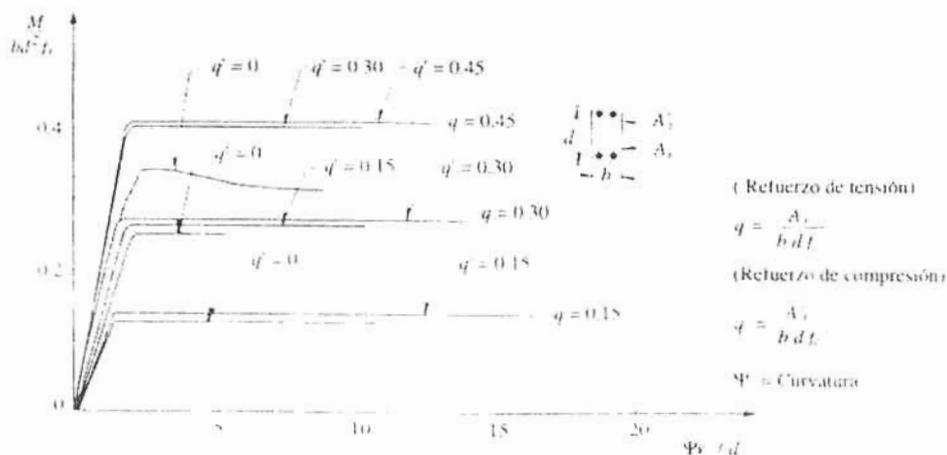


Figura 6.8

Cuando la cuantía de acero de tensión es elevada, la ductilidad se reduce y se requiere de acero de compresión para ayudar al concreto a resistir la resultante de compresión y para que el refuerzo de tensión pueda alcanzar la fluencia antes del aplastamiento del concreto.

Ante cargas alternadas se tienen lazos de histéresis amplios y estables solo si las secciones son muy subreforzadas y doblemente armadas, sin efectos importantes de cortante, torsión o de adherencia (ver figura 6.9).

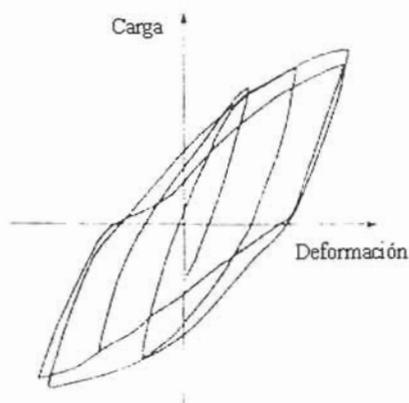


Figura 6.9

Cuando los esfuerzos cortantes son elevados y producen agrietamiento diagonal significativo, se presenta deterioro de rigidez y en parte también de resistencia, lo que limita la capacidad de deformación inelástica (figura 6.10).

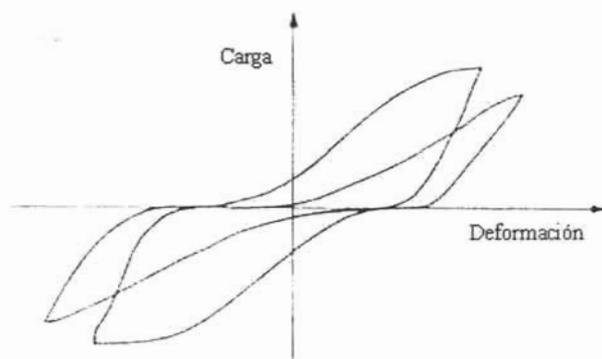


Figura 6.10

La capacidad de deformación de las vigas queda limitada por el aplastamiento del concreto y el sucesivo pandeo del refuerzo de compresión. Si este último se encuentra restringido por estribos poco espaciados, que evitan el pandeo y proporcionan confinamiento al núcleo de concreto. Se incrementa sustancialmente la ductilidad y se hace más estable el comportamiento ante cargas alternadas.

De estas consideraciones se derivan los requisitos de dimensionamiento y refuerzo de vigas de concreto que se resume en limitar las cuantías de refuerzo de tensión a cierta fracción de la cuantía balanceada, en proporcionar refuerzo de compresión, usar estribos cerrados en las secciones críticas y tomar factores de seguridad mayores, con respecto a los de flexión, para la revisión de la resistencia ante modos de falla de cortante, torsión y adherencia, en los que no se puede alcanzar la misma ductilidad que en el caso de flexión.

En columnas, como se aprecia en la figura 6.11, la ductilidad se reduce sustancialmente a medida que aumenta la carga axial. Cuando ésta es superior a la carga axial balanceada, es decir, cuando la falla es por compresión, prácticamente no hay ductilidad. La ductilidad se puede aumentar significativamente proporcionando confinamiento al núcleo de concreto mediante un zuncho helicoidal. El confinamiento con estribos es menos efectivo que el helicoidal, pero también mejora la ductilidad.

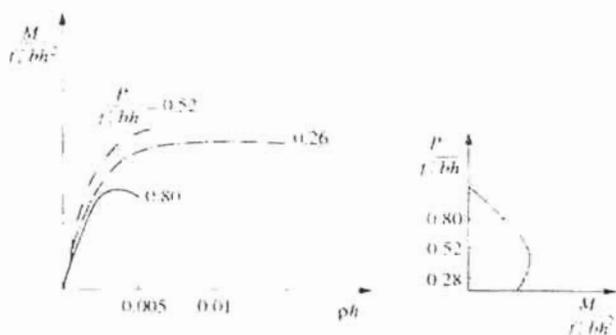


Figura 6.11

Ante repeticiones de carga alternadas se tienen deterioros drásticos de rigidez y resistencia de las columnas si las secciones no se encuentran perfectamente confinadas y, aun en las mejores condiciones de confinamiento, el área de los lazos de histéresis es reducida cuando la carga axial es muy elevada (ver figura 6.12). De allí se derivan los requisitos de las normas de concreto para columnas de marcos dúctiles que requieren colocar abundante confinamiento, mantener bajos niveles de carga axial mediante tamaños generosos de las secciones y emplear factores de seguridad mucho mayores para columnas que para vigas.

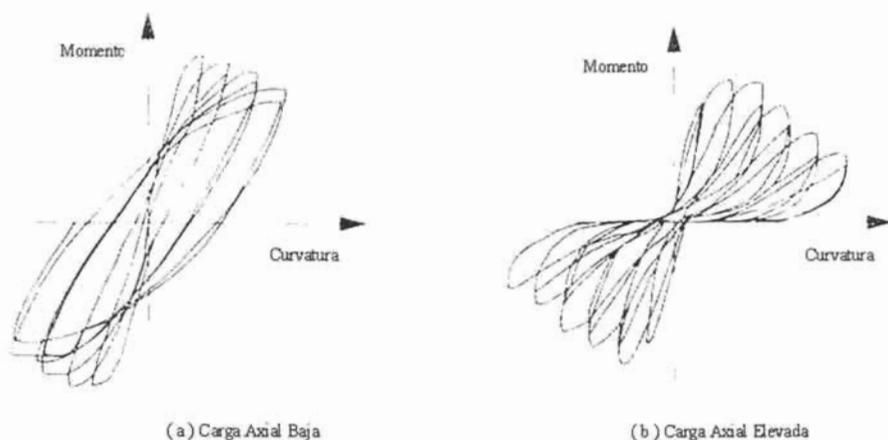


Figura 6.12

6.2.5.-Uniones Viga-Columna

No tiene sentido cuidar la resistencia, rigidez y ductilidad en los elementos estructurales, si estos no se conectan entre sí de manera que estas características se pueden desarrollar plenamente. El diseño de una conexión debe tener como objetivo que su resistencia sea mayor que la de los elementos que se unen y que su rigidez debe ser suficiente para no alterar la rigidez de los elementos conectados.

Los aspectos críticos en el comportamiento sísmico de las uniones entre vigas y columnas de concreto reforzado son la adherencia, el cortante y el confinamiento. Las condiciones de adherencia para el acero longitudinal de las vigas son desfavorables debido a que es necesario transferir esfuerzos elevados al concreto en longitudes relativamente pequeñas. La situación es crítica no solo en conexiones extremas, donde es necesario anclar el refuerzo longitudinal, sino también en las uniones interiores donde el signo de los esfuerzos debe cambiar de tensión a compresión de una a otra cara de la columna (ver figura 6.13).

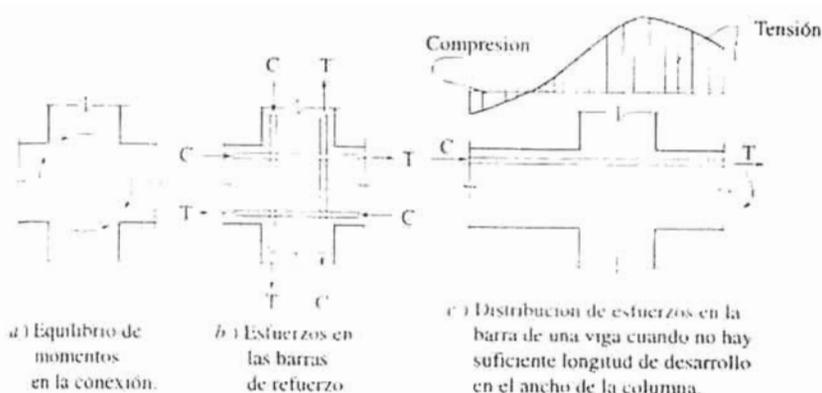


Figura 6.13

La adherencia se ve afectada cuando se presentan grietas diagonales por los efectos de fuerza cortante. El diseño por fuerza de una unión viga-columna requiere la determinación de las fuerzas que se desarrollan cuando en los extremos de las vigas se forman articulaciones plásticas, es decir, cuando las barras longitudinales de las vigas que llegan a la conexión alcanzan la fluencia en tensión en una cara de la columna y en compresión en la otra cara.

Cuando no se cuenta con la suficiente longitud de desarrollo del refuerzo que cruza la conexión o cuando la resistencia en cortante es insuficiente para evitar agrietamiento diagonal en la conexión, los lazos de histéresis presentan una zona de rigidez muy baja y un deterioro considerable como se aprecia en la figura 6.14. De allí que los requisitos de armado de las conexiones exijan refuerzo horizontal, prolongando los estribos de la columna en esta zona, y fijen una relación mínima entre el ancho de la conexión y el diámetro de las barras que la cruzan.

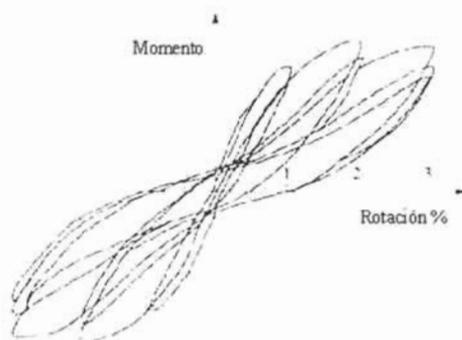


Figura 6.14

6.2.6.- Muro de Cortante

Existen dos tipos de muros de cortante de concreto reforzado: el vaciado en sitio y el prefabricado. En el primero el refuerzo del muro se ancla en el marco que lo rodea, para garantizar uniformidad y continuidad. En el muro de cortante prefabricado, por otra parte, la uniformidad y continuidad se obtienen suministrando muescas de forma trapezoidal a lo largo de los bordes del tablero, o conectándolos con el marco con juntas de acero.

Los muros de concreto son elementos muy eficientes para absorber efectos sísmicos en los edificios, por su gran rigidez y capacidad a cargas laterales. El comportamiento de los muros difiere en forma importante dependiendo de su relación altura total a longitud (H/L). En muros bajos ($H/L \leq 2$) rigen principalmente los efectos de cortante; la resistencia y rigidez a cargas laterales son muy elevadas, pero el comportamiento tiende a ser frágil por la preponderancia de los efectos de cortante. Con un refuerzo vertical y horizontal abundante se limita al deterioro de la capacidad ante cargas repetidas. El comportamiento mejora además sustancialmente si el muro está rodeado por un marco robusto de concreto y actúa como diafragma de éste (figura 6.15).

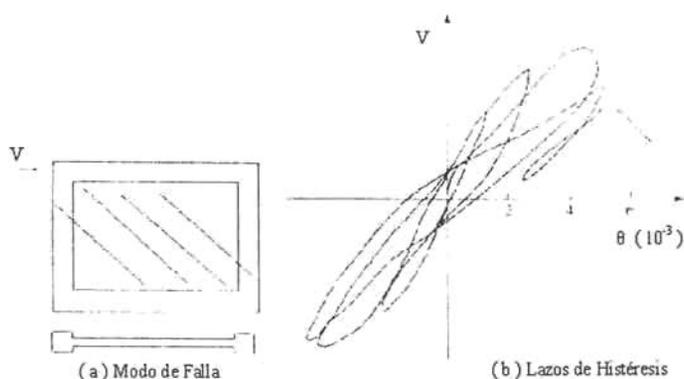


Figura 6.15

Los muros esbeltos ($H/L \geq 2$) actúan esencialmente como vigas en voladizo; la carga axial sobre ellos es generalmente pequeña y dominan los efectos de flexión (ver figura 6.16).

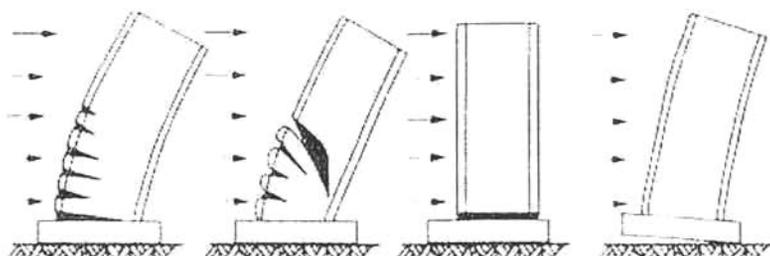


Figura 6.16

Para evitar el pandeo y el aplastamiento del concreto en el extremo comprimido del muro, es necesario confinar el refuerzo longitudinal formando columnas extremas con abundancia de estribos. En estas circunstancias se llega a obtener un comportamiento muy favorable ante cargas repetidas (figura 6.17). Para ello hay que sobre proteger al muro ante fallas por cortante, sea por tensión diagonal o por deslizamiento sobre la base.

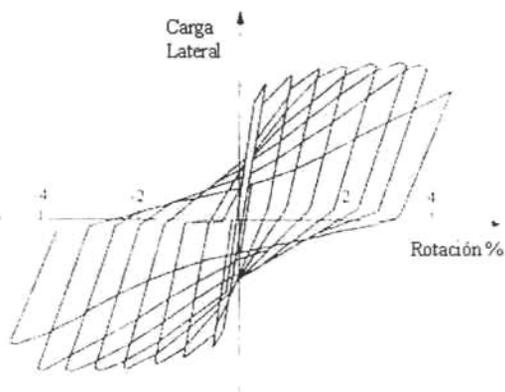


Figura 6.17

Las aberturas que con frecuencia es necesario dejar en los muros por razones de funcionamiento de los edificios, constituyen zonas alrededor de las cuales se presentan grandes concentraciones de esfuerzos y que requieren extremadas precauciones en su refuerzo para limitar el deterioro.

6.3.-ESTRUCTURAS DE ACERO

Las estructuras de acero diseñadas de acuerdo con los códigos modernos poseen características muy favorables de capacidad de disipación de energía que las hacen muy idóneas para resistir los efectos sísmicos.

Sin embargo, hay que poner atención en que la ductilidad intrínseca de este material no se anule por la ocurrencia del algún modo de falla frágil, como falla frágil en soldadura o por concentraciones de esfuerzos, fallas por pandeo local o global de un elemento (por carga axial o inestabilidad lateral) y fallas locales en conexiones.

6.3.1.-Propiedades

Los aceros para fines estructurales poseen todas las características adecuadas de ductilidad; conviene en la verificación de calidad de estos materiales poner especial atención a los siguientes aspectos:

Elongación. La deformación de ruptura debe cumplir con el mínimo aceptado por la norma, ya que esta es una propiedad esencial para el buen comportamiento sísmico. Las normas técnicas para estructuras metálicas (NTEM) especifican que deben verificarse que el acero

tenga una fluencia definida hasta una deformación unitaria de al menos 1% y que su alargamiento de ruptura sea por lo menos del 20%.

Uniformidad de resistencia. Es importante cuidar que la resistencia de todos los elementos estructurales empleados sea muy uniforme, para evitar que el comportamiento inelástico se concentre solo en algunas secciones en las que puedan requerirse rotaciones excesivas. Hay que recordar que, en lo que respecta a comportamiento sísmico, el exceso de resistencia en algunas partes de la estructura puede ser perjudicial y que, por tanto, debe cuidarse que la variación en las propiedades del material sea pequeña.

Ausencia de defectos de laminación en perfiles empleados. En ocasiones en el proceso de laminación se originan grietas o separación de capas que debilitan los elementos.

Soldabilidad. Cuando las uniones entre elementos son a base de soldadura, el material debe poseer las características necesarias para que pueda soldarse con facilidad, dando lugar a una estructura continua en que las zonas de soldadura no constituyan puntos débiles donde puedan presentarse fallas prematuras o una deformación inelástica excesiva. A este respecto, además de las buenas propiedades del material, es esencial ejercer un estricto control sobre la calidad de la ejecución de la soldadura.

6.3.2.- Vigas y Columnas

Por las excelentes características del material, los elementos de acero son en general capaces de desarrollar grandes ductilidades y de disipar mucha energía por comportamiento inelástico; sin embargo, estas características pueden verse totalmente canceladas si el diseño de los elementos es tal que se presentan fenómenos de pandeo o de fractura frágil.

Los problemas de pandeo aparecen en cualquiera de las siguientes circunstancias:

- 1.- Pandeo local de placas comprimidas con altas relaciones ancho espesor.
- 2.- Pandeo en flexión de columnas esbeltas.
- 3.- Pandeo lateral de vigas y columnas
- 4.- Efectos P- Δ , que consisten en la inestabilidad lateral de marcos flexibles sujetos a cargas verticales elevadas.

En estructuras sujetas a sismo deben evitarse los fenómenos mencionados, no solo dentro del intervalo lineal elástico del comportamiento de la estructura, sino también después de que se ha alcanzado la fluencia en partes del elemento y se ha reducido sustancialmente la rigidez. La ocurrencia de fenómenos de pandeo inelástico, aunque no afecte la capacidad de carga del elemento, impide se desarrolle íntegramente la capacidad de deformación de la estructura. Los distintos fenómenos de pandeo se ilustran en las curvas momento-rotación de la figura 6.18 para vigas y 6.19 para columnas.

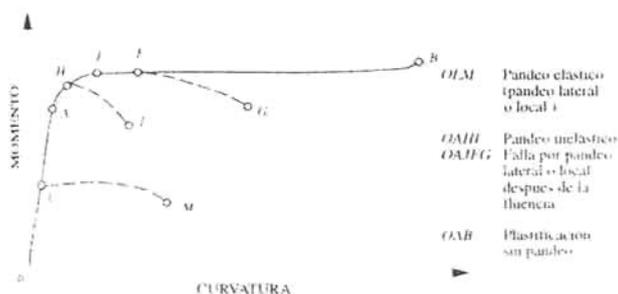


Figura 6.18

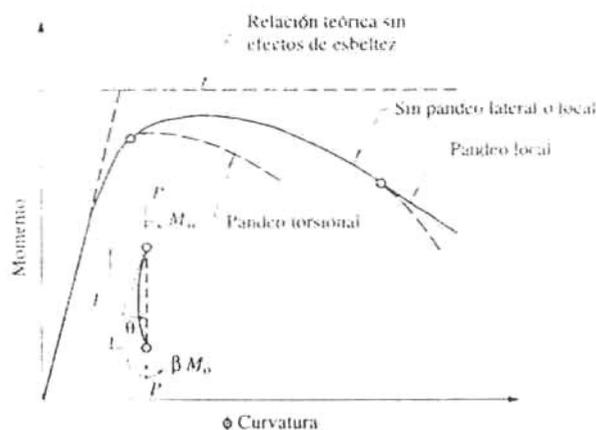


Figura 6.19

En vigas los problemas de pandeo lateral se evitan usando secciones compactas, es decir, con baja relación ancho a espesor y los de pandeo lateral proporcionando arriostamiento transversal. Se pueden así lograr lazos de histéresis sumamente anchos y estables como los mostrados en la figura 6.20a.

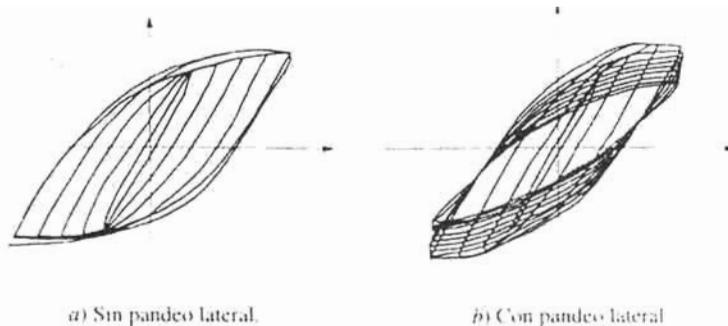


Figura 6.20

En las columnas la capacidad de rotación disminuye apreciablemente al aumentar la carga axial. Cuando dicha carga es mas de la mitad de la resistencia de la columna ($P/P_y \geq 0.5$), la capacidad de rotación es sumamente reducida. La ductilidad también disminuye al aumentar la relación de esbeltez de la columna.

Los lazos de histéresis muestran mucho deterioro para cargas axiales altas o para esbelteces elevadas, por lo que es recomendable evitar comportamiento inelástico en estos elementos (ver figura 6.21).

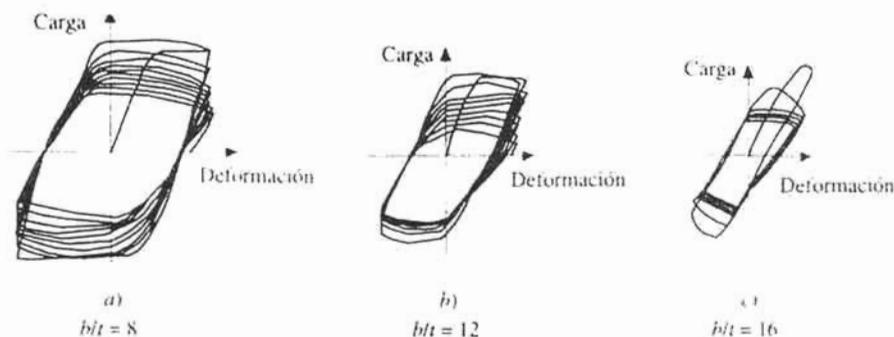


Figura 6.21

En adición a los fenómenos de pandeo hay que evitar problemas de falla frágil que puedan ser debidos a fallas de tensión en la sección neta de conexiones remachadas o atornilladas, a fractura de soldadura por concentraciones de esfuerzos, o a fractura por fatiga en secciones que hayan sido previamente sometidas a un gran número de ciclos de esfuerzos de intensidad moderada.

6.3.3.- Uniones Viga-Columna

Para asegurar la continuidad entre vigas y columnas de un marco, las conexiones deben ser rígidas y capaces de transmitir momentos flexionantes elevados. Las fallas que se pueden presentar en la conexión son debidas a pandeo o por fractura por las concentraciones de esfuerzos transmitidos por los patines o la fluencia por cortante del panel de la conexión (figura 6.22).

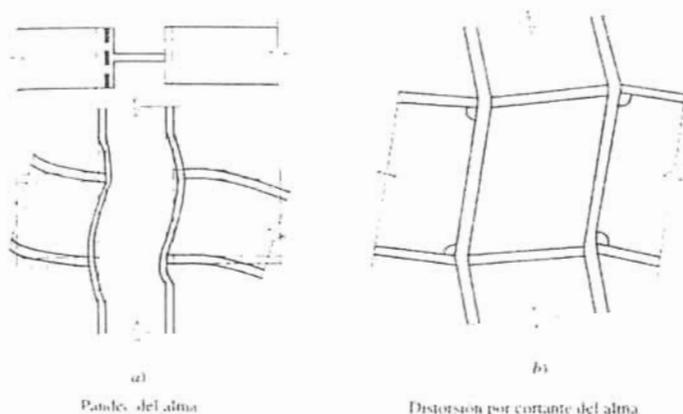


Figura 6.22

El diseño adecuado de la conexión determina el espesor necesario de la placa del panel y la posible adición de atiesadotes para la correcta transmisión de los esfuerzos. Con las precauciones debidas, se logra un excelente comportamiento de las conexiones, como el evidenciado por los lazos de histéresis de la figura 6.23. Nuevamente, es recomendable diseñar la conexión con factores de seguridad mayores que los que se adoptan para el diseño de los elementos conectados.

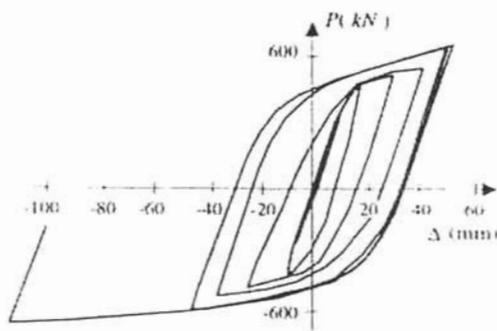


Figura 6.23

Cuando la columna es continua a través de la junta, como es común en marcos de edificios, el diseño de la junta consiste en lo siguiente:

- a. Diseño de los elementos conectores, soldadura, remaches o pernos de alta resistencia, para transmitir momentos, fuerzas cortantes y axiales de las vigas a las columnas (los remaches casi no se usan en estructuras modernas). En juntas soldadas la transmisión de cargas puede lograrse directamente o por medio de placas y ángulos.
- b. Revisión de la columna para ver si su rigidez y resistencia son adecuadas para resistir las cargas de las vigas.
- c. Diseño, en caso de ser necesario, de atiesadores, placas adosadas al alma (son placas de refuerzo soldadas a uno o ambos lados del armazón de la columna), etc.

El comportamiento es adecuado si la conexión tiene suficiente capacidad de rotación mientras obra sobre ella la carga de compresión, para permitir la formación de articulaciones plásticas en la región central de las vigas, o si tiene suficiente resistencia para que se formen las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas, y giren hasta que aparezcan las de la parte central del claro.

Para saber si el comportamiento de una conexión es adecuado, deben investigarse los puntos siguientes:

- a. Resistencia de la columna, sin reforzar, en las regiones adyacentes a los patines de la viga.
- b. Incremento de la resistencia de la columna producido por atiesadores horizontales colocados entre los patines.
- c. Posibilidad de falla de la columna por una combinación de esfuerzos de compresión y de cortante.
- d. Influencia de las vigas conectadas por alma.
- e. Rotación requerida y capacidad de rotación de la conexión

Las conexiones tienen una alta capacidad para disipar energía cuando se detallan y sueldan con cuidado, y se colocan atiesadores adecuados para evitar arrugamiento del alma y distorsión de los patines.

Características histeréticas:

1. Los lazos de histéresis de conexiones de soldadura completa son estables y en forma de espiral, como se ve en la figura 6.24

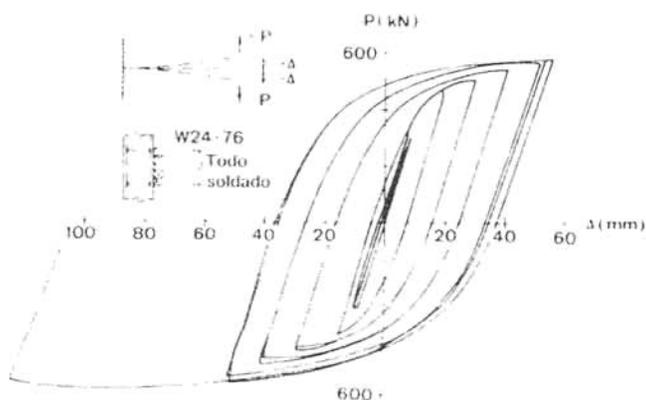


Figura 6.24

2. Las conexiones con el patín soldado y el alma atornillada de la figura 6.25 a no son totalmente rígidas debido al deslizamiento de los pernos; pero el comportamiento histerético es, en general, es similar al de la conexión totalmente soldada.
3. En las conexiones con placas soldadas al patín, como se muestra en la figura 6.25 b, se forman grietas prematuras en la placa de empalme en el borde de la soldadura de filete y, de este modo, la ductilidad es mas pequeña que en los casos 1 y 2
4. las conexiones con el patín atornillado y placas de empalme en el alma, como en la figura 6.25 c, presentan lazos de histéresis del tipo de deslizamiento, debido al deslizamiento de los pernos.

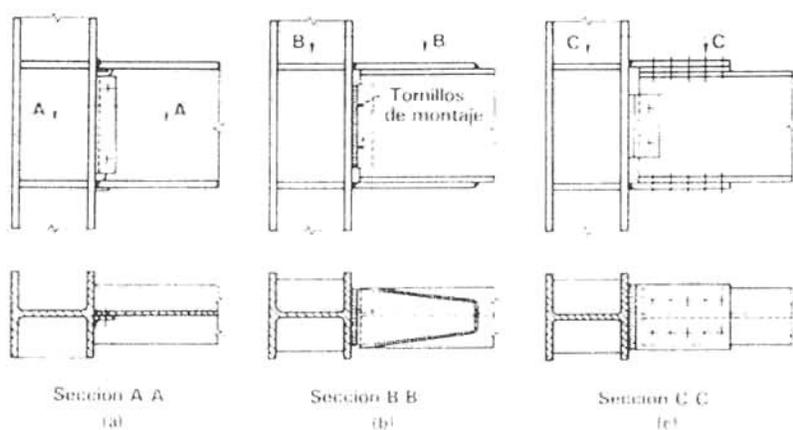


Figura 6.25

6.3.4.- Contravientos de Acero

La inclusión de diagonales de acero en los marcos proporcionan un incremento notable en la rigidez y resistencia a cargas laterales; los contravientos resultan muy eficientes por ser elementos que trabajan a carga axial.

En estructuras pequeñas los contravientos suelen estar constituidos por barras que trabajan exclusivamente como tensores incapaces de tomar fuerzas de compresión. En este caso la capacidad de disipación de energía por comportamiento inelástico es reducida, ya que los contravientos solo disipan energía cuando son sujetos a deformaciones inelásticas adicionales a la máxima experimentada anteriormente. Como se aprecia en la figura 6.26, los lazos de histéresis ante una deformación máxima constante no tienen prácticamente área incluida.

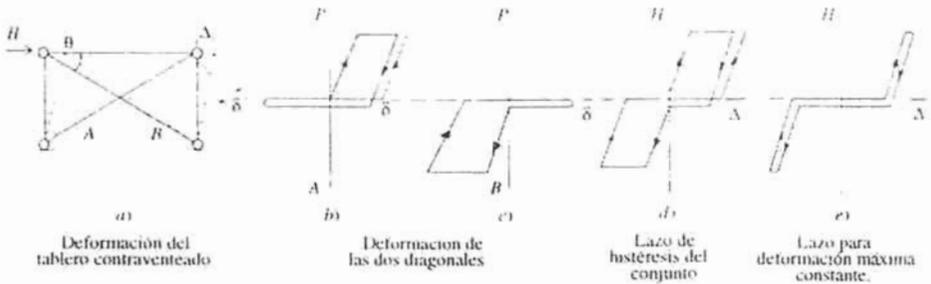


Figura 6.26

Cuando los contravientos son a base de elementos robustos capaces de tomar cargas de compresión, el comportamiento es más complejo, pero la cantidad de disipación de energía es sustancialmente mayor. Ésta depende de la relación de esbeltez de los miembros. Los lazos de histéresis muestran generalmente algún deterioro por el pandeo repetido de los elementos de compresión (figura 6.27). Debe cuidarse el diseño de la conexión entre los contravientos y el marco, la que pueda fallar frágilmente por la repetición de ciclos de carga.

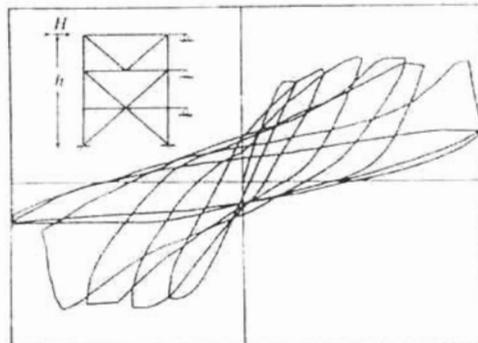


Figura 6.27

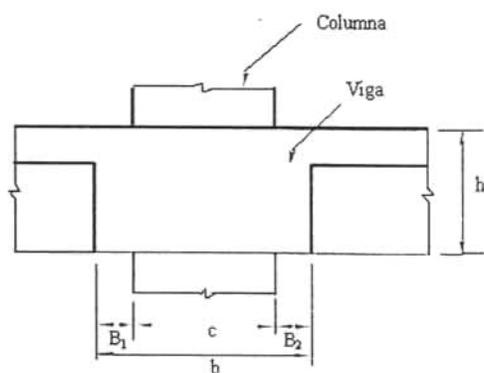
6.4.- DIMENSIONAMIENTO Y DETALLADO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL

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 fuerza 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 RCDF sigue la filosofía de permitir ambas opciones, sobre todo para las estructuras de concreto.

6.4.1.-Requisitos para Vigas de Concreto

Requisitos geométricos

La figura 6.28 resume en forma comparativa estos requisitos. Los relativos a las relaciones longitud/ancho (l/b) y peralte/ancho (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 los cortantes y torsiones que se generan en la transmisión de momentos entre vigas y columnas.



(a) Requisitos Generales:

$$l/b \leq 35$$

$$h/b \leq 4$$

Requisitos para Marcos Dúctiles:

$$b \geq 25 \text{ cm} \quad b_1 = 0 \quad h/b \leq 30$$

$$e/b \leq 0.1 \quad l/b \leq 30 \quad i/h_1 \leq 4$$

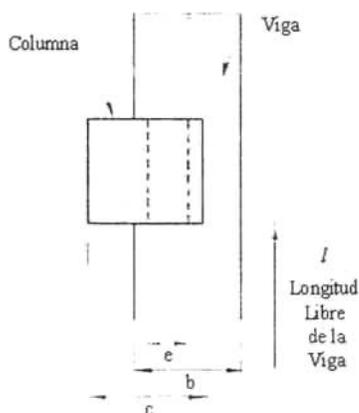
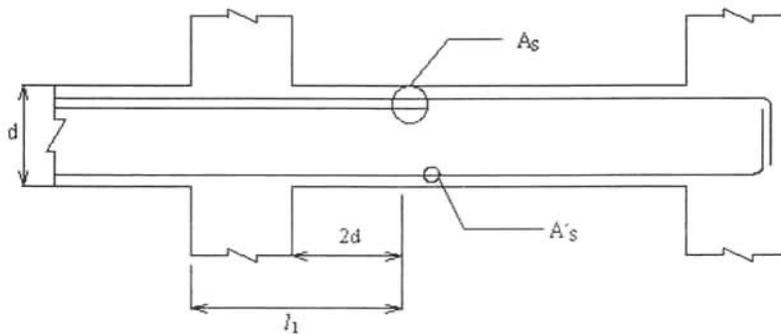


Figura 6.28

Requisitos de refuerzo longitudinal

La figura 6.29 ilustra los principales requisitos para las vigas de marcos dúctiles y para 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 en general, el refuerzo mínimo es necesario solo 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.



REQUISITOS GENERALES:

$$A_s \text{ y } A'_s > 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$A_s \text{ y } A'_s < 0.75 A_{sb}$ (Area de Refuerzo correspondiente a la Falla Balanceada)

Requisitos para Marcos Dúctiles:

$$A_s \text{ y } A'_s \geq 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}, \text{ en toda la Longitud de la Viga}$$

$$A_s \text{ y } A'_s \leq 0.75 A_{sb}$$

Mínimo dos Barras del #4 en toda la Longitud y en Ambos lechos

No se admiten paquetes de mas de dos barras

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

No puede haber traslapes, ni corte de 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 6.29

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. Hay que considerar que dicha expresión proporciona un valor conservador de la cuantía balanceada, igual a aproximadamente el 80% del valor esperado, por lo que el área de acero máxima permitida es del orden de 0.6 veces el de la cuantía balanceada. Es recomendable no exceder un máximo absoluto de 2.5% en la cuantía de refuerzo en cualquier lecho, para evitar congestamiento del refuerzo.

La distribución de los momentos flexionantes a lo largo de la viga varía considerablemente durante un sismo y puede diferir significativamente de la que resulta 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 que se tenga en los extremos de la viga.

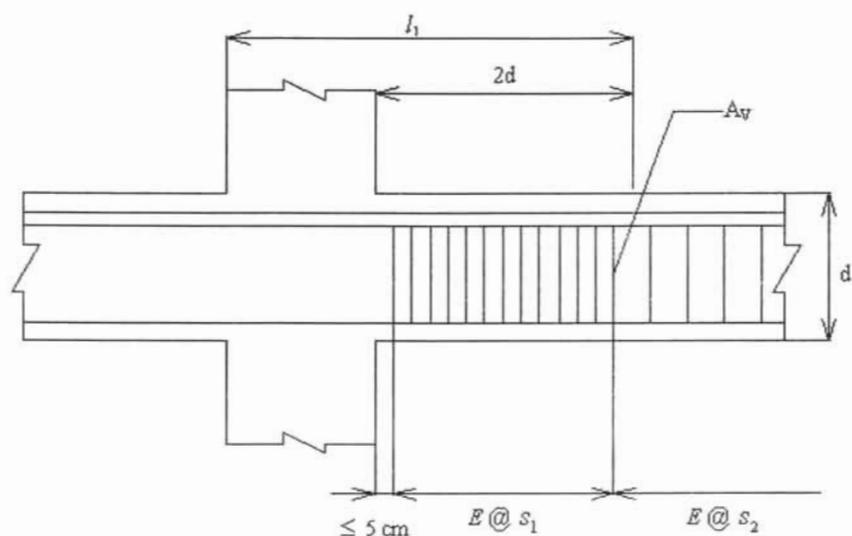
Es importante que el refuerzo longitudinal esté colocado con el recubrimiento y la separación entre barras que permitan una fácil colocación del concreto y una adecuada transmisión de esfuerzos de adherencia al concreto. El requisito de no admitir paquetes de más de dos barras tiene como finalidad evitar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

Requisitos de refuerzo transversal

Los estribos cumplen las funciones de tensión en el alma de la viga evitando una falla frágil por cortante. Adicionalmente, una distribución adecuada de estribos cerrados incrementa proporcionar confinamiento al concreto del núcleo y al restringir el pandeo de las barras longitudinales en compresión.

El suministro de estribos cerrados de 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 6.30 se refieren esencialmente a los estribos de confinamiento en las zonas de posible formación de articulaciones plásticas.



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 6.31
 La separación no deberá exceder de :

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

Ademas, 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 6.30

Éstos deben ser cerrados, de una pieza y rematar con dobleces a 135° , como se indica en la figura 6.31, 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 6.31 b.

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 6.31 c y d.

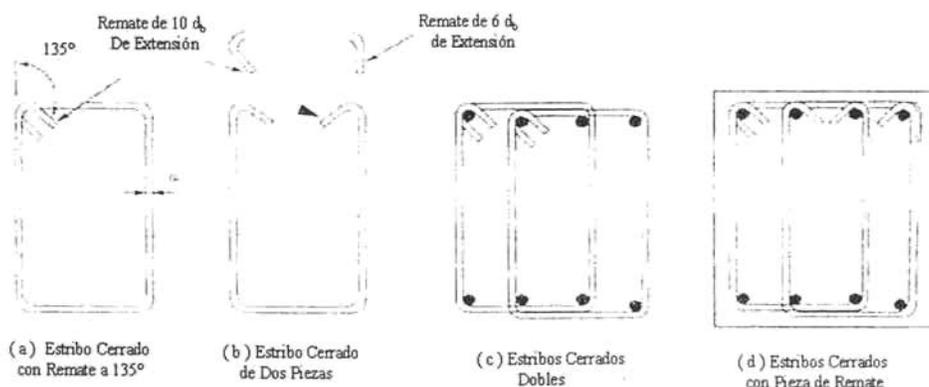


Figura 6.31

Requisitos para fuerza cortante

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 lo 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 esfuerzo 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 esfuerzo tenga una resistencia mayor que la especificación se ilustra en la figura 6.32.

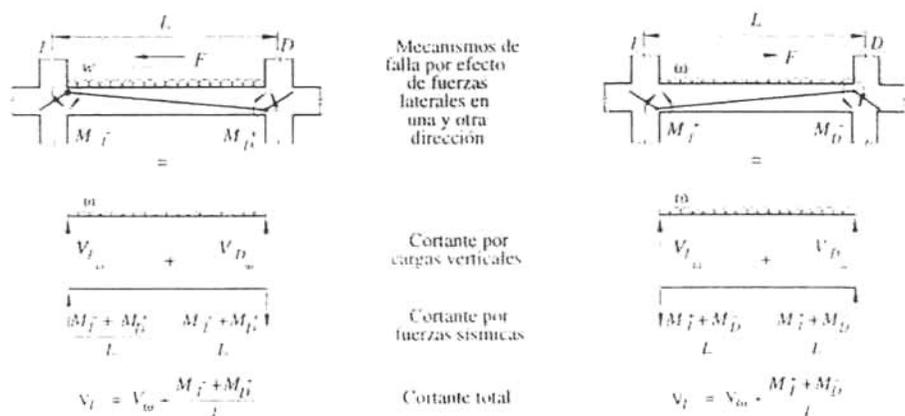


Figura 6.32

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 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 rijga. 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.

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.

6.4.2.- Requisitos para Columnas de Concreto

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

Requisitos geométricos

La figura 6.33 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 puede mantener una capacidad significativa a carga axial, aun después que haya fallado el concreto del recubrimiento.

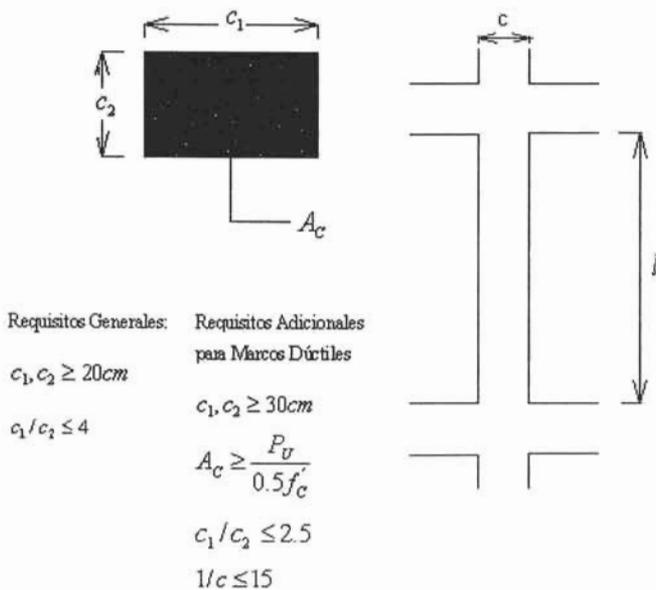


Figura 6.33

Se pide que el área de la sección transversal sea al menos igual a $0.5 P_u/f'_c$, para limitar el refuerzo 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 refuerzo 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.

Refuerzo longitudinal

Los requisitos para el refuerzo longitudinal y el transversal se ilustran en la figura 6.34.

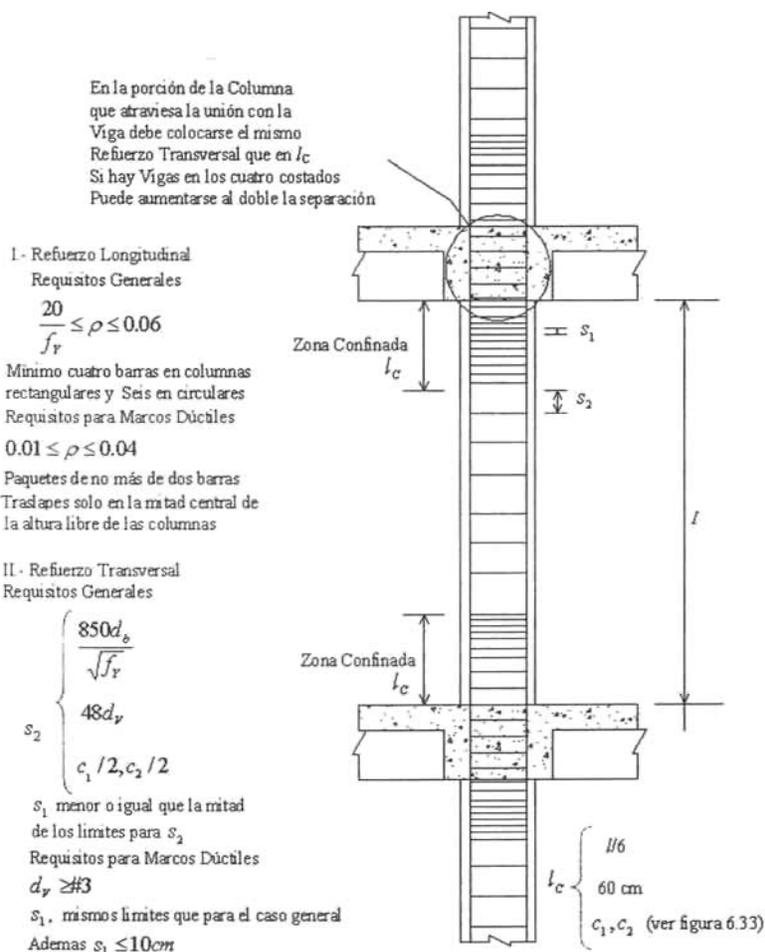


Figura 6.34

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 de flujo plástico del concreto que causa una transferencia de esfuerzos entre el concreto y el refuerzo. También pretende proporcionar a la columna una resistencia mínima a flexión.

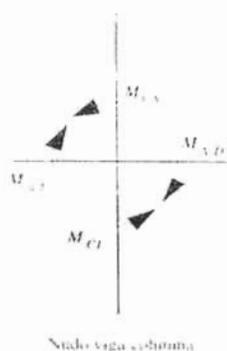
El límite superior tiende, principalmente, a evitar el congestionamiento del refuerzo en la columna y en su intersección con las vigas. También se trata de una forma indirecta de evitar que la sección se vea sujeta a esfuerzos promedio de compresión muy elevados.

Al igual que las vigas, se limita a dos el número de barras 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 barras lo más uniforme posible en el perímetro de la sección. De esta manera se logra un mejor confinamiento del concreto del núcleo.

Los traslapes son solo aconsejables para barras de diámetro hasta # 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.

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% 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 6.35 aclara el procedimiento a seguir.



$$\Sigma M_c = 1.5 (\Sigma M_v)$$

$\Sigma M_c = M_{C,U} + M_{C,D}$ 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.

$\Sigma M_v = M_{C,U} + M_{C,D}$ 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 calcula para la carga axial que le corresponde a la columna por efecto de la carga vertical más el doble de la que se genera por efecto de las fuerzas sísmicas actuando en la dirección correspondiente al signo de los momentos flexionantes considerados.

Figura 6.35

Se requiere además que el momento flexionante resistente se determine por 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 al 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.

Se permite omitir la revisión de la capacidad en flexocompresión de la columna 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 reducción 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 de mecanismos 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.

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 6.34. En la misma figura se definen los principales requisitos de refuerzo transversal en columnas.

La forma más apropiada para dar confinamiento al concreto es mediante un zuncho de refuerzo helicoidal (ver figura 6.36) que restrinja la expansión lateral del concreto cuando éste se vea sujeto a esfuerzos de compresión cercanos al máximo resistente.

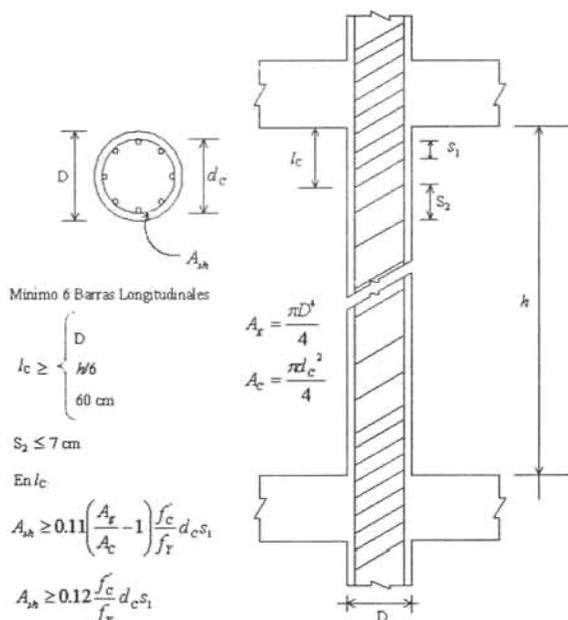


Figura 6.36

Sin embargo, el refuerzo helicoidal es práctico de usarse solo en columnas circulares y en ocasiones 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 6.37 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”.

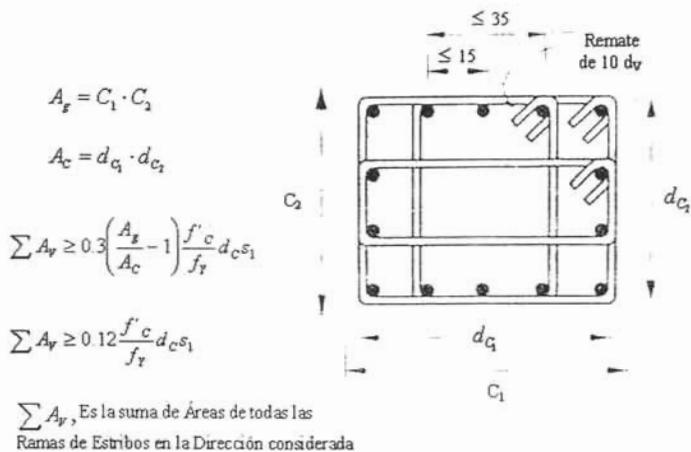


Figura 6.37

En la figura 6.38 se muestra como lograr confinamiento con combinaciones de estribos y grapas.

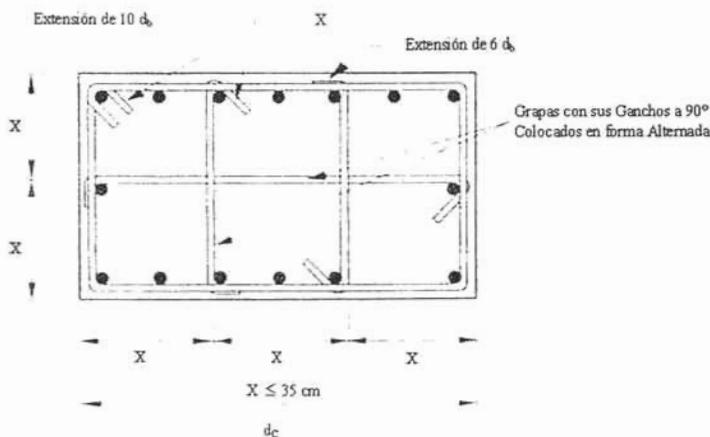


Figura 6.38

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 estas se flexionen hacia fuera por la presión que ejerce el concreto del núcleo al tratar de expandirse y que debe cumplir el requisito general siguiente:

Habrán 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 si esté soportada.

El principal objetivo de este requisito es impedir que las barras longitudinales se pandeen hacia fuera 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 6.39 se ejemplifican algunos arreglos convenientes del refuerzo longitudinal y transversal de las 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 del núcleo.

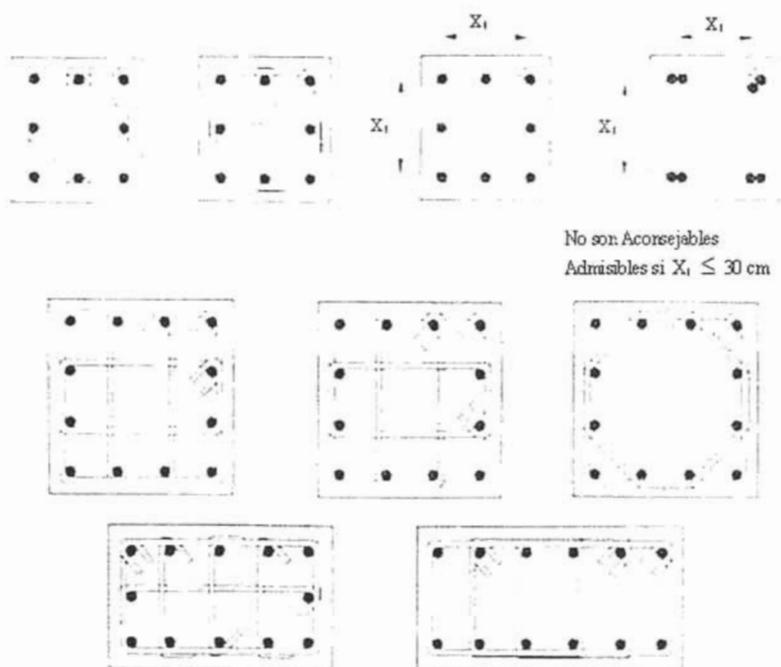


Figura 6.39

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 6.40), 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 esta 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.

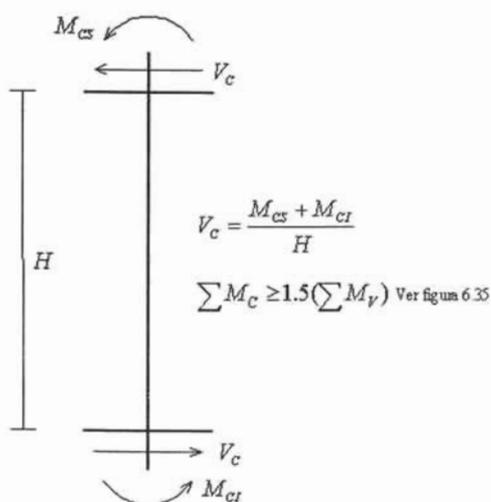


Figura 6.40

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

6.4.3.- Uniones Viga-Columna de Concreto

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

- 1.- El confinamiento del concreto en la zona de unión
- 2.- El anclaje y al adherencia del refuerzo que atraviesa la junta
- 3.- 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 6.34). 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 la primera 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, mas una longitud horizontal dentro del núcleo de la columna igual a la que se indica en la figura 6.41. Cuando se emplean barras 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 barras de menor diámetro, o ensanchar la columna, o proporcionar algún anclaje mecánico al refuerzo (ver figura 6.40).

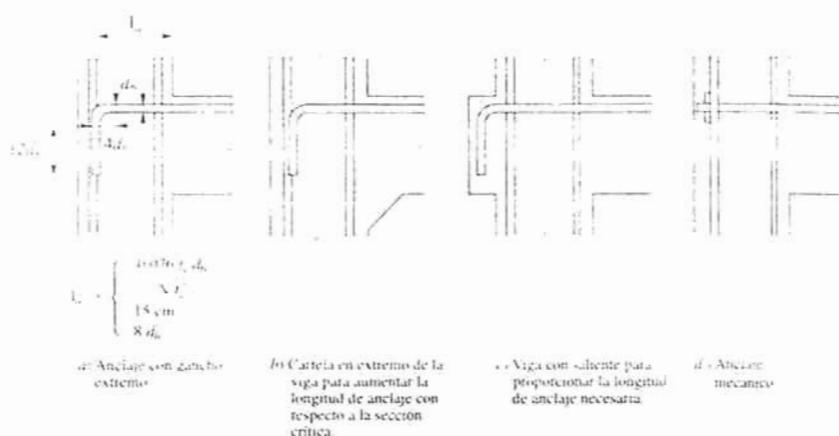


Figura 6.41

En las conexiones interiores el problema es que el 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 este 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 6.42).

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.

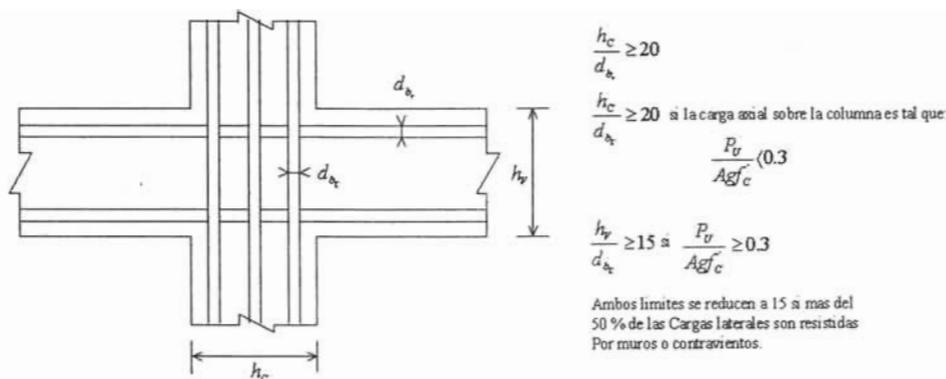


Figura 6.42

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 6.43, con base en las fuerzas que intervienen en el equilibrio del nudo. Nuevamente se debe considerar un esfuerzo de fluencia incrementado en 25%. 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 6.43.

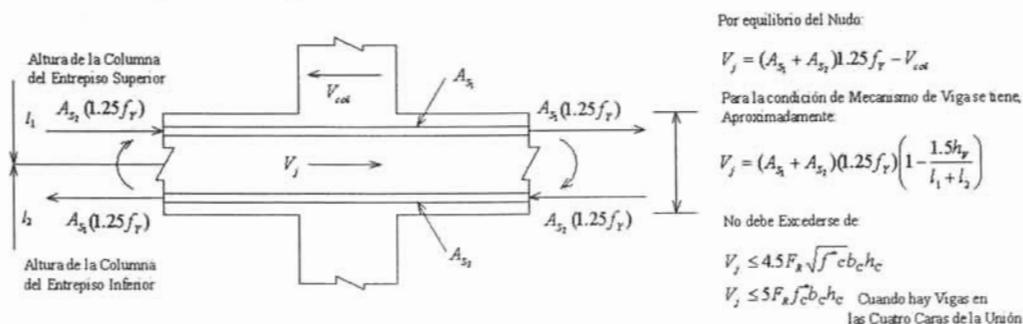


Figura 6.43

6.4.4.- Requisitos para Losas Planas

Los sistemas de pisos de losas de concreto, sin vigas y apoyadas directamente sobre las columnas, son muy populares para edificios, especialmente en la modalidad de losa reticular o aligerada, en la que se forma una retícula de nervaduras en dos direcciones con una zona sólida de concreto alrededor de las columnas. El sistema presenta algunos problemas en su comportamiento sísmico, consistentes principalmente en su excesiva flexibilidad ante cargas laterales, para las dimensiones usuales de losas y columnas, y en la concentración de esfuerzos cortantes en la zona de la losa alrededor de la columna, la que propicia deformaciones inelásticas importantes y posibilidad de una falla frágil por punzonamiento.

El desempeño sísmico observado de este tipo de estructuras ha sido muy pobre y ha dado lugar a una desconfianza generalizada en el sistema. Si bien es cierto que los daños graves se han dado en estructuras con defectos flagrantes y que, en su mayoría, los daños se han originado por problemas de resistencia de las columnas y no de la losa misma, hay que aceptar que el sistema es muy poco eficiente para resistir cargas laterales y que su uso debe asociarse, en edificios de varios pisos, a la combinación con elementos mucho más rígidos ante cargas laterales, como muros de concreto o marcos rígidos de fachada.

El análisis por cargas laterales se realiza generalmente sustituyendo la losa por un sistema de vigas ortogonales de ancho equivalente que forman marcos en dos direcciones, las que se analizan como marcos convencionales.

La ocurrencia de rotaciones concentradas en la unión viga-columna desde niveles bajos de carga, hace aconsejable adoptar hipótesis conservadoras acerca de la rigidez de las vigas equivalentes. Las NTC del D.F. indican que debe considerarse efectivo únicamente un ancho de losa igual al de la columna más vez y medio el peralte de la losa a cada lado de la misma, para fines del cálculo del momento de inercia de la viga equivalente (ver figura 6.44).

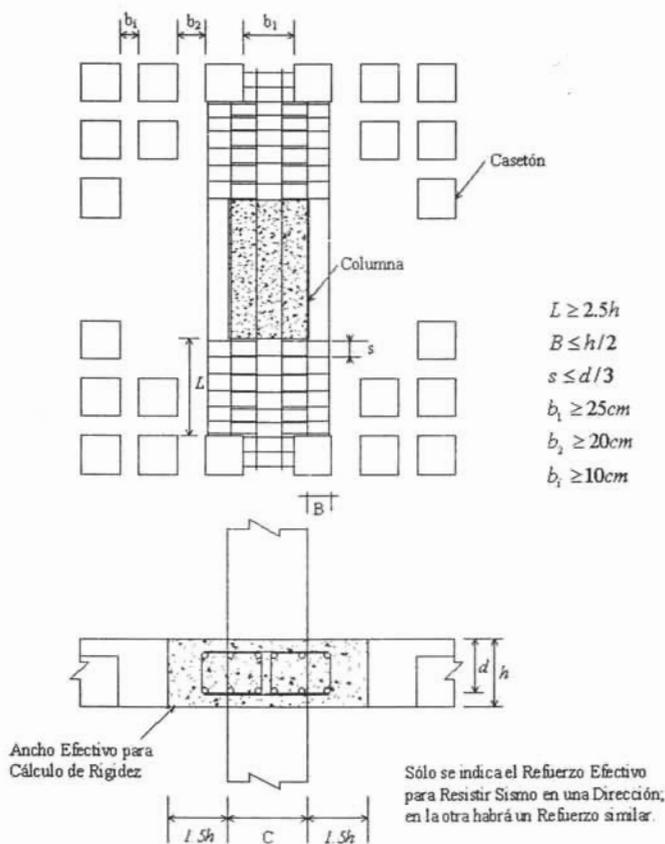


Figura 6.44

El RCDF castiga severamente estos sistemas mediante la especificación de factores de comportamiento sísmico (Q) bajos que reflejan la poca capacidad de disipación de energía en campo inelástico. Se acepta $Q = 3$ en estructuras muy regulares y de pocos pisos, o en aquellas en que la mayor parte de las cargas laterales sea resistida por muros de concreto que cumplen con los requisitos de ductilidad, en caso de que no se cumplan tales condiciones de debe adoptar $Q = 2$.

Para asegurar una correcta transmisión de los momentos y esfuerzos cortantes que se generan por efecto de las fuerzas laterales en la unión entre la losa y las columnas, se exige una serie de requisitos que se resumen en la figura 6.44 y que consisten esencialmente en que debe existir una nervadura ancha sobre el eje de las columnas, que aloje la mayor parte del refuerzo necesario para resistir efectos sísmicos; además se requiere una zona de concreto sólido de buen tamaño en la cual exista refuerzo por cortante para evitar la falla frágil por punzonamiento. Este refuerzo por cortante consistirá generalmente en un par de vigas cruzadas formadas por la nervadura de columna y el refuerzo adicional necesario para resistir las fuerzas sísmicas, unidas por estribos de varias ramas con un espaciamiento mínimo de un tercio del peralte efectivo.

6.4.5.- Requisitos para Muros de Concreto

Los sistemas a base de muros basan su desempeño ante sismos más en su alta rigidez y resistencia a cargas laterales que en su comportamiento inelástico, por lo que los requisitos de ductilidad prescritos por las normas son en general más simples que los de marcos. Las normas del RCDF permiten que se adopte el factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, en estructuras de marcos y muros, solo cuando los primeros son capaces de resistir al menos el 50% de las fuerzas sísmicas, mientras que cuando esto no se cumple deberá adoptarse $Q = 3$. En ambos casos el diseño de los muros debe cumplir requisitos que evitan que la ductilidad se vea limitada por algún modo de falla frágil.

Los requisitos geométricos ilustrados en la figura 6.45 pretenden evitar el pandeo del alma del muro por los altos esfuerzos de compresión que originan en uno de sus extremos los momentos flexionantes debidos al sismo.

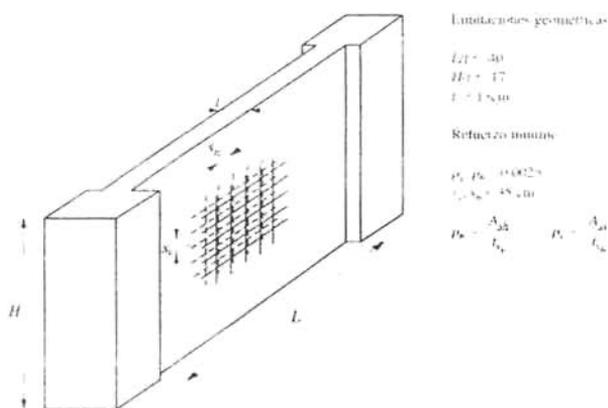


Figura 6.45

Por estar sujetos a estas altas fuerzas de compresión, los extremos de muros deben cumplir requisitos similares a los de las columnas de marcos. De hecho es conveniente que el muro termine en una columna propiamente dicha en la cual el refuerzo longitudinal necesario pueda distribuirse en forma adecuada y confinarse con un refuerzo transversal cerrado. La figura 6.46 muestra diversas opciones para confinar los extremos de los muros.

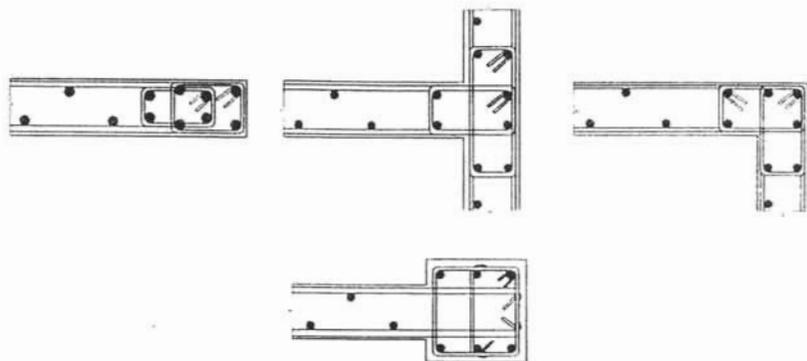


Figura 6.46

Otro aspecto hay que cuidar para prevenir comportamiento frágil de los muros es su falla por cortante. A tal propósito obedecen los diversos requisitos de refuerzo mínimo horizontal y vertical en el alma del muro, que se resumen en la figura 6.45.

Es frecuente que sea necesario dejar aberturas en los muros para permitir el paso o para alojar ductos, esto origina concentraciones de esfuerzos en las esquinas de los huecos en los que se requiere colocar refuerzo especial. Si los huecos son de grandes dimensiones, es deseable colocar columnas embebidas en el espesor del muro, como se indica en la figura 6.47.

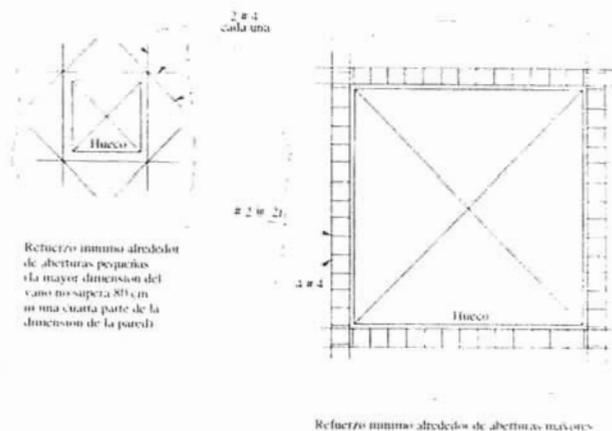


Figura 6.47

Un modo de falla que se ha presentado con cierta frecuencia, sobre todo en muros bajos, es el de deslizamiento de la base por efecto de la fuerza cortante. Para eliminar este tipo de falla, es necesario, además de cuidar la continuidad del concreto en las juntas de colado, que haya una cuantía mínima de refuerzo cruzando la junta para que se desarrolle la fricción que proporciona la resistencia a fuerza cortante.

En muros que rellenan crujías rodeadas por vigas y columnas es importante que el refuerzo vertical y horizontal del muro quede anclado en los elementos periféricos para lograr una distribución uniforme de fuerzas entre el marco y el muro y evitar que haya altas concentraciones de esfuerzos con las esquinas del muro.

Las vigas peraltadas, como las acopladas para los muros de cortante, frecuentemente fallan por cortante, aunque se aumenten los estribos, su comportamiento no mejora mucho.

Las vigas que acoplan a dos muros están sujetas a una condición muy severa de solicitaciones, aunque se aumenten los estribos, su comportamiento no mejora mucho.

Cuando la relación claro a peralte de estas vigas de acoplamiento es pequeña, los efectos de cortante dominan sobre los de flexión y se requiere de un esfuerzo especial que evite la falla frágil por cortante. Es recomendable colocar un refuerzo diagonal como el indicado en la figura 6.48 cuando la relación claro a peralte de la viga sea menor que dos.

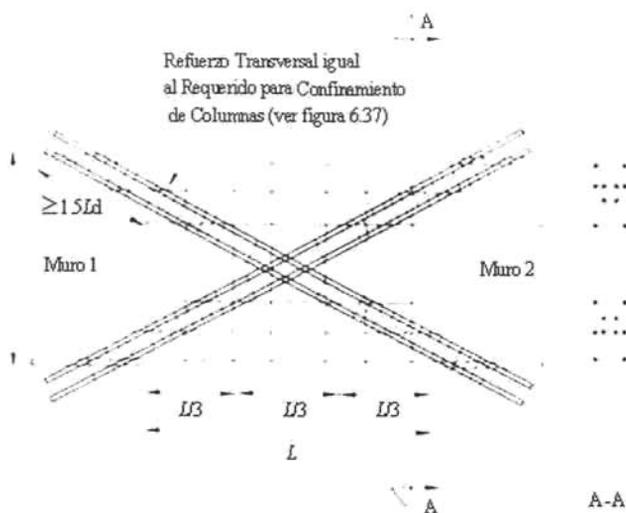


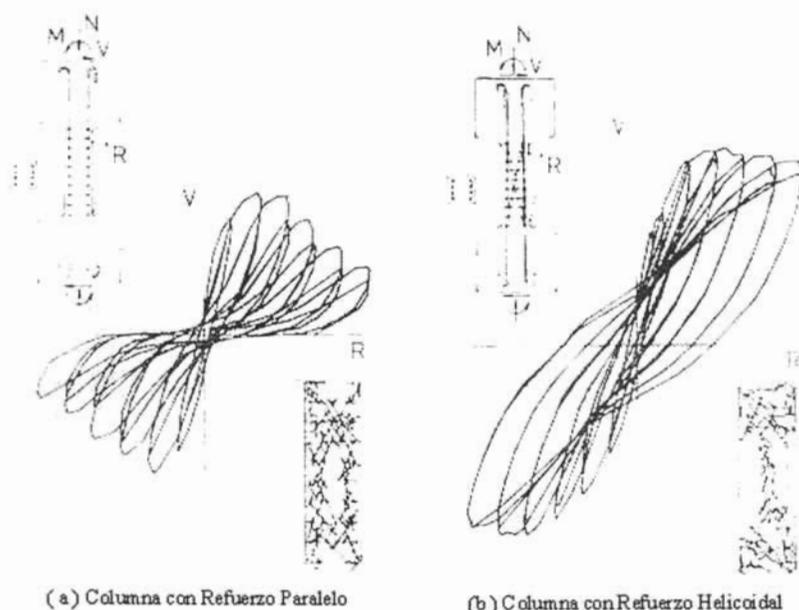
Figura 6.48

La figura 6.49 compara el comportamiento histerético de las vigas columnas con refuerzo paralelo y en diagonal. El contenido de refuerzo se mantiene igual para ambos miembros.

Las vigas columnas con refuerzo en diagonal muestran características muy ventajosas:

- 1.- Gran resistencia al cortante
- 2.- Gran ductilidad
- 3.- Gran capacidad de disipación de energía
- 4.- Degradación gradual
- 5.- Falla por flexión

El refuerzo diagonal mejora la ductilidad y la resistencia al cortante. (Wakabayashi, Minami y otros, 1981)



Relaciones entre Momento y Angulo de Rotación en Vigas-Columnas con Refuerzo Diagonal o Paralelo sometidas a Fuerza Axial Constante y a Momentos Flexionantes con Cortante repetidos alternadamente

Figura 6.49

6.4.6.- Conexiones

La resistencia de la conexión de una viga a una columna depende también de los detalles de anclaje. Puesto que el refuerzo inferior en una viga está sujeto a tensión bajo cargas sísmicas, se debe proporcionar suficiente longitud de anclaje al hacer la longitud l casi igual al peralte de la columna h , como se muestra en la figura 6.50.

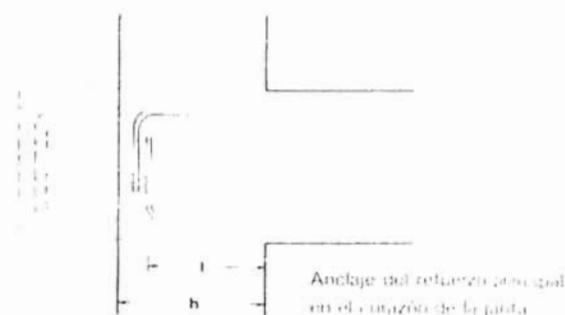


Figura 6.50

Si no se puede proporcionar suficiente longitud anclaje debido a que el peralte h es muy pequeño, resulta efectivo el anclaje en una viga con tacón, como se indica en las líneas punteadas en la figura 6.50.

6.4.7.- Requisitos para Vigas de Acero

Los objetivos son favorecer que los mecanismos de deformación inelástica se caractericen por articulaciones plásticas en los extremos de las vigas y que en estas zonas cuenten con gran capacidad de rotación.

Requisitos Geométricos

Las relaciones de esbeltez de los miembros y las proporciones de las secciones deben ser tales que se eviten problemas de pandeo lateral o local, aun para grandes deformaciones inelásticas. Para ellas las secciones deben cumplir con los requisitos de secciones tipo I (compactas y con gran capacidad de rotación inelástica). Los principales requisitos son los siguientes:

1.- Las vigas deben ser de sección transversal I o en cajón, que tengan dos ejes de simetría.

2.- Los patines deben estar conectados en forma continua en el alma.

Los requisitos anteriores limitan los tipos de sección a utilizarse a aquellos que puedan desarrollar grandes rotaciones sin problemas de pandeo local. Se elimina la posibilidad de emplear secciones de alma abierta o lamina delgada.

3.- El claro libre de las vigas no será menor que 5 veces el peralte de su sección transversal, ni el ancho de sus patines mayor que el ancho del patín o el peralte del alma de la columna que se conecten. De esta manera se pretende evitar vigas muy cortas en que predominan los efectos de cortante sobre los de flexión y vigas más anchas que las columnas en que no hay una transmisión adecuada de momentos entre los dos elementos.

4.- La excentricidad entre el eje de la viga y el de la columna no debe exceder de una décima parte de la dimensión de la columna en la dirección normal a la viga.

Este requisito es similar al establecido para marcos de concreto y pretende evitar que por la acción de marco se presenten torsiones y cortantes elevados en las vigas y columnas.

5.- La relación ancho a grueso de los patines de secciones I, H ó T o de secciones en cajón no excederá de $460/F_y$, y la de patines de secciones en cajón y de atiesadotes no excederá de $1600/F_y$.

Con esto se limita la posibilidad de pandeo local de los patines cuando estos estén sometidos a compresión.

6.- La relación ancho a grueso del alma no excederá de $3500/F_y$.

En todas las expresiones anteriores, F_y es el esfuerzo de fluencia nominal del acero en kg/cm^2 .

Requisitos para fuerza cortante

De manera muy similar a lo que se ha descrito para vigas de marcos dúctiles de concreto, las normas de acero requieren que la fuerza cortante de diseño se determine por equilibrio de las vigas cuando se presentan articulaciones plásticas de signos opuestos en sus extremos y considerando un esfuerzo de fluencia incrementado en 25% sobre el nominal. También aquí se admite la opción de dimensionar con las fuerzas cortantes obtenidas del análisis, pero empleando un factor de reducción de 0.70 en lugar de 0.90 que se especifica para el caso general.

De esta manera se trata de prevenir que la ductilidad de los marcos se vea limitada por la falla por cortante de las vigas y que se pueda desarrollar la gran capacidad de rotación de las articulaciones plásticas en los extremos.

Soporte lateral

Las secciones de las vigas en que puedan formarse articulaciones plásticas deben estar soportadas lateralmente para evitar la posibilidad de pandeo lateral, no solo en el intervalo de comportamiento lineal sino aun en campo inelástico. En general se considerará que las articulaciones plásticas se forman en cada extremo de las vigas en una longitud igual a un peralte de la viga, medida a partir del paño de la columna. La distancia entre puntos de soporte lateral en las zonas de articulaciones plásticas no debe exceder de $L_p = 1250/F_y$.

Hay que considerar que no es suficiente proporcionar soporte lateral al patín superior de la viga, lo cual se da usualmente al estar éste restringido por una losa de concreto u otro elemento de piso. Debido a que el mecanismo de falla postulado considera la aparición de articulaciones plásticas de momento positivo en los extremos de las vigas, también el patín inferior de éstas debe estar soportado lateralmente para evitar su pandeo local. Esto puede lograrse por medio de atiesadores verticales de rigidez adecuada soldados a los patines y al alma de la viga, o a través de puntales conectados a los elementos vecinos, como se ilustra en la figura 6.51.

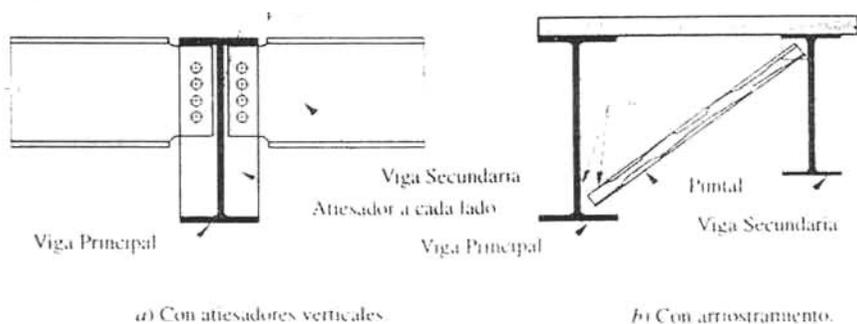


Figura 6.51

Además, en las zonas de articulaciones plásticas deben evitarse agujeros que propicien comportamiento frágil de la región.

6.4.8.- Requisitos para Columnas de Acero

Requisitos geométricos

Al igual que las vigas, se requiere que las secciones cumplan con los requisitos para secciones compactas con gran capacidad de rotación inelástica (tipo 1) y que la esbeltez sea reducida para no propiciar la falla por pandeo de la columna. Los requisitos se resumen en los siguientes incisos:

- Las secciones transversales serán H o en cajón. En secciones en cajón (rectangular hueca) la relación de la mayor a menor de sus dimensiones exteriores no excederá de 2 y su dimensión mínima será por lo menos de 20 cm. En secciones H, el ancho de los patines no será mayor que el peralte total, la relación peralte a ancho del patín no excederá de 1.5 y el ancho de los patines será cuando menos de 20 cm.
- La relación ancho a grueso de los patines de las secciones H no excederá de $830/F_y$. Para las almas de las secciones H y para las placas de las secciones en cajón esta relación será como máximo $2100/F_y$.
- La relación de esbeltez de la columna en la dirección más desfavorable no excederá de 60.

Es deseable que el nivel de esfuerzos de compresión en la columna se mantenga bajo, para contar con cierta capacidad de rotación. Para ello conviene que el tamaño mínimo de la sección sea tal que el esfuerzo promedio de la carga vertical de diseño no exceda de 60% del de fluencia.

Resistencia en flexión y cortante

Al igual que para marcos dúctiles de concreto, aquí también se imponen requisitos para procurar que en el mecanismo de falla no intervengan deformaciones inelásticas por falla en flexocompresión o cortante de las columnas y que se cumpla con la condición de columna fuerte-viga débil.

La capacidad en flexocompresión de los extremos de las columnas se revisará con las condiciones de equilibrio del nudo cuando se presentan articulaciones plásticas de signos opuestos en los extremos de las vigas que concurren a dicho nudo. En este caso dicha condición se expresa con la siguiente condición:

$$\sum Z_c (F_{yc} - F_a) > \sum Z_v F_{yv} \text{ Para } f_a > 0$$

En que $\sum Z_c$ y $\sum Z_v$ son las sumas de los módulos de sección plásticos de las columnas y de las vigas que concurren al nudo en el plano del marco en estudio, f_a es el esfuerzo normal

en las columnas, producido por la fuerza axial de diseño y F_{yc} y F_{yv} son los esfuerzos de fluencia del acero de las columnas y de las vigas, respectivamente.

Nuevamente se admite la opción de dimensionar las columnas con las fuerzas internas provenientes del análisis, pero con un factor de reducción de resistencia de 0.7.

De manera congruente con lo anterior, la fuerza cortante para el dimensionamiento de cada columna debe determinarse por equilibrio de la misma, suponiendo que en sus extremos obran momentos del mismo sentido y de magnitud igual a los momentos resistentes de las columnas. También aquí se admite al opción de dimensionar con los cortantes provenientes del análisis y con un $F_R = 0.7$.

6.4.9.- Uniones Viga-Columna de Acero

La conexión debe diseñarse para las fuerzas que se introducen al formarse las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas, considerando que los momentos de fluencia de las vigas se incrementan en 25%. Los aspectos principales se ilustran en la figura 6.52 y en términos cualitativos, se resumen en lo siguiente:

Conectar ambos patines de las vigas a los de las columnas para que los primeros puedan desarrollar su esfuerzo de fluencia.

Colocar atiesadores en la columna en coincidencia con los patines de las vigas, para que resistan 1.25 veces la fuerza de fluencia de los patines.

Conectar el alma de las vigas a los patines de las columnas, de manera de poder transmitir la fuerza cortante total.

Revisar la resistencia a cortante del alma de la columna en el tablero de la junta para la fuerza que se introduce al formarse articulaciones plásticas.

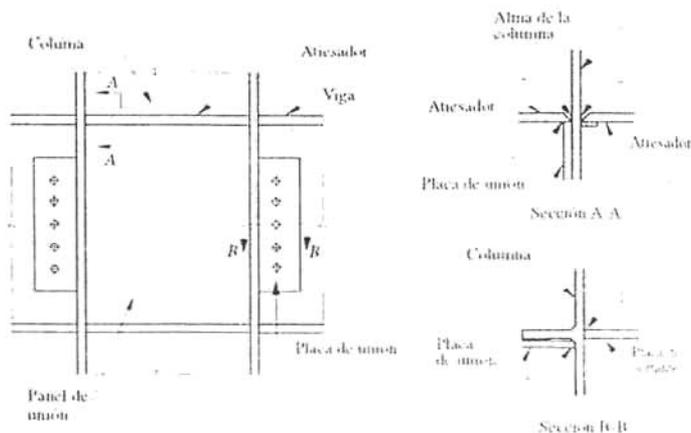


Figura 6.52

6.5.- MAMPOSTERÍA

6.5.1.-Materiales

La distinción entre los muros construidos con piezas macizas y los de piezas huecas es importante en el comportamiento sísmico. Los muros de piezas macizas tienen, ante esta sollicitación, un comportamiento menos frágil que los de piezas huecas, en los que la falla de las paredes da lugar a una pérdida brusca de capacidad. Es por ello que en las normas de diseño por sismo se especifica que para muros de piezas macizas, que cumplan con los requisitos de refuerzo impuestos para muros diafragma, confinados o con refuerzo interior, se reduzcan las fuerzas sísmicas por un factor de comportamiento $Q = 2$, mientras que para las piezas huecas debe usarse $Q = 1.5$, lo que implica fuerzas de diseño 33% mayores que en el caso anterior.

La resistencia en compresión de las piezas es el parámetro más importante del que dependen las propiedades mecánicas de los muros de mampostería.

Morteros

La función del mortero es permitir la sobreposición de las piezas formando un conjunto que tenga una liga fuerte y duradera. Sus propiedades más importantes son: manejabilidad, resistencia a compresión y tensión y adherencia con las piezas. Estas propiedades varían según el tipo de cementante empleado, con la relación entre arena y cementante y según la cantidad de agua en la mezcla, aunque esto último no se suele controlar en obra.

Los proporcionamientos admitidos descartan el uso de la cal como único cementante del mortero en elementos que tengan función estructural, debido a la baja resistencia y poca durabilidad que se obtiene en los morteros a base únicamente de cal. Se acepta sin embargo, que se use cierta cantidad de cal en adición al cemento, ya que con esto se obtiene una mezcla más trabajable

Las propiedades mecánicas de la mampostería varían en un intervalo muy grande en función de las propiedades de las piezas y del mortero que las une, así como el procedimiento de construcción. Por tanto estas propiedades deben ser determinadas mediante ensayos con los materiales y con las técnicas constructivas particulares en cada caso.

En términos generales la resistencia a tensión es muy baja, la falla es frágil y la curva esfuerzo deformación en compresión es prácticamente lineal hasta la falla. La figura 6.53 muestra algunas curvas representativas de materiales comúnmente usados en el valle de México.

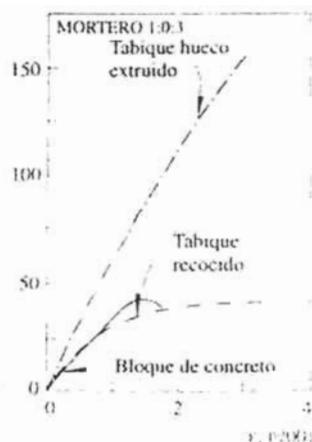


Figura 6.53

La resistencia en compresión del conjunto de piezas-mortero puede variar desde 20-30 kg/cm^2 para piezas débiles de barro o de cemento de fabricación artesanal, hasta 200 kg/cm^2 , o más, para piezas de alta calidad producidas industrialmente. El módulo de elasticidad (E), para cargas de corta duración varía entre 600 y 1000 veces la resistencia en compresión. El módulo de rigidez al cortante (G) es cercano al 40% de E.

La resistencia a cortante (tensión diagonal) es una propiedad muy importante en el comportamiento sísmico de la mampostería. Es muy variable y es influida por las propiedades del mortero de unión. Valores representativos de las principales propiedades mecánicas de la mampostería se proporcionan en las NTC del D.F.

El comportamiento ante cargas alternadas de elementos de mampostería no reforzada es esencialmente frágil, especialmente cuando los muros son formados por piezas huecas cuyas paredes se destruyen progresivamente.

Para limitar el carácter frágil de la mampostería se emplea acero de refuerzo en el interior de los muros o en elementos de confinamiento.

6.5.2.- Mampostería Estructural

Los muros de mampostería estructural poseen un considerable potencial de utilización como muros de cortante. Existen, no obstante, varios problemas que se deben considerar.

Incremento en la carga. Debido a su peso, rigidez y fragilidad, los muros de mampostería se deben diseñar para resistir fuerzas sísmicas laterales mayores.

Capacidad limitada de esfuerzo. La resistencia de las unidades y la resistencia del mortero deben ser adecuadas para alcanzar las resistencias al esfuerzo requeridas. Además, se

necesita tanto refuerzo vertical como horizontal para que el muro realice funciones de muro de cortante.

Grietas y fallas de adherencia. Los muros que no se construyen de acuerdo con las especificaciones utilizadas, generalmente, para construcciones resistentes a sismos, a menudo, tienen juntas de mortero débiles y agrietamientos. Estos reducen la resistencia sísmica, especialmente en muros con refuerzo mínimo.

A pesar del comportamiento relativamente deficiente de la mampostería en temblores recientes, las estructuras de mampostería con dimensiones considerables, se pueden diseñar para tener un comportamiento adecuado ante temblores severos, siempre que se sigan cuidadosamente los requisitos de diseño y detallado.

Los temblores tienen la tendencia a poner en evidencia las conexiones débiles que existen en los sistemas estructurales, y concentrar ahí el daño. En virtud de la forma de construcción, la mampostería tiene un mayor número de posibles conexiones débiles que otros materiales. Puesto que la mampostería es un material comparativamente frágil, por lo general es necesario diseñar para mayores fuerzas sísmicas que las que son apropiadas para otros materiales.

El mecanismo de la falla por compresión de la mampostería influye enormemente en el comportamiento de los muros de cortante de mampostería sujetos a fuerzas sísmicas en su plano. Para la capacidad a la flexión última del muro, la formación de grietas verticales en el extremo a compresión, tiene como resultado numerosos bloques verticales inestables, sujetos a compresión y cortante elevados, y una gran reducción en la capacidad para transferir la fuerza cortante última a la cimentación. Pueden ocurrir fallas explosivas de compresión en la punta de la base.

Puede eliminarse el colapso de la esquina mencionada mediante la inclusión de placas delgadas de confinamiento, resistentes a la corrosión, colocadas en las capas de mortero dentro de las posibles zonas de aplastamiento. Estas placas son equivalentes a los estribos de confinamiento de las columnas o muros de cortante de concreto reforzado, y reducen la expansión lateral del mortero. (Figura 6.54 a y b)

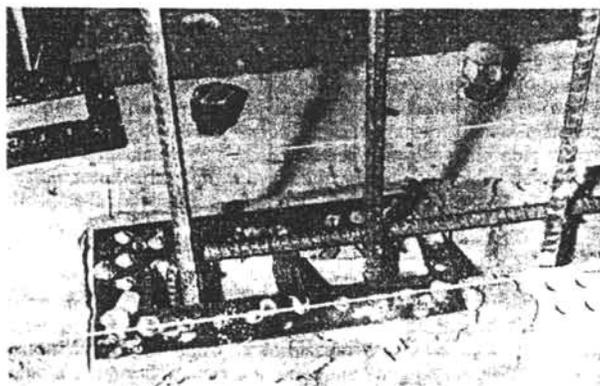


Figura 6.54 a

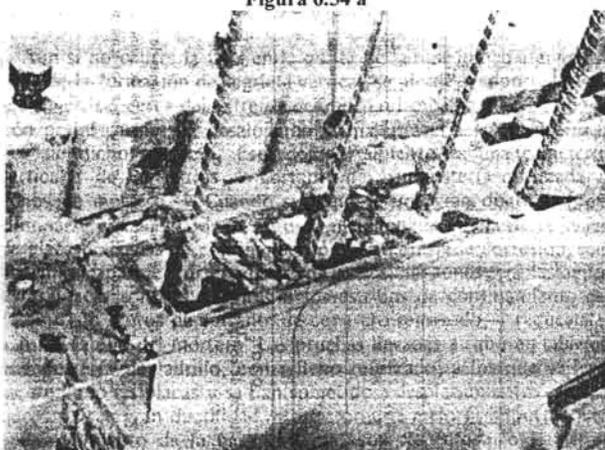


Figura 6.54 b

Las fallas por cortante en muros de mampostería son repentinas, y tienen como resultado una pérdida casi total de la capacidad para soportar la carga lateral.

El agrietamiento por flexión en la mampostería ocurre principalmente a lo largo de las juntas del mortero, en forma de grietas uniformes.

6.5.3.- Muros de Mampostería

La pobre reputación que la mampostería tiene en varios países como material resistente a sismos, se debe esencialmente a la falla de construcciones a base de materiales de muy baja calidad y sin elementos adecuados de conexión de los muros entre sí y de éstos con los pisos y techos. Las fallas se han debido principalmente a volteo de muros en dirección normal a su plano y a cortante de muros no reforzados o con grandes huecos.

En los muro de mampostería sin aberturas, a menudo la falla de cortante tiene lugar como se muestra en la figura 6.55a, mientras en las pilas y vigas entre aberturas, la falla es como ilustra la figura 6.55b.

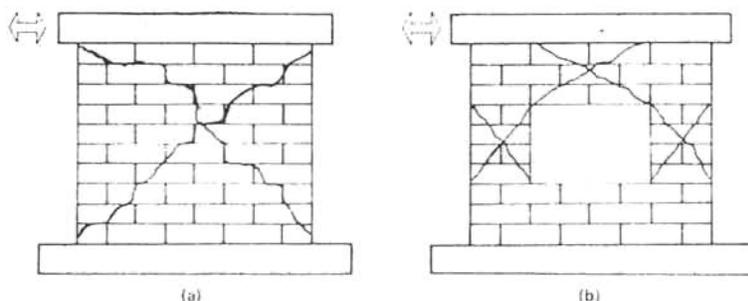
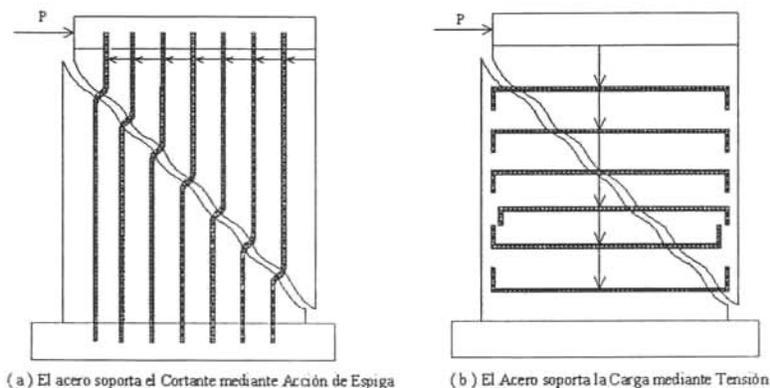


Figura 6.55

Podría suponerse que el refuerzo vertical uniformemente distribuido que cruce planos de una posible falla a 45° , resultaría igualmente eficiente para la transferencia al cortante que el refuerzo horizontal, y que por consiguiente el acero para flexión cerca del centro del muro, que puede estar sujeto a un esfuerzo comparativamente bajo, podría utilizarse para tomar parte o la totalidad de la carga de cortante, (ver figura 6.56 a). Sin embargo, una vez que se ha iniciado el agrietamiento, la fuerza cortante tiende a desplazar horizontalmente la porción superior del muro, en vez de abrir la grieta perpendicular al plano de ésta.

En estas condiciones el acero horizontal resiste la fuerza cortante mediante tensión directa, como se ve en la figura 6.56 b, pero el acero vertical resiste la fuerza mediante la acción de espiga, la cual solo podrá generarse si ocurren desplazamientos horizontales sustanciales a través de la grieta. En condiciones optimas, la fuerza soportada mediante la acción de espiga será aproximadamente el 30% de la soportada por el mismo acero colocado horizontalmente.



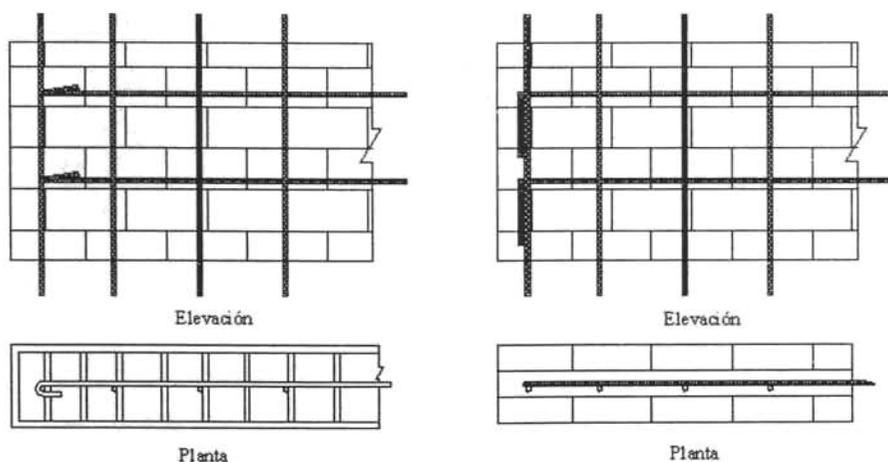
Eficacia Relativa del Acero Vertical y Horizontal para Resistir Cortante

Figura 6.56

Puesto que la capacidad de espiga se reduce al aumentar el ancho de la grieta, deberá usarse acero horizontal para soportar la totalidad de la fuerza cortante.

Por lo general ocurrirá una degradación estructural severa, debida al deslizamiento por cortante a lo largo de la base de la junta de construcción, para esfuerzos cortantes muy por debajo de los que pueden ser soportados por los muros de mampostería.

El refuerzo horizontal por cortante deberá engancharse alrededor de las varillas verticales de los extremos (Ver figura 6.57a), o si el ancho del espacio del relleno impide esta operación, deberá usarse un doblado a 90°, con una extensión paralela al refuerzo por flexión que sea capaz de desarrollar la totalidad de la fuerza de fluencia (Ver figura 6.57 b).



(a) Gancho Alrededor de la Varilla Vertical en el Muro de Mampostería Reforzada de Unidades Huecas

(b) Doblado Verticalmente en Mampostería Reforzada Rellena de Mortero

Anclaje Horizontal del Refuerzo por Cortante

Figura 6.57

En ningún caso el refuerzo horizontal por cortante deberá traslaparse en las posibles zonas de articulaciones plásticas. En muros de cortante, no deberán usarse varillas lisas como refuerzos de flexión o de cortante.

Es necesario colocar en los muros una cantidad mínima de refuerzo bien distribuido, con objeto de asegurar el control de las grietas de contracción y asentamiento. Este acero, asimismo, proporciona confinamiento a la mampostería, reduciendo así la tendencia de ésta a desparramarse ante las acciones sísmicas.

Los muros de mampostería bien diseñados tendrán una ductilidad confiable, pero limitada. El diseño deberá reflejar esta limitación y basarse en coeficientes para el cortante basal mayores que los que son apropiados, digamos para marco de concreto reforzado o acero, con el mismo periodo fundamental.

Asimismo, el periodo fundamental, típicamente corto de las estructuras de mampostería, puede conducir a una demanda de ductilidad mayor que la impuesta a estructuras más flexibles.

Es muy común el concepto erróneo de que los rellenos de mampostería de los marcos de acero estructural o concreto reforzado tan solo incrementan la capacidad total a las cargas laterales y que, por consiguiente, siempre deben ser benéficos para el comportamiento sísmico. De hecho, existen numerosos ejemplos de daños producidos por temblores que pueden atribuirse a una modificación estructural del marco básico, debido a los llamados muros de relleno no estructurales y tableros confinados.

La incorporación de los rellenos de mampostería tiene como resultado una reducción en el periodo fundamental, y un incremento de los cortantes sísmicos, produciendo con frecuencia una falla de cortante de las columnas del marco. La falla frágil del relleno no reforzado ha tenido como consecuencia el desprendimiento de la mampostería sobre la calle, o sobre escaleras, con gran peligro para las vidas humanas.

Si se usa relleno de mampostería, hay dos alternativas para el diseñador:

Puede aislar en forma efectiva el tablero de las deformaciones del marco, o asegurar un contacto íntimo y continuo entre el tablero y el marco.

Diseñar ambos para las fuerzas sísmicas a las cuales estarán sujetos.

6.5.4.- Estructuras de Mampostería

Las estructuras con muros de carga de mampostería basan su seguridad sísmica en la resistencia a carga lateral proporcionada por una muy elevada área transversal de muros en cada dirección. No puede contarse en este caso con grandes deformaciones inelásticas de la estructura para disipar la energía introducida por el sismo. Por tanto, los factores de comportamiento sísmico que permiten reducir las fuerzas elásticas son bastante reducidos (de dos como máximo) y reflejan la limitada capacidad de deformación inelástica que puede alcanzar la mampostería.

Por lo anterior, no se imponen a estas estructuras requisitos de ductilidad particularmente severos. Sin embargo, se requiere de cierto refuerzo que reduzca la posibilidad de fallas frágiles.

El refuerzo que se requiere en los muros de mampostería tiene la finalidad primordial de ligar entre sí los elementos estructurales (muros en una dirección con los de la dirección transversal, muro de un piso con la losa y con los de los pisos adyacentes entre sí) propiciando un trabajo de conjunto de la estructura y evitando la posibilidad de que los muros se separen como en un castillo de naipes.

En segundo lugar, el refuerzo debe proveer a la mampostería de cierta resistencia a tensión (sea por flexión o por cortante) para subsanar la baja resistencia que la mampostería tiene a

este tipo de esfuerzos. Finalmente, el refuerzo debe proporcionar cierto confinamiento a los muros para mantener su capacidad de carga después de su agrietamiento.

La mampostería no reforzada no debe utilizarse en estructuras de edificios de gran tamaño en áreas propensas a sismos severos por su frágil comportamiento.

Mampostería confinada

Este tipo de estructura se caracteriza por los elementos de concreto que rodean los paneles de mampostería, y que se conocen como castillos y dadas, han demostrado dar lugar a un comportamiento sísmico muy aceptable en edificios de muros de carga de varios pisos.

Estos elementos de refuerzo permiten una buena liga de los muros entre sí y con los sistemas de piso, a la vez que proporcionan un confinamiento que evita la falla frágil de los muros después de que estos se agrietan por tensión diagonal.

Cuando un muro de mampostería rodeado por un marco de concreto reforzado está sujeto a fuerza cortante, el tablero del muro y el marco se separan para una carga del 50 al 70% de la capacidad máxima, y entonces el muro actúa como un puntal diagonal de compresión. La falla final ocurre de las siguientes maneras (Priestley, 1980; Leuchars y Scrivener, 1976; Esteva, 1966):

Falla del puntal diagonal de compresión. La capacidad máxima se determina por la resistencia máxima de compresión del puntal, que tiene una anchura de aproximadamente un cuarto de la longitud diagonal del tablero (figura 6.58a)

Falla horizontal deslizante del tablero. Si la resistencia al deslizamiento es menos pequeña que la resistencia limitada por el puntal diagonal, el tablero de muro de falla por el deslizamiento horizontal (figura 6.58b).

Una vez que ocurre el deslizamiento, el cortante externo se resiste solamente con las columnas (hasta que ocurra una falla por flexión o cortante en las mismas), puesto que la fricción en las superficies del deslizamiento es muy pequeña.

Los muros confinados muestran una mayor ductilidad que los muros o las pilas de mampostería aislados. El deterioro de la resistencia es más serio para la mampostería hueca que para la mampostería sólida, debido a la fractura y el descascaramiento de las paredes (Meli, 1974). La resistencia y la capacidad de disipación de energía en un marco con muros confinados son muchos mayores que las del marco solo y, por consiguiente, un marco con muros confinados resulta efectivo contra los sismos, aun cuando las fuerzas introducidas se incrementen debido a la alta rigidez. (Klinger y Bertero, 1977).

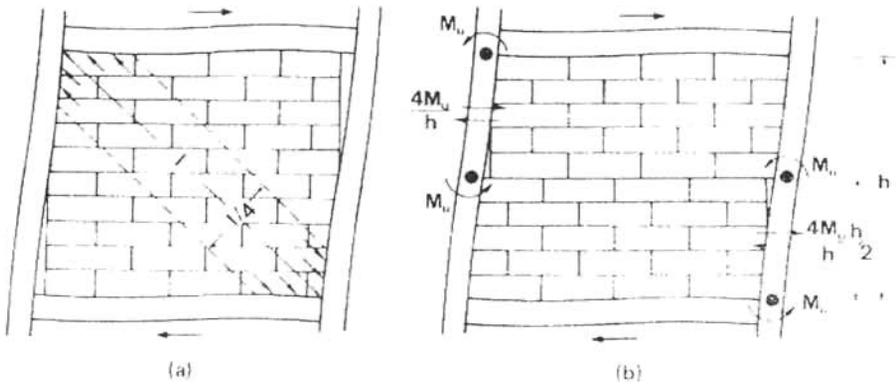
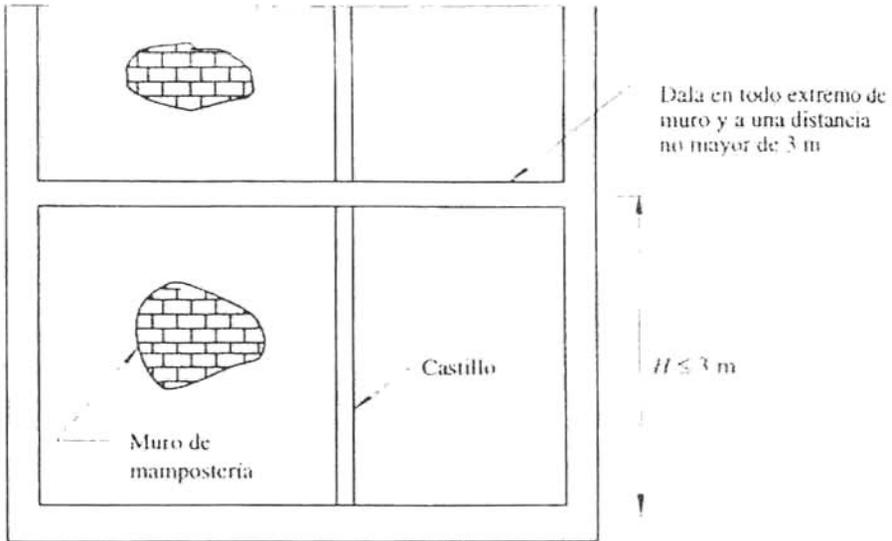


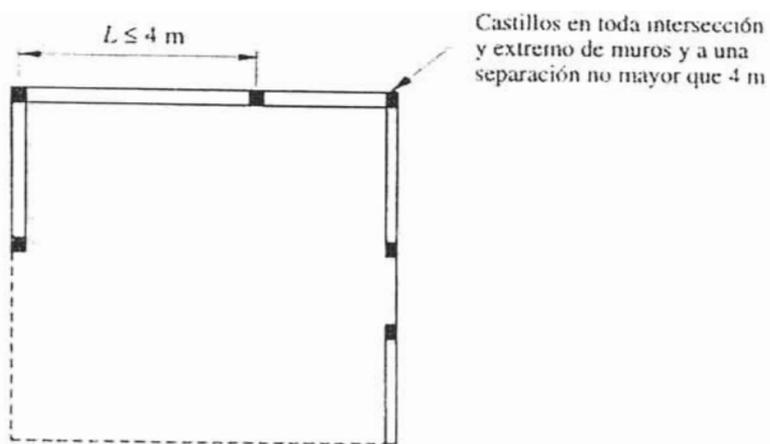
Figura 6.58

La norma de mampostería tiene disposiciones precisas acerca de la distribución de estos elementos, de sus propiedades geométricas y de su refuerzo. Estos requisitos se muestran en la figura 6.59, 6.60 y 6.61.



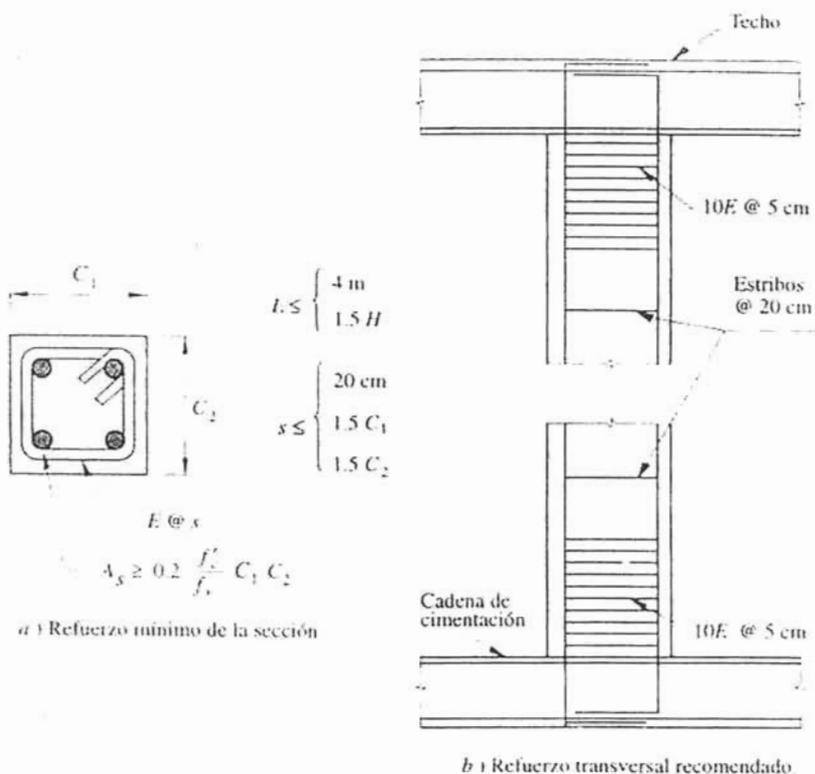
a) Distribución de dafas y castillos en elevación

Figura 6.59



b) Distribución de castillos en planta.

Figura 6.60



a) Refuerzo mínimo de la sección

b) Refuerzo transversal recomendado

Figura 6.61

Es importante destacar que se requieren castillos en los extremos de cada muro, en cada intersección de muros y en la periferia de huecos de grandes proporciones. Acerca del refuerzo de castillos y dalas, este debe cumplir los requisitos para los elementos de concreto reforzado, en particular los relativos al traslape y anclaje de barras y los de recubrimiento. Las cuantías mínimas especificadas para el refuerzo longitudinal tienden a lograr cierta resistencia a tensión del castillo, sobre todo para absorber momentos flexionantes en el plano del muro. También se pretende con ello garantizar cierta resistencia a carga axial del castillo para tomar concentraciones de carga vertical, así como evitar la falla por deslizamiento de la base del muro por efecto de la fuerza cortante.

Los estribos de dalas y castillos sirven principalmente para armar, o sea, mantener en su posición el refuerzo longitudinal, su separación garantiza una contribución a la resistencia a fuerzas cortantes. Resulta conveniente que los extremos de los castillos posean una resistencia significativa a fuerzas cortantes para sostener la capacidad de carga del muro, una vez que este se agrieta diagonalmente.

Por tal razón, es recomendable que en los dos extremos de cada castillo, en una longitud de por lo menos 50 cm, los estribos se coloquen a una separación de no más de la mitad del peralte de la sección.

Para un correcto trabajo integral del castillo y el muro es importante que haya una buena adherencia entre estos elementos. Deben tomarse medidas en la construcción para lograrlo, como dejar una superficie irregular del borde de muro que va a estar en contacto con el concreto de los castillos.

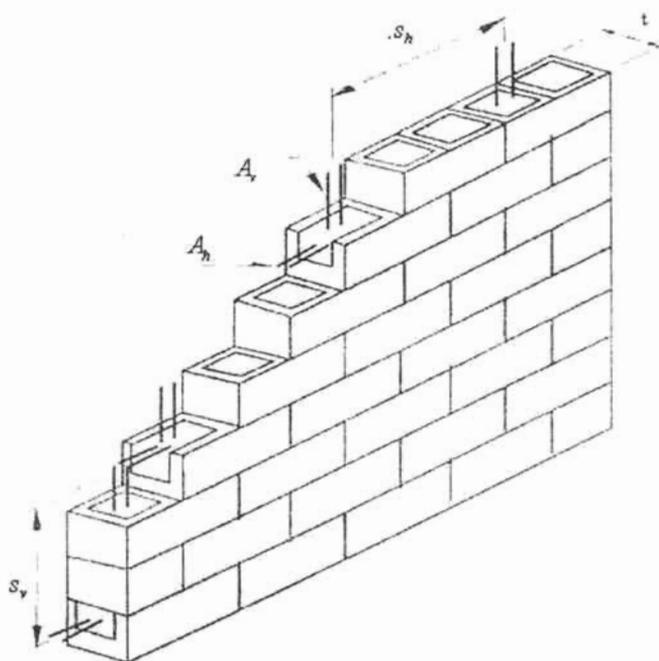
Hay que tener en cuenta, por otra parte, que las cuantías mínimas de refuerzo longitudinal especificadas para los castillos pueden ser muy inferiores a las necesarias para resistir los momentos flexionantes que resultan de un análisis sísmico refinado de la estructura. Por ello, es conveniente en estructuras de varios pisos hacer estimaciones, aunque sean aproximadas, de los momentos de volteo en los muros y calcular el refuerzo necesario en los castillos para resistir dichos momentos.

Mampostería reforzada

El acero de refuerzo en esta modalidad estructural pretende cumplir objetivos semejantes a los que tiene en la mampostería confinada. En este caso, en lugar de concentrar el refuerzo en los elementos periféricos, este se distribuye en el tablero, y queda embebido en los huecos de las piezas o en las juntas.

Es un procedimiento de construcción que se está empleando con frecuencia en diversos países aun en zonas sísmicas y en edificios de cierta altura. En México la difusión de este procedimiento, conocido como mampostería reforzada, ha sido limitada, principalmente por la desconfianza de que puedan realizarse adecuadamente la colocación del refuerzo y el llenado de los huecos, operaciones que son difíciles de supervisar.

Los requisitos mínimos para el refuerzo vertical y horizontal de la mampostería reforzada se presentan en la figura 6.62.



$$P_h = \frac{A_h}{s_v t}$$

$$P_v = \frac{A_v}{s_h t}$$

$$P_h, P_v \geq 0.0007$$

$$P_h, P_v \geq 0.0020$$

$$s_v, s_h \begin{cases} 6t \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Figura 6.62

No se pretende con estos refuerzos lograr un incremento sustancial en la resistencia en la mampostería, solamente un comportamiento mas favorable.

La especificación deja un margen amplio para distribuir la cuantía total entre el refuerzo horizontal y vertical. Para asegurar resistencia a flexión del muro y contar con suficiente acero vertical para conectar el muro con las losas, es recomendable colocar dos terceras partes de la cuantía total en dirección vertical y el restante en la dirección horizontal. Para lograr que el refuerzo horizontal pueda proporcionar ductilidad al muro es necesario colocar una cuantía de refuerzo horizontal igual a 0.0007. Cuando se cuente con este refuerzo puede incrementarse la resistencia a fuerza cortante de diseño en 25%.

El requisito de que el refuerzo horizontal debe ser continuo y sin traslape en toda la longitud del muro obedece a que los esfuerzos de adherencia que se pueden desarrollar son muy bajos por el pequeño espesor del mortero de las juntas. Por ello los traslapes nos son aceptables. En muros muy largos será aceptable conectar dos barras mediante ganchos alrededor del refuerzo de castillos intermedios.

El refuerzo mínimo especificado no garantiza una ductilidad elevada de los muros. Por ello, el factor de comportamiento sísmico especificado por el reglamento es muy reducido,

$Q = 1.5$, teniendo en cuenta que las piezas huecas que se usan para este tipo de mampostería son más frágiles que las macizas. Puede lograrse una ductilidad mucho más significativa si se aumentan las cantidades de refuerzo horizontal y vertical y si se llenan todos los huecos con concreto.

Un aspecto crítico de esta modalidad de mampostería es la correcta colocación del refuerzo en cuanto a su posición y a su recubrimiento, lo cual requiere el uso de piezas especiales, como las mostradas en la figura 6.63, que cuenten con los ductos adecuados para colocar el refuerzo. En México, es costumbre colocarlo dentro de las juntas de mortero y no son fácilmente accesibles las piezas especiales. Es difícil lograr el recubrimiento adecuado en esta forma (una vez el diámetro de la barra o 1 cm).

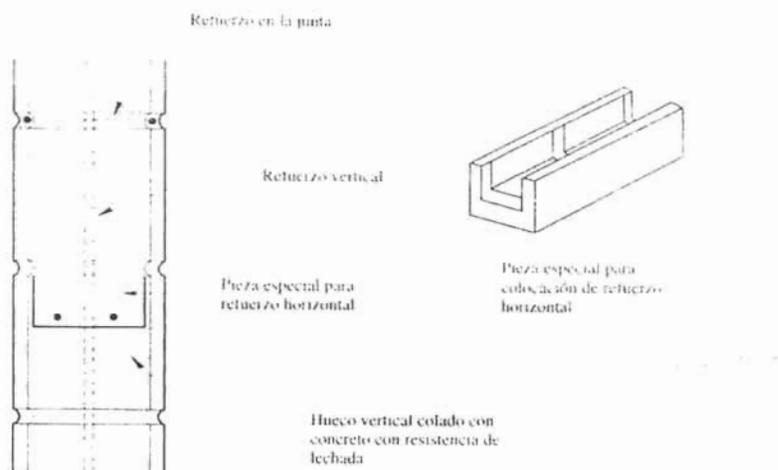


Figura 6.63

Para que esta mampostería tenga usos estructurales importantes, como sucede en otros países, es necesario contar con las piezas adecuadas, capacitar a los obreros para su adecuada construcción y contar con una estricta supervisión para garantizar el correcto colado de los huecos y la apropiada posición del refuerzo.

Muros no reforzados

Este tipo de muros deben evitarse en zonas sísmicas como el Distrito Federal. No se prohíbe en las normas, pero se especifican factores de reducción de resistencia muy severos, de manera que es muy difícil estructurar una construcción con muros no reforzados.

Columnas de mampostería

No es aconsejable utilizar columnas de mampostería como parte de una estructura dúctil sismo-resistente, en virtud de la dificultad para proporcionarles una ductilidad adecuada y

para diseñar las juntas viga-columna. Pueden hacerse excepciones si se diseña el marco para que se mantenga en el rango elástico ante la acción sísmica, o cuando la resistencia y ductilidad de las columnas se basen solo en la sección de mortero inyectado. En este último caso, el revestimiento de ladrillo o de bloque se considerará solamente para que funcione como una cimbra permanente, y se desprecia al calcular la resistencia. Debe tenerse cuidado de asegurar que las unidades de mampostería estén bien ligadas al núcleo de la columna, para evitar la dispersión de la mampostería.

6.6.- PROPIEDADES MECÁNICAS Y GEOMÉTRICAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA EL ANÁLISIS DE LOS EDIFICIOS

Para efectuar el análisis lineal de un marco se requiere conocer el módulo de elasticidad de material que constituyen los elementos estructurales, el área y el momento de inercia de las secciones transversales de los mismos.

Según las NTC de concreto del DF:

$$E_c = 14000\sqrt{f'_c} \dots\dots\dots \text{Para concreto clase 1}$$

$$E_c = 8000\sqrt{f'_c} \dots\dots\dots \text{Para concreto clase 2}$$

El concreto clase 1 es el que se elabora con agregados de alta calidad y peso volumétrico norma, mientras que el clase 2 es el que se obtiene con los agregados que se encuentran normalmente en el valle de México y que tienen un peso volumétrico bajo y un elevado contenido en polvos.

Para valuar las propiedades geométricas de columnas de concreto reforzado se puede considerar la sección bruta, pensando que las mismas, por estar sujetas generalmente a compresiones altas, no tendrán mucho agrietamiento.

En vigas de concreto reforzado que no estén coladas monolíticamente con las losas, es razonable usar el momento de inercia de la sección agrietada transformada, el cual, para secciones rectangulares con porcentajes usuales de refuerzo, vale alrededor del 60% del momento de inercia de la sección bruta. Si las vigas están coladas monolíticamente con la losa, entonces, en las zonas de momentos positivos, existen patines que dan lugar a una sección *T* cuyo momento de inercia vale de 1.5 a 2 veces el de la sección rectangular. Este efecto tiende a compensarse con el de la reducción debida al agrietamiento, y parece adecuado en estos casos emplear el momento de inercia de la sección rectangular bruta (sin considerar la reducción por agrietamiento, ni el aumento por la contribución de la losa).

Cuando el marco por analizar es una idealización de un sistema a base de losas planas (aligeradas o macizas) y columnas, se recomienda, de acuerdo con resultados experimentales, considerar que el ancho efectivo de la losa es $c+3h$, donde c es el ancho de la columna (perpendicular al plano del arco) y h el peralte total de la losa plana. Si la losa es aligerada, entonces conviene considerar un momento de inercia promedio entre el de los

apoyos (donde hay una zona maciza) y el de la zona central (donde se deben descontar los huecos de los casetones).

Para edificios de acero, el módulo de elasticidad tiene un valor muy conocido, 2×10^6 kg/cm², independientemente del tipo de acero. Las propiedades de las secciones transversales están tabuladas en libros, y en caso de no ser así, se pueden calcular en base a las dimensiones nominales de diseño.

Con frecuencia se busca que las losas de piso de concreto reforzado trabajen en conjunto con las vigas de acero en que se apoyan, dando lugar a las secciones compuestas. Esto requiere que entre losa y viga exista la capacidad para resistir los esfuerzos cortantes que implica este trabajo solidario, para lo cual es generalmente necesaria la utilización de conectores especialmente diseñados. En este caso, en las zonas de momento positivo debe considerarse el momento de inercia de la sección compuesta (dividiendo el área del concreto entre la relación de módulos de elasticidad), y en las zonas de momentos negativos, debe usarse solo el momento de inercia de la sección de acero. Parece razonable emplear un promedio de dichos momentos de inercia, como un valor constante para toda la viga.

Para analizar sistemas con muros es necesario conocer los módulos de elasticidad y de cortante, el momento de inercia, el área axial y el área de cortante de cada muro. En el caso de diagonales se deben conocer los módulos de elasticidad y el área de la sección transversal de cada una de ellas. Es aceptable considerar que el concreto es un material isótropo, con un módulo de Poisson de aproximadamente 0.2, lo cual implica que su módulo de cortante G_c , es igual a $E_c/2.4$.

Para estos muros se acostumbra calcular el momento de inercia con base en su sección bruta, incluyendo el aporte de columnas o muros perpendiculares en los extremos, que trabajan como si fuesen patines y dan lugar a secciones de los tipos T, L, C o similares. El área de cortante de secciones de formas distintas se deriva de las consideraciones de resistencia de materiales. Los valores para algunas secciones como se muestran en la tabla 6.1

| Sección | Área de cortante |
|---|--------------------------------------|
| Rectangular de dimensiones b, h | $5bh/6$ |
| T.C.L con altura de peralte d y espesor t | dt |
| Circular sólida de radio r | $0.9\pi r^2$ |
| Tubo rectangular de dimensiones b, h Y espesor t | $2bt$ ó $2t$ |
| Tubo circular de radio r y espesor t | Según la dirección de la de cortante |
| | $0.5\pi r t$ |

Tabla 6.1

En estos casos, si un muro que funge como patín tiene un espesor t, su ancho efectivo puede considerarse igual a 6t, a menos que el ancho real sea menor. La contribución de estos anchos efectivos también pueden incluirse en el área de la sección transversal que interviene en el cálculo de las deformaciones axiales, pero debe excluirse al valuar el área de cortante, la cual es igual al área del muro que hace las veces del alma.

De acuerdo con la norma correspondiente, las propiedades mecánicas de la mampostería se calculan a partir de su resistencia nominal a compresión f_m^* , sobre el área bruta. f_m^* se puede determinar a partir de ensayos de pilas, o de la resistencia nominal de las piezas y el mortero; sin embargo, para cuando no se realicen determinaciones experimentales, se da allí una tabla de valores indicativos de f_m^* , en función de los tipo de pieza y de mortero. (Ver tabla 6.2)

| Pieza | Mortero | f_m^* | v_m^* | E | G |
|-----------|---------|---------|---------|-------|------|
| Tabique | I | 15 | 3.5 | 4500 | 1350 |
| recocido | II | 15 | 3 | 4500 | 1350 |
| | III | 15 | 3 | 4500 | 1350 |
| Tabique | I | 40 | 3 | 12000 | 3600 |
| extruído | II | 40 | 2 | 12000 | 2700 |
| | III | 30 | 2 | 9000 | 2700 |
| Bloque de | I | 20 | 3.5 | 10000 | 3000 |
| concreto | II | 15 | 2.5 | 7500 | 2250 |
| pesado | III | 15 | 2.5 | 7500 | 2250 |

Tabla 6.2

De acuerdo con las normas, para cargas de corta duración como las sísmicas, el módulo de elasticidad E_m es igual a $600 f_m^*$ si la mampostería es de tabique o bloques de cemento, e igual a $400 f_m^*$ para mampostería de tabique de barro.

Las propiedades geométricas de los muros de mampostería, como momentos de inercia o áreas de cortante, se pueden determinar con los criterios que se dieron para muros de concreto, con la aclaración de que, aun cuando de trate de piezas huecas, hay que basarse en la sección bruta, ya que así esta previsto al estipular las propiedades mecánicas en la norma respectiva.

Cuando se trata de diagonales de acero el módulo de elasticidad es $2\,000\,000\text{ kg/cm}^2$, y es practica común considerar solo la diagonal en tensión, debido a que la de compresión, por tener una relación de esbeltez muy alta, se pandea ante esfuerzo pequeños.

Si las diagonales son de concreto reforzado, el valor de EA depende del nivel de esfuerzos. Una simplificación aceptable es considerar solamente la diagonal en compresión, que es la que tiene mayor rigidez, empleando el área de su sección bruta y el módulo de elasticidad del concreto; en todo caso para la diagonal en tensión se puede usar solamente el área de acero con el módulo de elasticidad de dicho material.

6.7.-MODIFICACIONES NO ESTRUCTURALES

Los efectos de la adición de elementos no estructurales que cambian gravemente el comportamiento dinámico de una estructura se han tocado superficialmente en relación con las variaciones de la longitud de columna.

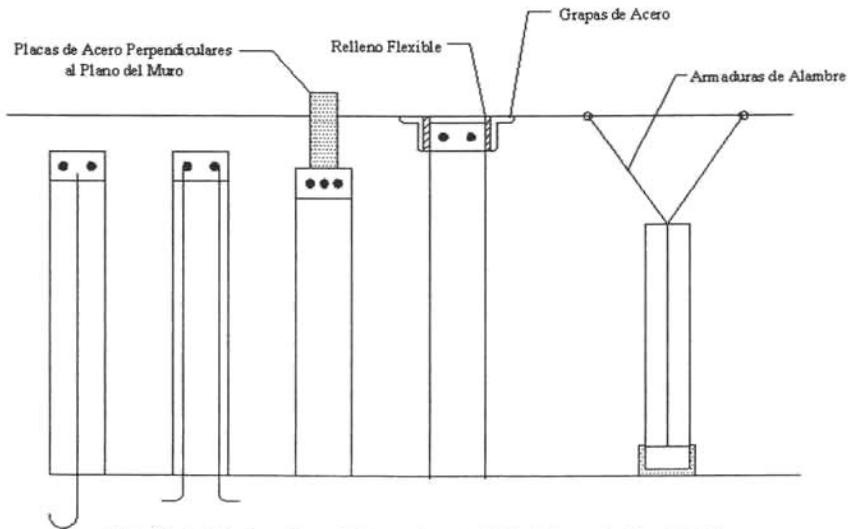
La rigidización casual de una estructura de marco mediante rellenos de mampostería es una causa frecuente de daños y falla. El mecanismo siempre es el mismo: las fuerzas sísmicas con atraídas por las áreas de mayor rigidez, y si estas no están diseñadas para ajustarse a estas fuerzas, estarán propensas a fallar.

La rigidez introducida en lugares al azar puede redistribuir cargas en forma desigual y producir torsión.

Se debe evitar que los muros de relleno situados arbitrariamente en los marcos, en particular si son de materiales pesados, aunque un muro de yeso que se considere como no estructural pueda tener una rigidez considerable aunque no cuantificada. Los muros de relleno deben figurar ya sea dentro del concepto estructural y detallarlos de acuerdo con este, o bien, separarlos de tal modo que la distorsión estructural no provoque esfuerzos al muro. Para hacerlo se requiere cierto análisis del desplazamiento esperado y el desarrollo de detalles arquitectónicos que sostendrán al muro en su lugar en forma segura, contra cargas verticales normales y cargas laterales y aun permitir el movimiento en relación con su marco.

Aislamiento del Relleno no Estructural

Para garantizar el comportamiento normal del marco, los tableros de relleno pueden separarse estructuralmente alrededor de los lados y en el extremo superior, para permitir la deformación libre del marco en relación con el tablero. Deben adoptarse, en este caso, unos acoplamientos flexibles entre el tablero y el marco, para proporcionar un soporte lateral adecuado en la parte superior del tablero. La figura 6.64 muestra los posibles detalles de conexión.



Detalle Común de la Conexión para Relleno no Estructural (Según Newmark y Rosenblueth)

Figura 6.64

Hay diversos modos posibles de falla de los marcos rellenos con mampostería, como son:

1. Una falla de tensión en la columna a tensión, resultado de los momentos aplicados
2. Una falla de cortante de la mampostería, con deslizamientos a lo largo de las capas de mortero (generalmente a la media altura del muro) o en su cercanía
3. Un agrietamiento de tensión diagonal del muro

Esto, en general, no constituye una condición de falla, ya que pueden soportarse mayores cargas hasta que:

- a) Ocurra una falla de compresión del puntal diagonal
- b) Ocurra una falla por flexión o cortante en las columnas

La modalidad de uso de muros de mampostería más usual en México y en otros países latinoamericanos es la llamada mampostería confinada en que se colocan, en los extremos de los muros y en sus intersecciones, elementos delgados de concreto reforzado que tienen la función de ligar muros y de evitar el colapso de los mismos cuando estos se agrietan diagonalmente. El comportamiento ante ciclos de carga repetida muestra una disipación de energía limitada, pero dista de corresponder a una falla frágil.

En los países más industrializados se emplea para zonas sísmicas la mampostería reforzada, en donde mediante refuerzo en el interior de los muros, en las juntas y en los huecos de las piezas, se logra un comportamiento similar al de los muros de concreto reforzado. Para ello es necesario que todos los huecos de las piezas se hayan rellenado con mezcla de concreto de alto revenimiento y que el refuerzo se encuentre perfectamente anclado y que sea continuo. Para las bajas cuantías de refuerzo que se colocan usualmente en estos muros en nuestro medio, el comportamiento es frágil por la falla por cortante. Ha sido además frecuente encontrar defectos de colocación del refuerzo y huecos de las piezas solo parcialmente llenados de mezcla, por lo que esta modalidad de refuerzo requiere de especiales cuidados en la ejecución de la obra.



Escuela Nacional de Estudios Profesionales
Aragón U.N.A.M.
"Criterios de Estructuración y Diseño Sísmico
de Edificios"



CAPÍTULO VII

"ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES"

7.1.- INTRODUCCIÓN

Existen muchos elementos de edificios, que se utilizan comúnmente, pero que son, en especial, vulnerables a daños producidos por sismos. La mayoría de estos no son estructurales, es decir, no forman parte del sistema estructural diseñado para resistencia a cargas de gravedad o a cargas laterales. Debido a su carácter no estructural, rutinariamente no reciben un estudio como parte del diseño que realiza el estructurista; de este modo, en regiones sísmicas constituyen los elementos principales de vulnerabilidad. Algunas situaciones comunes son las siguientes:

1. *Cielos rasos suspendidos*. Estos están sujetos a movimiento horizontal. Si no están restringidos en sus bordes o suspendidos con elementos que resistan el movimiento horizontal, oscilarán y golpearán otras partes de la construcción. Otra falla común consiste en el desprendimiento del cielo raso debido a la aceleración descendente cuando los apoyos no son resistentes a una acción de sacudimiento.

2. *Elementos en voladizo*. Los balcones, cobertizos, parapetos y cornizas se deben diseñar para resistir una fuerza sísmica significativa en una dirección perpendicular al voladizo. En casi todos los casos los reglamentos proporcionan criterios para la consideración de estas fuerzas.

3. *Objetos diversos suspendidos*. Las lámparas, letreros, equipo de aire acondicionado, bocinas, andadores elevados y otros elementos que se encuentran suspendidos se deben estudiar para resistir los efectos de los movimientos a la manera de un péndulo. Los apoyos deben tolerar el movimiento o se debe diseñar para restringirlo.

4. *Tuberías*. Los movimientos del edificio durante un sismo pueden provocar la ruptura de tuberías instaladas de manera común. Además de las tolerancias acostumbradas para la expansión térmica se deben tomar provisiones para la flexión de la tubería o para el aislamiento de la estructura, que sean suficientes para prevenir cualquier daño. Obviamente, estas consideraciones son más críticas en el caso de tubería a presión.

5. *Elementos débiles y rígidos*. Todas las partes de la construcción del edificio que son rígidas pero no son fuertes, por lo general, son vulnerables a daños. Estas incluyen vidrios de ventanas, superficies con enlucidos, azulejos de muro y losetas de piso (especialmente de cerámica o materiales moldeados), y cualquier mampostería (en especial revestimientos de ladrillo, azulejo, concreto precolado, material pétreo). Para reducir el riesgo de daños a los ocupantes y al edificio, se requiere un cuidadoso estudio de los detalles de instalación. En casi todos los casos, se aconseja el uso extenso de juntas de control que permitan movimientos sin fracturas.

Gran parte del daño económico causado por sismos importantes que han afectado centros urbanos se debe a costos de reparación o reposición de aquellos elementos de las construcciones que se considera no forma parte de su estructura resistente.

Entre estos pueden distinguirse, por una parte, los equipos e instalaciones alojados por la construcción y, por otra, los elementos arquitectónicos como paredes divisorias, puertas, ventanas, recubrimientos, fachadas, plafones, etc.

Uno de los objetivos fundamentales de un correcto diseño sísmico establece que debe procurarse evitar el daño no estructural causado por sismos moderados que pueden presentarse varias veces durante la vida útil de la construcción. Para cumplir dicho objetivo, los códigos estipulan desplazamientos laterales admisibles para el sismo de diseño.

Para limitar las deflexiones laterales a los valores admisibles, debe proporcionarse rigidez lateral suficiente a la construcción en su totalidad y cuidar que la forma y los detalles de la estructura sean tales que no den lugar a amplificaciones locales de las deformaciones.

Además de la revisión de los desplazamientos laterales de la estructura, el cuidado de los elementos no estructurales debe incluir:

- 1.- La revisión de las fuerzas de inercia que se inducen en los elementos debido a su propia masa y que pueden causar su falla o volteo local.
- 2.- La revisión de las holguras y detalles necesarios para que los elementos no estructurales se comporten en la forma supuesta en el diseño.

7.1.1.- Diferencia entre la Importancia de los Elementos

Los elementos no estructurales de una construcción son aquellos componentes que satisfacen directamente necesidades humanas. La pérdida o falla de estos elementos puede afectar la seguridad de la vida de los ocupantes de las estructura. Además la pérdida de estos elementos puede representar un peligro para la población, al inutilizar o hacer peligroso el uso de alguna instalación esencial de emergencia. Se ha aceptado, por tanto, que existen tres conceptos distintos que el diseñador debe tener en cuenta al desarrollar criterios de diseño no estructurales.

Seguridad de la vida.- evitando el desprendimiento de cielos rasos, muros o de acabados, la pérdida de los medios para combatir el fuego, evacuar la estructura y conservar los combustibles.

Daños materiales.- evitar erogaciones grandes por reparación después de ocurrir un sismo. Con reciente frecuencia se ha encontrado el satisfactorio funcionamiento estructural de un edificio, acompañado de un pobre funcionamiento no estructural de tal magnitud que el costo de las reparaciones se aproxima al costo original del edificio.

Continuidad de operación.- donde se establece que el uso u ocupancia de un edificio o de un sistema particular dentro de la estructura, sea diseñado de manera que sea capaz de sufrir una experiencia sísmica y continuar operando durante y después del evento. Entre estos se encuentran los sistemas de iluminación de emergencia, los de aspersión contra incendio, iluminación de señales de salida y alumbrado de escaleras de escape.

7.1.2.- Elementos no Estructurales Rígidos

Cuando el elemento no estructural es muy rígido, las aceleraciones provenientes de los apoyos producirán en el elemento un tipo simple de comportamiento dinámico. Cuando los dispositivos de apoyo son también muy rígidos, el elemento reproducirá en todos sus puntos las aceleraciones entrantes, y el factor de amplificación es igual a la unidad. Si los apoyos tienen flexibilidad, el sistema dinámico secundario, representado por el elemento no estructural, incluyendo sus restricciones, se comporta como un cuerpo rígido, pero puede tener lugar cierta amplificación del movimiento.

7.1.3.- Elementos no Estructurales Flexibles

Cuando el elemento no estructural es flexible, su comportamiento durante un sismo no puede seguir siendo definido apropiadamente por un modelo que tenga un solo grado de libertad. Tal es el caso de un sistema de tubería, uniones a base de cables o los elementos internos de una pieza grande de maquinaria.

Si el subsistema no estructural en estudio, no es importante desde el punto de vista de su costo directo o de la confiabilidad de operación del sistema, o del de seguridad pública, puede usarse un análisis estático equivalente, para obtener la información necesaria para el diseño o la verificación de los requisitos de resistencia. Cuando el elemento es importante, debe hacerse un análisis dinámico utilizando los espectros de respuesta de piso para alimentar el subsistema. Rara vez se requiere un análisis dinámico completo.

7.2.- DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Los componentes arquitectónicos y mecánicos se clasifican como elementos no estructurales. Los componentes arquitectónicos incluyen los muros que no soportan cargas, enchapados, unidades de techumbres, muros, separadores, escaleras, ductos y cielos rasos.

Entre los elementos de una construcción que pueden clasificarse como mecánicos no estructurales se encuentran:

Equipos como calderas y hornos que utilizan combustible, o fuentes de energía de elevadas temperaturas.

Chimeneas, escapes para humo, chimeneas industriales.

Sistemas de bandas transportadoras

Sistemas de ductos y tuberías

Sistemas contra incendios

Maquinaria, tanto la de factura como la de proceso

Equipo alternativo de rotación

Tanques, intercambiadores térmicos y vasos de presión

El comportamiento sísmico de los elementos no estructurales no ha sido adecuadamente estudiado, y las especificaciones efectivas de diseño casi no existen. Por consiguiente la seguridad sísmica de los elementos no estructurales depende en gran parte de la habilidad y conciencia de los fabricantes e instaladores.

Entre los elementos de una construcción, clasificados como eléctricos no estructurales se encuentran:

- a) Ductos eléctricos auxiliares y sistemas primarios de cables
- b) Sistemas eléctricos de emergencia
- c) Sistemas de comunicación, incluyendo los de transmisiones públicas
- d) Centros para motores eléctricos; dispositivos de control, interruptores, transformadores y subestaciones unitarias.
- e) Tableros eléctricos
- f) Sistemas detectores de humo y fuego
- g) Instalación de iluminación

Ya que el empleo de los elementos no estructurales en edificios modernos es amplio, los ingenieros estructurales deben tener en mente que la falla de estos puede destruir los sistemas de seguridad humana, como los que se relacionan con la resistencia al fuego y la evacuación.

Los elementos no estructurales fallan por fuerzas de inercia excesivas que les son aplicadas, o por una excesiva deflexión provocada por la deformación del sistema estructural. La fuerza de inercia que actúa en un elemento no estructural puede predecirse si se conoce la respuesta de la estructura en el nivel de piso donde se instale el elemento no estructural. El cortante máximo que actúa en un elemento flexible puede ser significativamente mayor que el cortante que actúa en un elemento rígido semejante.

Por otra parte, si se sujeta un elemento no estructural a deflexiones forzadas, debe ser capaz de deformarse sin fallar en concordancia con la deformación estructural.

Como una alternativa de diseño, puede separarse al elemento de la estructura, de manera que la deformación del sistema estructural no afecte la deformación o la fuerza del elemento.

En la práctica del diseño estructural, los ingenieros estructurales deben combinar la seguridad humana con la economía en el diseño de los elementos no estructurales. La caída de cielos rasos, vidrios de las ventanas y paredes exteriores puede matar a las personas que se encuentran alrededor. El colapso de las escaleras y el daño a las puertas de escape puede impedir la salida de la gente del edificio. Las luces de emergencia y los letreros en las salidas no deben mal funcionar durante y después de las perturbaciones sísmicas. Los edificios importantes, como los hospitales, centros para emergencias durante desastres y estaciones de bomberos deben mantenerse en funcionamiento inmediatamente después de los temblores. Esta claro que los sistemas de emergencia y las estructuras de edificios importantes deben poseer una seguridad superior a la normal.

Los elementos no estructurales valiosos, así como los elementos peligrosos (por ejemplo plantas nucleares de potencia) en que el daño puede dar lugar a desastres, requieren un diseño sumamente cuidadoso. Para determinar la fuerza de diseño que se va a aplicar a tales elementos no estructurales, en primer término se calcula la respuesta del piso de la estructura donde se va a instalar el elemento.

Es posible que otros elementos no estructurales no requieran un procedimiento tan especializado (y engorroso) para determinar la fuerza de diseño. Para diseñar los elementos, es viable usar una fuerza lateral estática equivalente, que incluya un margen de seguridad significativo. En las disposiciones de diseño disponibles en la actualidad, normalmente se prescribe esta fuerza estática equivalente.

Aun cuando por lo general se considera que los efectos de los elementos no estructurales son secundarios en relación con el comportamiento de un sistema estructural, el comportamiento interactivo entre los elementos estructurales y no estructurales ha sido reportado como la causa de la falla estructural. Siempre que se espere un comportamiento interactivo desfavorable, conviene desligar los elementos no estructurales del sistema estructural o analizarse tomando en cuenta la interacción.

Fuerzas Dinámicas Aplicadas a Elementos no Estructurales

Cuando un elemento no estructural rígido se sujeta firmemente al piso de una estructura, la respuesta del elemento es idéntica a la del piso. El factor de amplificación (que se define como el cociente de la respuesta del elemento y la del piso) es, por consiguiente, la unidad. Cuando se instala un elemento rígido no estructural mediante un dispositivo flexible conectado al piso de la estructura, la respuesta del elemento es mayor a la del piso. Tal comportamiento puede representarse como un sistema de una sola masa con amortiguamiento.

Una masa tiene hasta seis grados de libertad; pero por lo general, el sistema puede simplificarse a uno con un grado de libertad. Las características vibracionales de la parte del sistema estructural donde se coloca el elemento no estructural (frecuentemente representadas como los espectros de respuesta de la aceleración del piso) pueden determinarse aplicando al sistema estructural un análisis de respuesta de historia en el tiempo.

Si el dispositivo de conexión es dúctil, puede reducirse el factor de amplificación deducido del análisis elástico de respuesta, de acuerdo con la ductilidad.

Un elemento no estructural largo y flexible, como un sistema de tuberías o una charola de cables, no puede simplificarse a un sistema de un solo grado de libertad. Se requiere, por consiguiente, el análisis de un sistema de múltiples grados de libertad, alimentado con la respuesta del piso. Por lo general, el análisis estático equivalente es adecuado para un diseño de dicho sistema, a menos que se considere que su falla cause un daño crucial al sistema estructural.

7.3.- CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

Las estipulaciones de diseño sísmico para elementos no estructurales exigen que se preste atención al elemento particular en estudio, y a los efectos que su falla pudiera tener sobre la seguridad de vida del público, la continuidad requerida de función de las instalaciones y los daños materiales globales que puedan resultar como función del bienestar público. La manera tradicional de tomar en cuenta estas variables ha sido establecer un coeficiente conservador C_p y aplicarlo a todos los elementos, cualquiera que sea su relación con un sitio en particular, uso u ocupancia.

Por lo general las fuerzas de diseño se definen tradicionalmente como:

$$F_p = C_p W_p$$

Donde F_p = fuerza de diseño; C_p = coeficiente asignado; W_p = peso del elemento que se esta considerando. C_p varía usualmente de 0.10 a 2.0

7.3.1.- Factor de Funcionamiento de Ocupancia-Elemento (P)

Para dar continuidad de operación de ciertas instalaciones, se utiliza el factor de importancia, que varía de 1.0 a 1.5 con base en la categoría asignada a un determinado uso.

Para poder relacionar más directamente el riesgo relativo de la falla de un elemento en particular, con el uso u ocupancia correspondiente, debemos agrupar conjuntamente todas las ocupancias en las que se asume que el riesgo puede ser comparable, y establecer las diversas clases de elementos de la construcción. Pueden entonces asignarse valores de 0.5 a 1.5 a un nivel deseable de funcionamiento (P) de un elemento, de manera que los usos de ocupación menos necesaria puedan tener el elemento con la asignación mas baja de 0.5 de valor de P, en tanto que en un hospital, un elemento similar o muy parecido tendría asignado un valor de P de 1.5.

La ecuación resultante sería:

$$F_p = C_p W_p P$$

Donde P = factor asignado de funcionamiento para un determinado elemento y grupo de uso u ocupancia

7.3.2.- Factor Basado en el Método de Fijación del Elemento (M_e)

El método de fijación de los elementos al sistema estructural de la construcción, puede tener como resultado la amplificación de la fuerza del elemento. El factor de amplificación M_e depende de la rigidez de la fijación, del periodo de la estructura, del periodo del elemento y de fijación T_a .

7.3.3.- Factor de Amplificación de Altura (M_x)

El movimiento sísmico afecta todas las partes de la estructura en grado diferente, dependiendo de diversas características interrelacionadas, como materiales de construcción y la ubicación sobre el nivel del terreno, de las unidades o elementos de que se trata. Si la fuerza aplicada a nivel del terreno fuera $AC_p W_p$, entonces conforme el elemento se vaya elevando en la estructura, el coeficiente aumentara dependiendo de la respuesta global de la estructura al movimiento del terreno.

Es importante reconocer que al diseñar elementos no estructurales, no deben usarse las aceleraciones especificadas para los cortantes de entrepiso, ya que éstas son relativas al movimiento del terreno y, por lo tanto, aceptables para el cortante de entrepiso, pero para elementos no estructurales deben usarse valores de aceleración total. A nivel del terreno la aceleración relativa es cero, lo que implica, incorrectamente, la ausencia de fuerzas sísmicas para todos los elementos no estructurales en ese nivel.

Ya que el costo relativo de los elementos no estructurales está incluido en el factor de funcionamiento, y la pérdida anticipada en caso de que resulte un diseño insuficiente, es pequeña al compararla con el costo total de la estructura, y que además es muy costoso reducir las incertidumbres relacionadas con su respuesta, puede adoptarse el siguiente criterio para la amplificación de la altura:

$$\begin{aligned}M_x &= 1.0 \text{ a nivel de terreno o debajo de dicho nivel} \\M_x &= 1.5 \text{ a nivel del techo de la construcción}\end{aligned}$$

Y puede asumirse una variación lineal entre la base y el techo independientemente de la altura de la construcción. Otros criterios de diseño establecen valores máximos para $M_x = 2.5$ para estructura de plantas múltiples, de cuatro o más plantas de altura. El diseñador debe tomar en cuenta las características de la respuesta global de la estructura al elegir el valor apropiado de M_x .

La ecuación general que incluye todas las variables examinadas es:

$$F_p = AC_p W_p P M_e M_x$$

Donde A = aceleración espectral asociada con el periodo fundamental de vibración de la estructura como fracción de la aceleración de la gravedad; C_p = coeficiente sísmico aplicado a los elementos (adimensional); W_p = peso del elemento; P = factor de funcionamiento (adimensional), M_e = factor de amplificación de la fijación (adimensional) 1.0 o 2.0; M_x = factor de amplificación de altura de 1.0 a 1.5.

Para elementos, sistemas y componentes arquitectónicos, puede asumirse que M_e tienen un valor de 1.0, a no ser que el diseñador desee crear una fijación elástica. En ese caso, el valor apropiado de M_e debe usarse en el diseño. La ecuación anterior puede reducirse para sistemas arquitectónicos de edificios bajos a:

$$F_p = AC_p W_p P$$

7.4.- ELEMENTOS MECÁNICOS Y ELÉCTRICOS

La fuerza estática equivalente que se aplique a un elemento mecánico o eléctrico se calcula con:

$$F_p = A_v C_c P a_c a_x W_c$$

Donde:

C_c = coeficiente sísmico para un elemento (se especifican valores entre 0.67 y 2.0)

a_c = factor de amplificación relacionado con la respuesta de un sistema o elemento, según resulte afectado por el tipo de sujeción.

a_x = factor de amplificación en el nivel x relacionado con la variación de la respuesta a lo alto del edificio.

El factor de amplificación a_x se deduce de la ecuación:

$$a_x = 1.0 + h_x / h_n$$

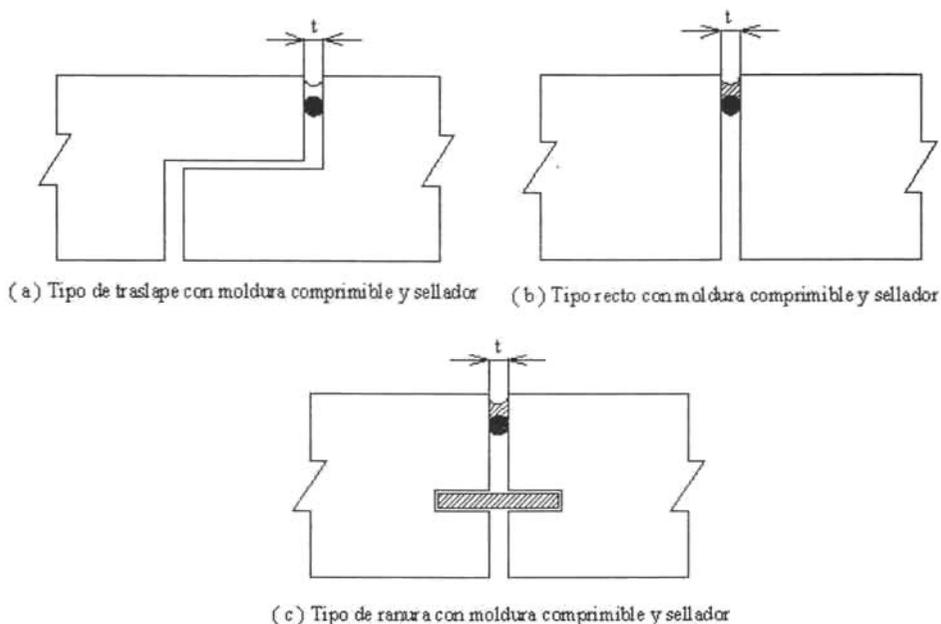
Donde h_x = la altura sobre la base, en el nivel x

h_n = la altura sobre la base, del nivel n

n = numero de entresijos

En los diseños de tablero y muros verticales pueden incluirse consideraciones para separaciones o juntas que permitan la ocurrencia de las deformaciones no estructurales computadas, sin la imposición de fuerzas cortantes sobre el tablero. También es necesario, cuando se proporcionan juntas, incorporar en el diseño otras características aparte de aquellas que están involucradas directamente en la resistencia sísmica. Este es el caso de la impermeabilidad al ambiente de los tableros exteriores, la resistencia al fuego y el aislamiento acústico de los muros interiores.

Existen varios métodos para proporcionar las juntas exteriores necesarias, como se muestra en la figura 7.1, en la que la separación debe ser igual a la deformación de entresijo modificada de diseño (Δ_s x factor de funcionamiento) cuando se usan tableros para tapar los claros de plantas individuales, y la deformación de entresijo acumulada cuando se trata de tableros para múltiples plantas. Además, deben tomarse medidas y tomar en cuenta el grado de flexibilidad y compresibilidad a largo plazo de las molduras, varillas o cuerdas.



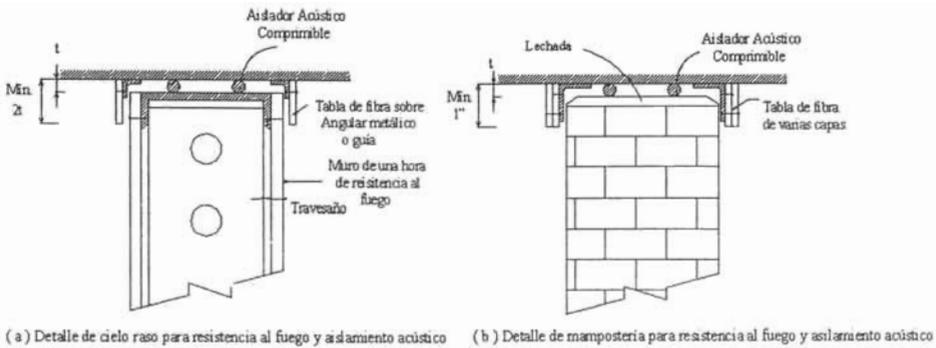
Juntas típicas en Tableros Exteriores

Figura 7.1

Usualmente se usa una cuerda sintética o de asbesto, con una compresibilidad máxima especificada. Si esta compresibilidad fuera de 50%, entonces la junta que debe proporcionarse debe ser aproximadamente del doble del valor modificado de la deformación de entrepiso de diseño, para evitar que los tableros se traben entre sí.

Para asegurarse de que la moldura permanece en su sitio durante la instalación y uso normal de la construcción, se utilizará, durante la construcción, una pequeña parte de su valor de compresión y para compensar el ensanchamiento de la junta durante el tiempo de frío. Por tanto, la moldura que va a usarse, debe diseñarse tomando en cuenta el valor modificado de la deformación de entrepiso, dividido por un porcentaje de la compresibilidad, mas una tolerancia para la compresión inicial de la construcción y para el efecto del clima frío. Como tolerancia para las variaciones de fabricación debe considerarse al menos 1/8 de pulgada (3 mm).

En cuanto a los muros interiores, la preocupación principal es asegurarse que la resistencia al fuego del ensamble no se comprometa, y que no se reduzca sustancialmente al aislamiento acústico de los muros. Para tomar provisiones para ambas consideraciones debe prestarse atención a los detalles de interacción con otros elementos de la construcción. En la figura 7.2 se ilustran otros métodos para lograr los resultados deseados.



Detalles Típicos en muros interiores

Figura 7.2

Deben tomarse medidas similares para todos los demás elementos arquitectónicos no estructurales, donde exista la posibilidad de que haya daño o falla del elemento.

7.5.- ESPECIFICACIONES DE ACUERDO AL REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

El procedimiento especificado por el reglamento del Distrito Federal se refiere a apéndices, es decir, a aquellas partes de la construcción que ya sea no forman parte de la estructura o tienen una estructuración radicalmente diferente que la estructura principal; se cubren tanto apéndices estructurales (tanques, torres, etc.) como equipos y elementos arquitectónicos en los que se requiera revisar su estabilidad ante sismo.

Las acciones sísmicas en un apéndice dependen del movimiento del terreno y de la interacción dinámica entre el edificio y el apéndice. Dicha interacción es compleja, especialmente al considerar el comportamiento inelástico que se admite para la estructura principal bajo el efecto del sismo de diseño.

El problema que se muestra en la figura 7.3 por tener el apéndice características de masa y estructuración radicalmente diferentes a las de la estructura principal, su respuesta sísmica no puede predecirse con los métodos de análisis estático y dinámico por espectro de respuesta estipulados por el reglamento del D.F.

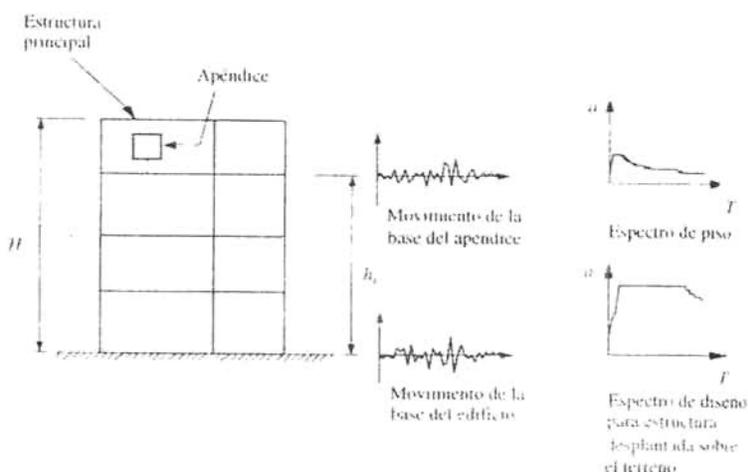


Figura 7.3

La forma correcta de determinar las fuerzas que se inducen en el apéndice, implica obtener las características del movimiento al que está sujeto el piso sobre el que está desplantado (o de el que está colgado) y analizar para ese movimiento la respuesta del apéndice, el cual se puede idealizar generalmente como un sistema de un grado de libertad. Esto puede hacerse incluyendo el apéndice en el modelo de la estructura principal y realizando un análisis dinámico del conjunto.

Debido a que el apéndice tiene usualmente masas mucho menores que las de la estructura, la solución del modelo suele presentar dificultades numéricas. Además, es frecuente que en la etapa de diseño no se conozcan en detalle las características del apéndice. Por tanto, cuando la masa del apéndice es despreciable con respecto a la de la estructura, es preferible realizar primero el análisis de ésta ignorando el apéndice, o a lo más incluyendo su masa en la del piso en que se apoya. De esto se obtiene el movimiento de la base del apéndice, sea en función de una aceleración máxima, de un acelerograma, o de un espectro de aceleraciones. Este resultado se usa como excitación para un modelo del apéndice que se analiza por separado.

Para evitar las complicaciones que implican los procedimientos anteriores, los reglamentos aceptan que para edificios comunes, el diseño sísmico de los apéndices se realice con coeficientes sísmicos fijados en forma convencional y que, multiplicados por el peso del apéndice, proporcionan una fuerza lateral estática equivalente que se considera aplicada en el centro de gravedad del 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; por medio de la expresión:

$$\frac{C_o W_{ap}}{Q_{ap}}$$

Siendo C_o el coeficiente sísmico que corresponde a la zona del subsuelo en cuestión, W_{ap} es el peso del apéndice y Q_{ap} el factor de comportamiento sísmico aplicable, según la forma en que esta estructurado el apéndice.

La fuerza o fuerzas determinadas con el procedimiento anterior serán multiplicadas por $1+4c'/c$ 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.

En un análisis estático, se obtiene en general

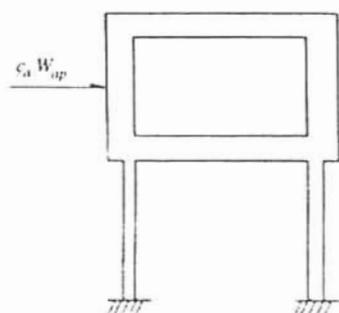
$$c' = \frac{c}{Q_{es}} \left(\frac{\sum W_i h_i}{\sum W_i h_i} \right)$$

En la expresión anterior W_i es el peso del nivel de interés y h_i su altura medida desde el desplante de la construcción; Q_{es} es el factor de reducción por ductilidad que corresponde a la estructuración principal.

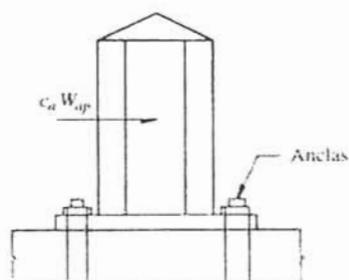
El coeficiente $1+4c'/c$ representa un factor de amplificación dinámica que vale 1.0 para un apéndice desplantado a nivel de terreno y tiende a $4c'/c$ a medida que la altura de la construcción crece.

Con las fuerzas resultantes del procedimiento anterior, se procede al análisis estático del apéndice y a su diseño con los métodos convencionales.

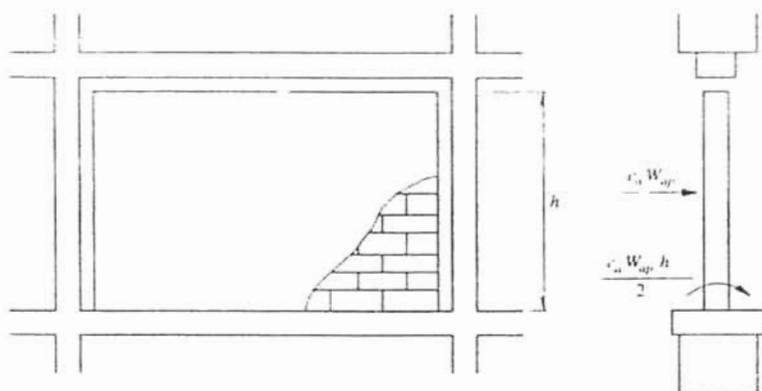
El procedimiento debe aplicarse, por ejemplo, al diseño de los elementos de refuerzo de un muro divisorio aislado de la estructura principal, colocado en un piso superior de un edificio, el diseño de las anclas de un equipo fijado a una losa de un edificio, así como al diseño de un tanque desplantado en la azotea de una construcción. Estos ejemplos se ilustran en la figura 7.4.



a) Tanque de agua en azotea (revisión de columnas por flexocompresión)



b) Equipo anclado a losa de un piso superior (revisión de las anclas por cortante y tensión)



c) Muro divisorio (revisión de volteo).

W_{ap} = peso del muro

$$c_a = c_w \frac{1}{Q_{ap}} \frac{1+4i'}{i}$$

Figura 7.4

Debido a que en general los apéndices son estructuras isostáticas, o con poca redundancia, no tienen gran capacidad de disipación inelástica de energía y conviene adoptar para su diseño un factor de comportamiento. $Q_{ap} = 1.0$; solo se justifica un valor mayor cuando su estructura sea claramente dúctil.

7.6.- EFECTOS DE INTERACCIÓN DE LOS ELEMENTOS ARQUITECTÓNICOS NO ESTRUCTURALES CON EL SISTEMA ESTRUCTURAL

En la práctica normal del diseño estructural, no se toman en cuenta los elementos no estructurales. Sin embargo, las estructuras terminadas contienen diversos elementos no estructurales, como los revestimientos metálicos y las paredes exteriores y de separación, que influyen en el comportamiento estructural durante los temblores. Si se agregan elementos no estructurales flexibles a un sistema estructural rígido, la influencia es pequeña. En la situación contraria, por ejemplo cuando las paredes exteriores o de separación de mampostería o de bloques de concreto se instalan dentro de un marco, la influencia debe ser grande.

Son concebibles varios efectos de los elementos no estructurales en el comportamiento estructural:

1. puede acortarse el periodo natural del sistema estructural; esto da por resultado un nivel diferente en las fuerzas laterales que alimentan al sistema.
2. puede cambiar la distribución de los cortantes de entrepiso en las columnas, y algunas de las columnas llegan a soportar una fuerza mayor a la supuesta en el diseño original.
3. una distribución asimétrica de los muros no estructurales puede provocar una torsión importante en el sistema.
4. es posible que una fuerza local se concentre si los muros no estructurales se distribuyen en forma no uniforme en la altura.

Es importante reconocer todos los elementos no estructurales que accidentalmente pueden convertirse en miembros receptores de fuerzas, puesto que su participación en la resistencia a las fuerzas sísmicas puede cambiar la respuesta de diseño con la correspondiente falla de elementos estructurales. Estas fallas se han observado en varios edificios en los que la rigidización de las columnas, por ejemplo, por medio de escaleras o muros cortos de mampostería, han ocasionado daños severos a las columnas.

Cuando un muro no estructural se sujeta firmemente a un marco estructural, se le fuerza a deformarse de una manera compatible con el marco. El muro falla si el marco lo fuerza a deformarse más allá de su límite permisible. Para evitar la falla, el muro puede desacoplarse del marco. La figura 7.5 presenta un ejemplo de sistemas de muros desacoplados. En 7.5 b, el muro se fija al marco en cuatro esquinas, mediante una sujeción que le permite deslizarse libremente en su plano y resistir con firmeza la deformación fuera de éste. La holgura entre el muro y el marco se determina con base en el posible desplazamiento lateral del marco.

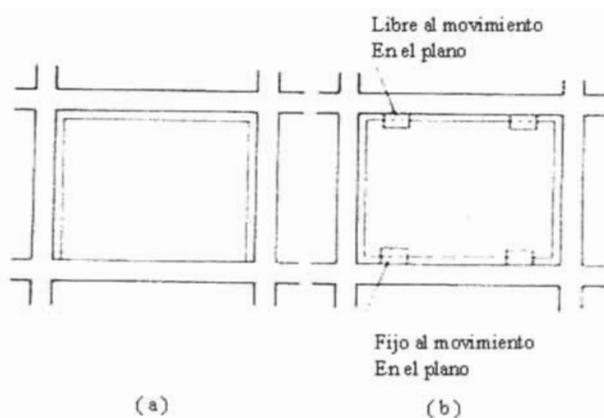


Figura 7.5

Para impedir el paso del agua en los muros exteriores y satisfacer los requerimientos de acústica y resistencia al fuego en los muros interiores, la holgura se acojina con rellenos, como en la figura 7.6.

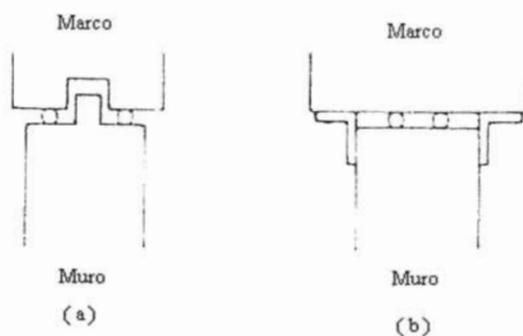


Figura 7.6

A menudo, la complejidad tiene por resultado una deficiente comprensión de la respuesta real de la estructura. La figura 7.7 ilustra ejemplos del primer enfoque. Si se suministra una holgura entre la viga de borde y la columna, se espera que ésta se comporte de manera dúctil. Como se muestra en la figura 7.7 b, es posible el mismo tratamiento en los muros de alero, de manera que las vigas adyacentes no fallen en el modo de cortante.

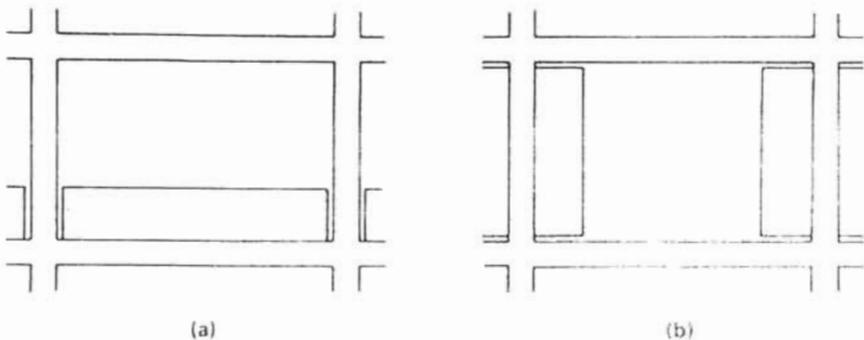


Figura 7.7

La deformación de entrepiso calculada para el sistema estructural, puede resultar en fuerzas que actúan sobre muros y divisiones estructurales que estén apretadamente colocados entre elementos estructurales. En este caso, los muros actuarán como elementos resistentes al esfuerzo cortante y funcionarán como muros de cortante hasta su falla. Para evitar estas cargas sobre los muros no estructurales, estos deben estar separados en la parte superior o en la inferior y en los costados, para permitir que ocurra la deformación de entrepiso calculada sin que el muro participe en el movimiento.

Alternativamente, los muros pueden hacerse desalineados en relación con las columnas, de manera que solamente sea necesario separar de la estructura la parte superior o inferior de éstos. Por otra parte, si no se hacen estas separaciones, o estas resultan inoperantes, el muro estará sujeto a estas deformaciones y debe ser diseñado para estos movimientos. Los materiales frágiles como son los mosaicos huecos, los bloques de concreto no reforzado, o los bloques de yeso, pueden estrellarse al ser sacudidos por estas fuerzas resultantes de las deformaciones de entrepiso. En este caso los muros no desempeñan su papel principal. Este es el caso cuando se trata del cubo de escaleras, de un muro de escape o de un tablero de muro exterior.

7.7.- CONEXIONES, ANCLAJES Y DETALLES

Se ha señalado que los métodos usados para fijar elementos no estructurales a la estructura, afectan directamente la magnitud de las fuerzas transmitidas al elemento, y la interacción que pudiera ocurrir debido a la deformación sísmica de entrepiso. Existen criterios que deben considerarse respecto al tipo de funcionamiento esperado del anclaje y conexiones incorporadas en el diseño. Estos criterios comprenden:

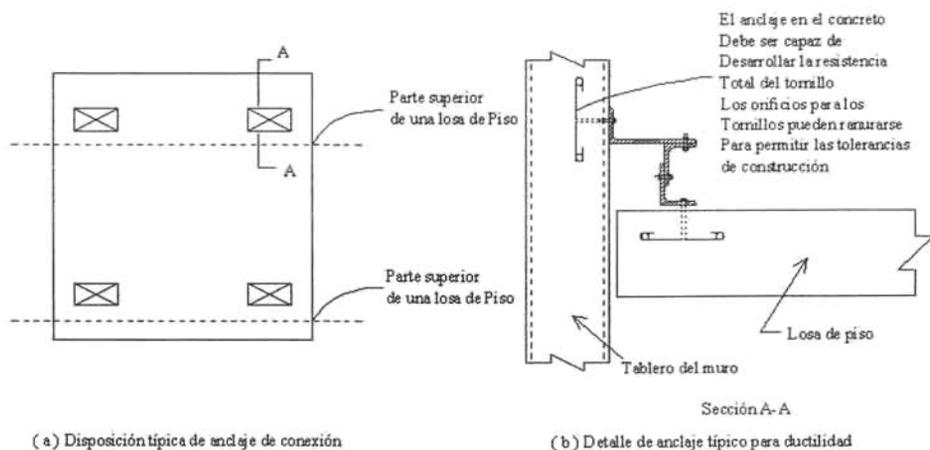
- a) Ductilidad de la conexión o anclaje
- b) Conexiones para fuerzas combinadas verticales y sísmicas
- c) Compatibilidad de elementos accesorios tales como tuberías
- d) Levantamiento en los anclajes

Los diseños de conexiones y anclajes deben tomar en cuenta adecuadamente todos estos criterios.

7.7.1.- Ductilidad de la Conexión o Anclaje

Los elementos fijados o conectados a la construcción, solamente por conectores aislados, tales como tableros de muros exteriores, elementos suspendidos y en voladizo, y otros elementos apoyados en muros o cielo raso, están sujetos a fuerzas rotacionales generadas por la excentricidad del centro de la masa del elemento y el centro de apoyo del elemento.

La conexión o el anclaje resisten estas fuerzas por flexión o desplazamiento dentro del campo elástico del material de fijación. Obviamente deben evitarse las conexiones frágiles; véase figura 7.8.



Conexión Típica de Tablero Exterior

Figura 7.8

7.7.2.- Conexiones para Fuerzas Combinadas Verticales Sísmicas

Puesto que la conexión o el anclaje constituye el único medio de fijación de algunos elementos a la estructura, es necesario que proporcione la resistencia tanto a la carga vertical como a la fuerza sísmica; el diseño en estos casos debe ser al menos lo suficientemente conservador para tomar en cuenta las tolerancias de construcción, las cargas inesperadas, sismos mayores que el de diseño y la variabilidad de la mano de obra. Por esta razón, es una práctica aceptada en los Estados Unidos exigir una fuerza de diseño mucho mayor para la fijación de tableros de muros exteriores a la estructura, que para el mismo tablero.

El diseñador debe:

1. Proporcionar conexiones dúctiles
2. Usar en las conexiones un C_p tres o cuatro veces mayor que el C_p del elemento
3. Proporcionar redundancia de conexión y espaciamiento de la misma, para reducir la tendencia de rotación del centro de masa.

7.7.3.- Compatibilidad de Elementos Accesorios

Al diseñar las conexiones y anclajes para el equipo mecánico y eléctrico, es necesario considerar también los elementos accesorios que usualmente se les conectan. Entre estos se cuentan tuberías, ductos, ventilas, tiros, chimeneas, etc. El montaje rígido o fijo de una pieza de equipo, sin proporcionar ya sea una conexión flexible para el elemento accesorio, o una rigidez comparable de fijación del accesorio, puede resultar en una falla con la consecuente pérdida de función del equipo o la creación de un riesgo secundario como el fuego (ver figura 7.9).

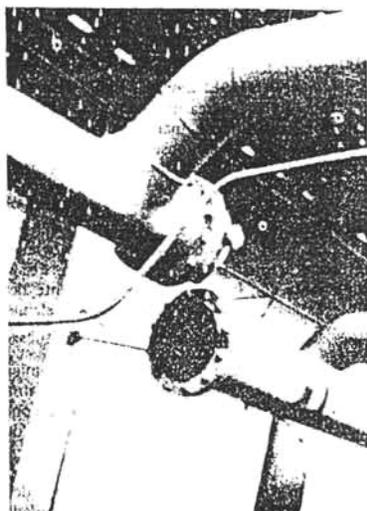


Figura 7.9

7.7.4.- Levantamiento en los Anclajes

Los sismos tienen una componente vertical de movimiento además del efecto horizontal tradicionalmente considerado. El movimiento vertical, conjuntamente con la componente ascendente debida al momento de volteo, ha causado daños considerables a elementos no estructurales cuando no se toman en cuenta estas fuerzas.

Para tomar medidas contra posibilidad de levantamiento y volcamiento, cuando se esperan sismos intensos en las cercanías, la fuerza mínima de diseño en dirección ascendente en una conexión, debe evaluarse usando no menos de dos tercios del valor de C_p del elemento.

En estos casos, no debe usarse la fricción debida a la gravedad para resistir el movimiento sísmico. Todas las conexiones deben hacerse mediante remaches, empotramientos u otros medios llamados positivos.

Para equipos rotatorios u oscilantes debe tomarse en cuenta la posibilidad de que los periodos naturales del equipo coincidan con los periodos predominantes del sismo y las fijaciones deben diseñarse de acuerdo con esto.

7.8.-MUROS DIVISORIOS

Estos son los elementos que han causado mayores problemas en edificios de cierta altura y que presentan mayores dificultades para encontrarles una solución adecuada.

La modalidad mas frecuente en nuestro medio es todavía la de construir las paredes divisorias y de colindancia a base de muros de mampostería de tabique, bloque de concreto u otras piezas características semejantes. Por una parte, esta mampostería da lugar a muros muy rígidos que tienden a trabajar estructuralmente y absorber una fracción importante de las fuerzas sísmicas; por otra parte, se trata de materiales en general muy frágiles que sufren daños para deformaciones pequeñas. Es necesario tomar precauciones especiales con los muros de este material.

Otros materiales que se emplean cada vez con mayor frecuencia en edificios son a base de armazones metálicas o de madera y de recubrimientos de yeso o de triplay; estas paredes son mucho más flexibles y ofrecen mejores posibilidades de ser protegidas contra daños por sismos.

Uno de los problemas que debe preocupar al proyectista es la posibilidad de remoción o cambio de posición de los muros durante la vida de la construcción.

Como estos elementos son considerados generalmente como no estructurales, los propietarios o usuarios del inmueble proceden con frecuencia a redistribuciones del espacio interior de los distintos pisos, las que dan a lugar a posiciones de muros que pueden resultar en distribuciones de efectos sísmicos radicalmente distintas de las que se consideraron en el diseño.

La integración de los muros divisorios en la estructura es más apropiada cuando se trata de estructuras rígidas (ya sea marcos robustos de pocos pisos o estructuras con muros de rigidez de concreto o con arriostramiento). En este caso la respuesta sísmica es poco sensible a la presencia de los muros divisorios y sus desplazamientos laterales son pequeños y no provocan daños en dichos muros.

Un problema espacial de la integración de los muros a la estructura se presenta cuando el muro no abarca la altura total del entrepiso; aquí el muro rigidiza al marco haciendo que

este elemento absorba una porción importante de la fuerza sísmica; esta fuerza tiene que ser resistida totalmente por la parte descubierta de la columna, provocando con frecuencia su falla por cortante (figura 7.10).

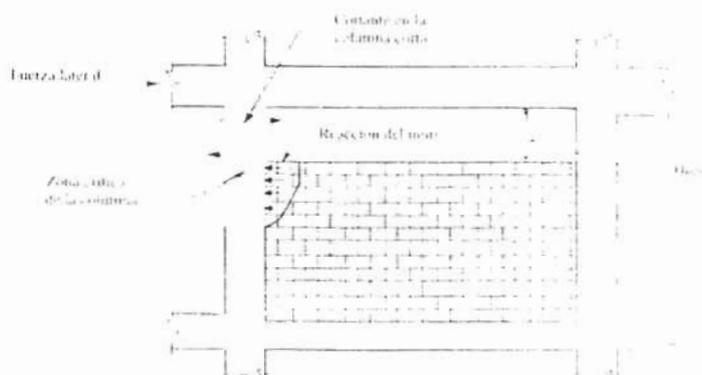


Figura 7.10

Se recomienda en estos casos proteger las columnas con abundante refuerzo por cortante. Resulta mucho más conveniente, sin embargo, separar estos muros de la estructura principal, evitando la interacción tan desfavorable.

Cuando las paredes que se pretenden integrar a la estructura son de tipo flexible, su interacción con la estructura es menos crítica, pero debe seguirse cuidando que los desplazamientos laterales no las afecten. Una solución que presenta ventajas es la de detallarlas para que fallen en zonas locales controladas, de manera que sean fácilmente reparables; un ejemplo se muestra en la figura 7.11.

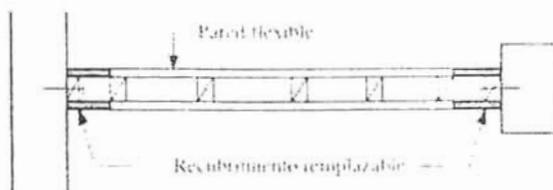
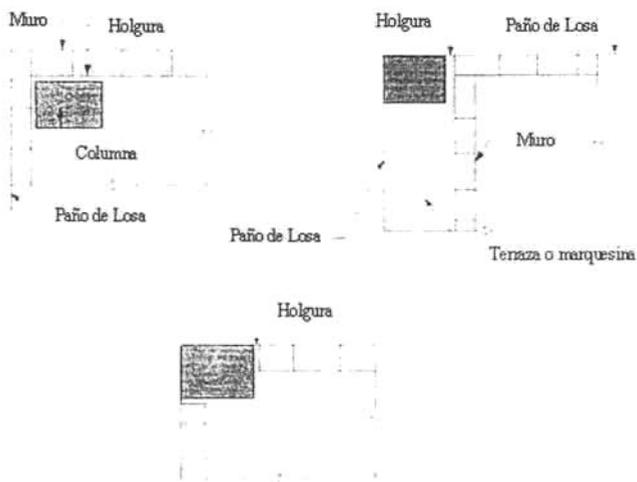


Figura 7.11

Para aislar los muros de la estructura es necesario proporcionar una holgura generosa entre el muro y la estructura principal; es recomendable una separación mínima del orden de 2 cm. Debe haber separación tanto con respecto a las columnas y otros elementos estructurales verticales, como con respecto a la losa (o viga) superior. En el primer caso puede convenir colocar los muros divisorios fuera de los ejes de las columnas (figura 7.12).



Se requiere sellar la holgura con un material deformable

Figura 7.12

Esta solución presenta ventajas en el comportamiento estructural, pero suele traer complicaciones en cuanto al uso del espacio arquitectónico. Para asegurar la estabilidad del muro contra el volteo, y a su vez permitir el libre movimiento de éste con respecto a la losa superior, existen diversos procedimientos eficaces y sencillos. Estos se ilustran en las figuras 7.13 y 7.14.

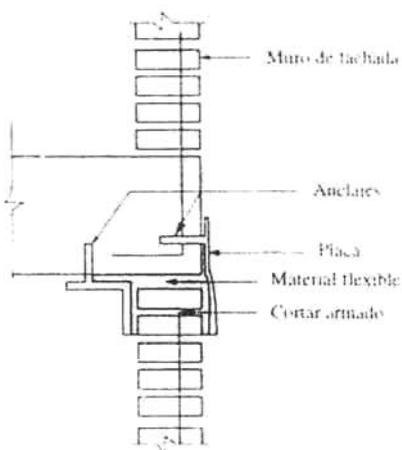


Figura 7.13

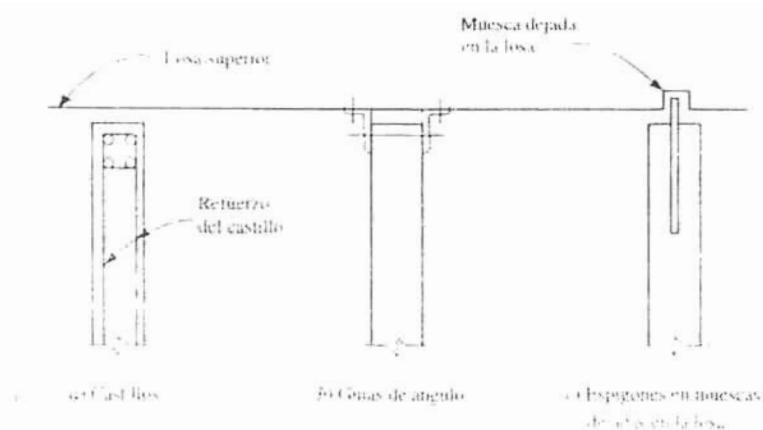


Figura 7.14

Para muros de mampostería la solución mas usual es reforzando con castillos o con refuerzo en el interior de bloques huecos, diseñado para que tome los momentos de volteo del muro. Otras soluciones consisten en guiar arriba el muro mediante ángulos o canales, o mediante guías que entran muescas preparadas en la losa.

El problema principal de estas soluciones es que las holguras que se dejan entre muro y losa y entre muro y columna deben sellarse para proporcionar aislamiento térmico y acústico, y a la vez permitir colocar los recubrimientos o acabados adecuados.

Cuando se trate de muros de mampostería, lo mas indicado es el relleno de la junta con un material a la vez muy flexible y aislante; el material mas apropiado al respecto es probablemente la espuma de poliestireno. Otros materiales frecuentemente empleados son demasiado rígidos o se vuelven rígidos con el tiempo.

Para muros divisorios ligeros con armazón y recubrimiento, así como para cancelas, existen detalles relativamente sencillos que dependen de la forma constructiva particular empleada. Algunos ejemplos se muestran en la figura 7.15.

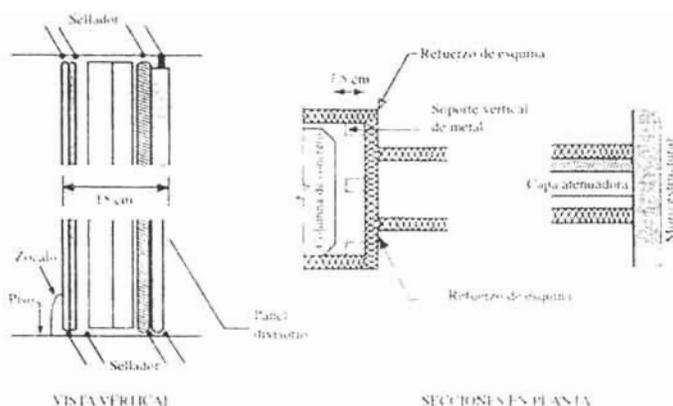


Figura 7.15

7.9.- RECUBRIMIENTOS Y VENTANAS

Las fachadas prefabricadas de concreto deben proveerse de detalles y holguras que aseguren que no sean afectadas por los movimientos laterales de la estructura. Además, los procedimientos de fijación de estas fachadas a la estructura principal deberán diseñarse cuidadosamente para evitar su falla por efecto de sismo.

Los recubrimientos de piedras naturales o artificiales resultan propensos a desprenderse por las deformaciones laterales de la construcción. Conviene proveer elementos que proporcionen un amarre mecánico de estas piedras con la estructura, y dejar holguras en el revestimiento y en las paredes que lo soporten para que éstas no interactúen con la estructura al ocurrir deformaciones laterales.

Es recomendable también, cuando se empleen estos revestimientos, limitar los desplazamientos laterales admisibles de la estructura ($\psi = 0.006$). Es conveniente además, cuando se usen revestimientos muy pesados en fachadas, contar con una marquesina que proteja al transeúnte de la caída de alguna de estas piedras. Lo anterior vale también para otros elementos ornamentales que se colocan en fachadas y que deben asegurarse cuidadosamente a la estructura.

Los recubrimientos muy frágiles deben evitarse en escaleras, porque sus paredes están muy expuestas a sufrir deformaciones importantes por efectos sísmicos. También en esos lugares deben evitarse recubrimientos muy pesados cuya caída pueda herir o impedir el paso a quienes tengan que utilizarlos en caso de un sismo.

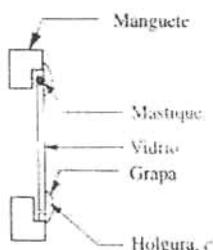
Los recubrimientos deberán detallarse con remates especiales o tapajuntas para no interferir con las holguras que se hayan dejado para separar una pared de la estructura principal.

La rotura de vidrios es una de las consecuencias más frecuentes de sismos de intensidad moderada o grande. Deberá proveerse la holgura necesaria ya sea entre vidrio y ventanería

o entre ésta y la estructura. Esta holgura deberá estar rellena de un material (mastique o sellador) que mantenga su flexibilidad con el tiempo. Según el RCDF, la holgura mínima admitida es:

$$c = \frac{\psi b}{2(1 + b/h)}$$

En que ψ es la distorsión lateral de la estructura admitida en el diseño, y b y h son el ancho y el alto del vidrio. (figura 7.16)



CORTE

Figura 7.16

Falsos Plafones

Los plafones colgados del techo son elementos que pueden causar serios daños a los ocupantes durante un sismo, especialmente cuando son a base de elementos pesados. El primer requisito es que deben estar asegurados al techo de manera muy firme; el segundo es que deben existir holguras al menos perimetrales para evitar esfuerzos en su plano que tiendan a zafar los elementos del plafón. La figura 7.17 muestra un detalle conveniente.

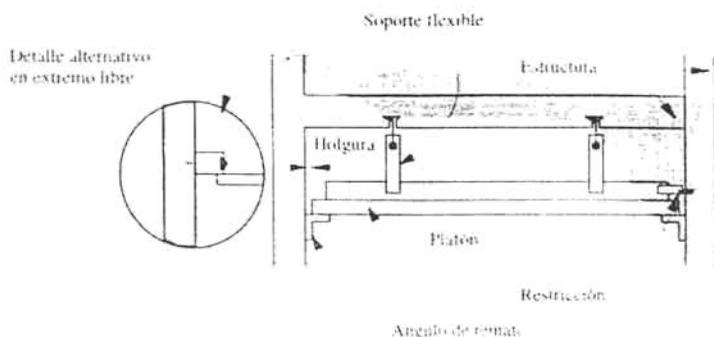


Figura 7.17

Deben tenerse precauciones especiales con los plafones de materiales pesados como yeso y madera, donde conviene rigidizar tableros de plafón cada cierto intervalo para evitar su distorsión y la caída de piezas. Asimismo, deben tenerse precauciones semejantes para aquellos equipos que cuelguen del techo, como lámparas. Se les debe proporcionar un anclaje seguro y en muchos casos cierta rigidez horizontal para evitar excesivas vibraciones que pueden provocar la ruptura o caída de materiales.

7.10.- ANAQUELES Y MOBILIARIO

Conviene que los muebles altos que estén adosados a las paredes se fijen a las mismas para evitar su volteo. También deben restringirse contra el volteo los anaqueles altos, como los que se usan en las bibliotecas. En estas últimas resulta sencillo ligar entre sí varios anaqueles en su parte superior por medio de ángulos metálicos u otros elementos rígidos.

Particulares precauciones deben tenerse para proteger los objetos de arte expuestos en los museos, tanto en lo relativo a la protección de los muebles en que están colocados como en lo que respecta a su fijación dentro del mueble.

7.11.- EQUIPO E INSTALACIONES

Para equipo costoso y sensible a vibraciones debe tenerse particular cuidado en elegir la posición dentro del edificio, los elementos estructurales los que debe fijarse y los dispositivos de fijación. En sismos recientes, han sido especialmente severos los daños a equipo de telecomunicaciones y de cómputo.

Los equipos mecánicos vibratorios, como generadores eléctricos de emergencia, se montan generalmente como apoyos flexibles con el fin de evitar que transmitan vibraciones a la estructura y produzcan ruido molesto a los ocupantes. Estos apoyos tienden a eliminar vibraciones de alta frecuencia y en general no son muy efectivos para filtrar las vibraciones de frecuencias relativamente bajas que el movimiento de la estructura introduce al equipo durante un sismo.

Para equipo particularmente crítico, puede convenir el empleo de apoyos diseñados para proporcionar aislamiento y amortiguamiento de las vibraciones introducidas por la estructura; por ejemplo, con placas de neopreno con un tubo de plomo.

En general, deberán diseñarse las anclas de estos equipos para evitar la falla por cortante o por volteo. Se usarán los métodos simplificados especificados por las normas. En casos de estructuras industriales importantes, resulta necesario realizar un análisis sísmico detallado del equipo recurriendo al concepto del espectro de piso, es decir, teniendo como excitación el movimiento esperado en la parte del edificio sobre el que está apoyado.

Debe considerarse la posibilidad de usar elementos de rigidización o de fijación en la parte superior de los equipos para evitar su volteo durante un sismo.

La mayoría de los tubos y ductos usados en los edificios son suficientemente flexibles para absorber las deformaciones de la estructura durante un sismo.

Cuando no lo sean, deberán proveerse tramos flexibles o juntas especiales capaces de rotación o deformación axial. Cuando estas tuberías tienen que cruzar cuerpos separados de un edificio por las juntas de construcción o sísmicas, es necesario proporcionar tramos deformables, con algún dispositivo como los mostrados en la figura 7.18.

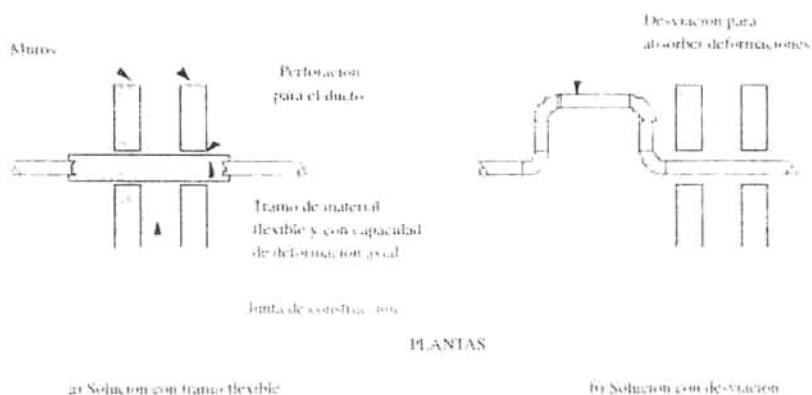


Figura 7.18

El problema es particularmente crítico cuando se trata de tubos de material rígido, como el concreto, y para los de gran diámetro.



Escuela Nacional de Estudios Profesionales
Aragón U.N.A.M.
“Criterios de Estructuración y Diseño Sísmico
de Edificios”



“CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES”

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El diseño sísmico es una responsabilidad compartida de la arquitectura y la ingeniería. Se comparte en cuanto a las relaciones físicas entre las formas arquitectónicas y los sistemas estructurales resistentes, y sería ideal que la comprensión de estas relaciones estuviera presente en cada diseñador que trabaja en zonas sísmicas.

Desafortunadamente, nuestros métodos educativos y de práctica han tendido a reducir la oportunidad de fomentar este entendimiento en la manera de pensar del diseñador, ya que separamos la instrucción de los arquitectos de la de los ingenieros y, también en muchos casos, quedan separados en la práctica.

Las interrelaciones entre los aspectos de forma y de ingeniería sísmica requieren que el arquitecto y el ingeniero trabajen juntos desde el inicio de la concepción, para asegurar que se respeten en su totalidad estas relaciones. La idea de que el ingeniero participe desde los primeros conceptos de diseño no es nueva ni controvertida, aunque aun no se realiza a menudo.

Hasta ahora, la información de la que se han derivado los principios del comportamiento de edificios basados en la configuración, ha sido casi totalmente empírica: proviene de la observación del comportamiento durante los sismos de edificios con características formales específicas.

Desde el punto de vista del arquitecto, el trabajo analítico y experimental de los ingenieros investigadores se ha enfocado a las abstracciones estructurales, que son modelos muy simplificados de los edificios que él diseña. Las clases de irregularidades que se han tratado aquí, raras veces forman parte de análisis sofisticados. La necesidad de la simplicidad en los modelos analíticos es obvia: el número de variables que se pueden estudiar está limitado, y el diseño de edificios reales parece tan caprichoso y fortuito como para justificar un extenso trabajo analítico sobre configuraciones reales. De modo que los analistas manejan datos que siempre son válidos solo para los edificios que los arquitectos diseñan. Al reducir el diseño al tipo de forma abstracta que responda al análisis y del cual se puedan obtener conclusiones generales, el analista elimina casi todas aquellas características que el arquitecto aplica para hacer un edificio funcional.

Un objetivo futuro es que mediante el análisis y la experimentación se empiecen a examinar e implementar las técnicas para los edificios tal como se construyen, en vez de simplificarlos para adecuarlos a las restricciones corrientes de las computadoras o de la mesa vibratoria. Esto implica el desarrollo de modelos mucho más complejos en que se hayan introducido no solo las irregularidades de configuración más comunes, sino también todos aquellos elementos “no estructurales” que convierten a un edificio de una mera estructuración a una entidad utilizable. Para hacer esto, el arquitecto se debe lanzar al campo de la investigación para contribuir con su conocimiento de la naturaleza del edificio y propiciar el desarrollo de un esfuerzo de investigación interdisciplinario más avanzado e interesante. El otro objetivo debe ser que la investigación aporte un conocimiento útil que se pueda traducir a guías, sugerencias e incluso códigos y reglamentos que aseguren

soluciones de diseño que respeten y equilibren todas las influencias arquitectónicas, de ingeniería y de materiales sobre el riesgo sísmico.

Como fácilmente puede comprenderse, es imposible para el especialista en cualquier parte de nuestro planeta el conocer perfectamente todas estas variables; por lo cual es indispensable recurrir a los datos estadísticos existentes, y corregir cada vez que se conozcan datos adicionales extraordinarios, aprovechando en lo aplicable, lo sucedido en otros lugares.

Quizá esta reflexión nos ayude a comprender más cabalmente la acción efectuada desde el sismo de 1985, apreciar los resultados obtenidos y comprender que, de ninguna manera, es posible predecir lo que sucederá en futuros sismos; lo más que podemos hacer es encontrar las estructuras que mejor respondan a esos requerimientos, con el menor daño posible y continuar aprendiendo de las lecciones que eventualmente nos proporciona la naturaleza.



Escuela Nacional de Estudios Profesionales
Aragón U.N.A.M.
“Criterios de Estructuración y Diseño Sísmico
de Edificios”



“BIBLIOGRAFÍA”

BIBLIOGRAFÍA

1. Diseño Sísmico en Edificios
Enrique Bazán, Roberto Meli
Editorial Limusa 2001 México D.F.
2. Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C.
Editorial Limusa 1991 México D.F.
3. Diseño Simplificado de Edificios para Cargas de Viento y Sismo
James Ambrose; Dimitry Vergun
Editorial Limusa 1999 México D.F.
4. Diseño Estructural de Casas Habitación
Gabriel O. Gallo Ortiz; Alfonso E. Olvera Montes
Editorial Mc Graw Hill 1999 México D.F.
5. Dinámica de Suelos y Estructuras
Rafael Colindres Selva
Editorial Limusa 1993 México D.F.
6. Diseño de Estructuras Sismorresistentes
Minoru Wakabayashi
Enrique Martínez Romero
Editorial Mc. Graw Hill 1988 México D.F.
7. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
Luis Arnal Simón
Editorial Trillas, 1998
8. Construcciones Antisísmicas, Criterios para su Cálculo y Diseño
José Creixwell
Editorial Limusa 1993 México D.F.
9. Ingeniería y Arquitectura Antisísmica
Dr. Alejandro Martínez Márquez
Instituto Politécnico Nacional 1999 México D.F.
10. Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado
Oscar M. Gonzáles Cuevas
Francisco Robles Fernández Villegas
Editorial Limusa 1998 México D.F.
11. Estructura de Acero, Comportamiento y Diseño
Oscar de Buen López Heredia
Editorial Limusa 1982 México D.F.



Escuela Nacional de Estudios Profesionales
Aragón U.N.A.M.
“Criterios de Estructuración y Diseño Sísmico
de Edificios”



“ANEXOS”

ANEXO 1

ESCALA DE INTENSIDADES DE MERCALLI MODIFICADA

| Valor de intensidad | Descripción |
|---------------------|---|
| I | No sentido. |
| II | Sentido por personas en posición de descanso, en pisos altos o situación favorable. |
| III | Sentido en el interior. Los objetos suspendidos oscilan. Se perciben vibraciones como si pasara un camión ligero. La duración es apreciable. Puede no ser reconocido como un terremoto. |
| IV | Los objetos suspendidos oscilan. Hay vibraciones como al paso de un camión pesado o sensación de sacudida como de un balón pesado golpeando las paredes. Los automóviles parados se balancean. Las ventanas, platos y puertas vibran. Los cristales tintinean. Los cacharros de barro se mueven. En este rango (IV), los tabiques y armazones de madera crujen. |
| V | Sentido al aire libre; se aprecia la dirección. Los que están durmiendo despiertan. Los líquidos se agitan, algunos se derraman. Los objetos pequeños son inestables, desplazado o volcados. Las puertas se balancean, abriéndose y cerrándose. Ventanas y cuadros se mueven. Los péndulos de los relojes se paran, comienzan a andar, cambien de período. |
| VI | Sentido por todos. Muchos se asustan y salen al exterior. La gente anda inestablemente. Ventanas, platos y objetos de vidrio se rompen. Adornos, libros, etcétera, caen de las estanterías. Los cuadros también caen. Los muebles se mueven o vuelcan. Los revestimientos débiles de las construcciones de tipo D se agrietan. Las campanas pequeñas suenan (iglesias, colegios). Árboles y arbustos son sacudidos visiblemente. |
| VII | Es difícil mantenerse en pie. Lo perciben los conductores. Edificios tipo D, incluyendo grietas. Las chimeneas débiles se rompen a ras del tejado. Caída de cielos rasos, ladrillos, piedras, tejas, cornisas también antepechos no asegurados y ornamentos de arquitectura. Algunas grietas en edificios tipo C. Olas en estanque, agua enturbada con barro. Pequeños corrimientos y hundimientos en arena o montones de grava. Las campanas graves suenan. Canales de cemento para regadío, dañados. |
| VIII | Conducción de los coches, afectada. Daños en edificios de tipo C; colapso parcial. Algún daño a construcciones de tipo B; nada en edificios de tipo A. Caída de estuco y algunas paredes de mampostería. Giro o caída de chimeneas de fábricas, monumentos, torres, depósitos elevados. La estructura de las casas se mueve sobre los cimientos, si no están bien sujetos. Trozos de pared sueltos, arrancados. Ramas de árboles rotas. Cambios en el caudal o la temperatura de fuentes y pozos. Grietas en suelo húmedo y pendientes fuertes. |

ANEXO 1

| | |
|------------------------------------|---|
| IX | IX Pánico general. Construcciones del tipo D destruidas; edificios tipo B con daños importantes. Daño general de cimientos. Armazones arruinadas. Daños serios en embalses. Tuberías subterráneas rotas. Amplias grietas en el suelo. En áreas de aluvión, eyección de arena y barro; aparecen fuentes y cráteres de arena. |
| X | X La mayoría de las construcciones y estructuras de armazón, destruidas con sus cimientos. Algunos edificios bien construidos en madera y puentes, destruidos. Daños serios en presas, diques y terraplenes. Grandes corrimientos de tierra. El agua rebasa las orillas de canales, ríos lagos, etc. Arena y barro desplazados horizontalmente en playas y tierras llanas. Carriles torcidos. |
| XI | XI Carriles muy retorcidos. Tuberías subterráneas completamente fuera de servicio. |
| XII | XII Daños prácticamente total. Grandes masas de rocas desplazadas. Visuales y líneas de nivel, deformados. Objetos proyectados al aire. |
| Nota: Tipos de Construcción | |
| Construcciones A. | Estructura de acero y hormigón armado, bien diseñados, calculadas para resistir fuerzas laterales. Buena construcción, materiales de primera calidad. |
| Construcciones B. | Estructura de hormigón armado, no diseñadas en detalle para resistir fuerzas laterales,. Buena construcción y materiales. |
| Construcciones C. | Estructura no tan débiles como para fallar la unión de las esquinas, pero no reforzadas ni diseñadas para resistir fuerzas laterales. Construcciones y materiales corrientes. |
| Construcciones D. | Construcciones de materiales pobres, tales como adobe; baja calidad de construcción. No resistente a fuerzas horizontales. |

ANEXO 2

| Países y Reglamentos | $C_s = ZIKCS$ | | | | | | ejemplos de C_s^a | Observaciones |
|----------------------|---------------------|-------------------|---------------------|-------------------------------------|---|------|---------------------|---------------|
| | Z | I | K | C | S | | | |
| Rumania | K_z 0.07-0.32 | | ψ 0.15-0.35 | β $0.75 \leq 3/T \leq 2.0$ | | | 0.08 | |
| UBC | 3/16-1.0 | 1.0-1.5 | 0.67-2.5 | $1/15T^{1/2} \leq 0.12$ | $S(\geq 1.0)$ $1+T/T_s - 0.5(T/T_s)^2$ para $T/T_s \leq 1.0$ $1.2 + 0.6T/T_s - 0.3(T/T_s)^2$ para $T/T_s > 1.0$ | 0.09 | $CS \leq 0.14$ | |
| Estados Unidos | A_s 0.05-0.40 | | 1/R 0.125-0.8 | $1.2/T^{2/3}$ | S 1.0-1.5 | 0.11 | | |
| U.R.S.S. | K_z 0.025-0.1 | 0.5 - 2.0* | | $\beta = 1/T$ 0.8-3.0 | g 0.5-2.0 | 0.1 | | |
| Yugoslavia | K_z 0.025-0.10 | K_s 0.75-2.0 | K_F 1.0-2.0 | | K_J $0.5T - 0.8T$ | 0.1 | | |

ANEXO 2

| Países y Reglamentos | $C_1 = ZIKCS$ | | | | | | ejemplos de C_s^a | Observaciones |
|----------------------|---|---------------|-------------------------|--|--|---|---------------------|---------------------|
| | Z | I | K | C | S | S | | |
| Canadá | A 0.02-0.08 | I 1.0-1.30 | K 0.7-3.0 | S $0.5/T_s^{1/2} \leq 1$ | F 1.0-1.5 | | 0.04 | $FS \leq 1.0$ |
| Chile | 1 | 0.8-1.2 | 0.8-1.2 | $0.107T_s/(T_s^2 + T_s^2) \leq 1.0$ | C | | | $T_s = 0.20 - 0.90$ |
| China | α_{mbs} 0.23-0.90 | | C 0.25-0.50 | α/α_{mbs} $0.2 \leq 0.2/T - 0.7/T \leq 1.0$ | | | 0.11 | |
| Alemania del Oeste | α_0 0.025-0.10 | | α 0.5-1.0 | β $0.528/T^{0.5} \leq 1.0$ | K 1.0-1.4 | | 0.07 | |
| India | α_0 0.04-0.08 | I 1.0-1.50 | | C 0.2-1.0 | β | | 0.06 | |
| Italia | 0.01(S-2) | | β 1.0-1.2 | R $0.862/T_s^{1/2} \leq 1.0$ | E 1.0-1.5 | | 0.1 | $S \geq 2^b$ |
| Japón | $C_s Z$ $c_{0,2}$ 0.7-1.0 $d_{1,0}$ | I 1 | D_s I 0.25-0.55 | 1 $1 - 0.2(T/T_s - 1)^2$ $1.6T_s/T$ | R_T para $T \leq T_s$ para $T_s \leq T < 2T_s$ para $2T_s \leq T$ | | 0.20 0.30 | $T_s = 0.4 - 0.8$ |
| Nueva Zelanda | C e | I 1.0-1.6 | SM 0.8-2.5 | 0.8-1.2 | | | 0.12 | f |