



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

CAMPUS ARAGÓN

"ANÁLISIS ESTÁTICO Y DISEÑO SÍSMICO DE  
EDIFICIOS DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE  
CONSTRUCCIONES DEL D. DF APLICANDO EL  
PROGRAMA MARPLA."

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

**I N G E N I E R O C I V I L**

**P R E S E N T A :**

**DAVID GUERRERO VÁZQUEZ**

**ASESOR:**

**M.I. DANIEL VELÁZQUEZ VÁZQUEZ**

MÉXICO

1999

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

272159



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

# CONTENIDO

	Pag.
INTRODUCCIÓN .....	5
<b>CAPÍTULO I DISEÑO ESTRUCTURAL ANTISÍSMICO .....</b>	<b>7</b>
I.1 Los sismos .....	7
I.2 Magnitud de un sismo .....	8
I.3 Diseño estructural .....	9
I.4 Método de dimensionamiento .....	10
<b>CAPÍTULO II FUNDAMENTO DEL MÉTODO ESTÁTICO.....</b>	<b>13</b>
II.1 Características dinámicas .....	13
II.2 Rigidez de piso .....	15
II.3 Factor de ductilidad .....	16
II.4 Método estático .....	17
II.4.1 Periodo fundamental de vibración .....	17
II.4.2 Fuerzas laterales .....	18
II.4.3 Cortantes de entrepiso .....	18
II.4.4 Momentos de volteo .....	18
II.4.5 Torsión .....	19
II.4.6 Distribución de fuerza cortante y momentos .....	19
II.4.7 Componente vertical del movimiento del terreno .....	20
II.5 Hipótesis del método estático .....	20
<b>CAPÍTULO III REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN DEL DDF DE 1993 .....</b>	<b>23</b>
III.1 Introducción al Reglamento .....	23
III.2 Disposiciones generales del Reglamento .....	23
III.3 Características generales de las edificaciones .....	25
III.4 Criterios de diseño estructural .....	25
III.5 Cargas muertas .....	29
III.6 Cargas vivas .....	30
III.7 Diseño por sismo .....	31
III.8 Diseño de cimentaciones .....	33
<b>CAPÍTULO IV DISPOSICIONES DE DISEÑO (NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS).....</b>	<b>37</b>
IV.1 Introducción a las NTC .....	37
IV.2 NTC para diseño por sismo .....	37
IV.2.1 Elección del tipo de análisis .....	37
IV.2.2 Espectros para diseño sísmico .....	37
IV.2.3 Reducción de fuerzas sísmicas .....	40
IV.2.3.1 Factor reductivo $Q'$ .....	40
IV.2.4 Factor de comportamiento sísmico $Q$ .....	40
IV.2.5 Condiciones de regularidad .....	43
IV.2.6 Análisis estático .....	44
IV.2.6.1 Fuerzas cortantes .....	44
IV.2.6.2 Reducción de las fuerzas cortantes .....	45
IV.2.7 Apéndices .....	46
IV.2.8 Momento de volteo según las Normas sísmicas .....	46
IV.2.9 Efectos de torsión .....	47
IV.2.10 Efectos de segundo orden (efectos de esbeltez) .....	48
IV.2.11 Efectos bidireccionales .....	48
IV.3 NTC para diseño y construcción de estructuras de concreto .....	48
IV.3.1 Consideraciones generales .....	48
IV.3.1.1 Alcance de las Normas de concreto .....	48

IV.3.1.2	Criterios de diseño para estructuras de concreto .....	48
IV.3.1.3	Análisis para estructuras de concreto .....	49
IV.3.1.3.1	Aspectos generales .....	49
IV.3.1.3.2	Efectos de esbeltez .....	50
IV.3.1.4	Factores de resistencia .....	56
IV.3.2	Disposiciones complementarias para vigas y columnas .....	57
IV.3.2.1	Vigas .....	57
IV.3.2.1.1	Conceptos generales .....	57
IV.3.2.2	Columnas .....	58
IV.3.2.2.1	Geometría .....	58
IV.3.2.2.2	Refuerzo mínimo y máximo .....	58
IV.3.2.2.3	Requisitos para el refuerzo transversal en columnas .....	58
IV.3.2.2.4	Detalles del refuerzo en intersecciones con vigas o losas ...	59
IV.3.2.3	Losas .....	59
IV.3.2.3.1	Disposiciones generales para losas .....	59
IV.3.2.3.2	Losas encasetonadas .....	59
IV.3.2.4	Diafragmas y elementos a compresión de contravientos .....	60
IV.3.2.5	Articulaciones plásticas en vigas, columnas y arcos .....	60
IV.3.3	Marcos dúctiles en estructuras de concreto .....	61
IV.3.3.1	Requisitos generales para marcos dúctiles de concreto .....	61
IV.3.3.2	Miembros a flexión en estructuras de concreto .....	64
IV.3.3.2.1	Requisitos geométricos para miembros a flexión .....	64
IV.3.3.2.2	Refuerzo longitudinal para miembros a flexión .....	64
IV.3.3.2.3	Refuerzo transversal para confinamiento .....	66
IV.3.3.2.4	Requisitos para fuerza cortante en miembros a flexión .....	67
IV.3.3.3	Miembros a flexocompresión .....	67
IV.3.3.3.1	Requisitos geométricos para miembros a flexocompresión .....	67
IV.3.3.3.2	Resistencia mínima a flexión en columnas .....	68
IV.3.3.3.3	Refuerzo longitudinal para miembros a flexocompresión .....	69
IV.3.3.3.4	Refuerzo transversal en miembros a flexocompresión .....	70
IV.3.3.3.5	Requisitos para fuerza cortante en flexocompresión .....	72
IV.3.4	Losas planas .....	73
IV.3.4.1	Requisitos generales para losas planas .....	73
IV.3.4.2	Sistemas losa plana-columnas para resistir sismo .....	75
IV.3.4.3	Análisis para losas planas .....	77
IV.3.4.4	Análisis aproximado por carga vertical .....	78
IV.3.4.5	Transmisión de momento entre losa y columnas .....	78
IV.3.4.6	Dimensionamiento del refuerzo para flexión .....	80
IV.3.4.7	Disposiciones complementarias sobre el refuerzo .....	81
IV.3.4.8	Secciones críticas para momento .....	82
IV.3.4.9	Distribución de los momentos en las franjas .....	82
IV.3.4.10	Efecto de la fuerza cortante .....	83
IV.3.4.11	Peraltes mínimos .....	83
IV.3.4.12	Dimensiones de los ábacos .....	84
IV.3.4.13	Aberturas .....	84
<b>V</b>	<b>EJEMPLO DE APLICACIÓN .....</b>	<b>85</b>
V.1	Descripción general del edificio de oficinas .....	85
V.2	Características técnicas .....	85
V.3	Losas .....	85
V.3.1	Determinación del peralte .....	85
V.3.2	Requisitos de zonas macizas y nervios .....	86
V.3.3	Elevación, plantas y tableros .....	87
V.3.4	Cargas muertas y vivas .....	88
V.3.5	Revisión del peralte mínimo .....	88
V.4	Dimensiones de columnas .....	90
V.5	Análisis estructural del edificio .....	91
V.5.1	Cálculo de momentos de inercia de vigas y columnas .....	91
V.5.1.1	Centroides de niveles .....	93
V.5.2	Rigidez de entrepiso .....	94

V.5.3	Hipótesis del método .....	96
V.5.3.1	Fuerzas sísmicas, cortantes y posición de cortante .....	101
V.5.3.2	Distribución de las fuerzas sísmicas .....	104
V.5.3.3	Revisión de las excentricidades de diseño .....	105
V.5.3.4	Revisión de los momentos torsionantes .....	106
V.5.3.5	Momentos de volteo de los marcos .....	107
V.5.3.6	Alimentación para programa Marco Plano (Marpla) .....	109
V.6	Diseño estructural del marco B .....	113
V.6.1	Diseño de losa .....	113
V.6.1.1	Revisión por tensión diagonal alrededor de columna ext. B-1..	114
V.6.1.2	Revisión por tensión diagonal alrededor de columna int. B-2..	116
V.6.1.3	Diseño por flexión de la losa .....	117
V.6.2	Diseño de la columna B-1 planta baja .....	123
V.6.2.1	Efectos de esbeltez por CM+CVmáx .....	124
V.6.2.2	Diseño por CM+CVmáx por flexocompresión.....	125
V.6.2.3	Efectos de esbeltez por CM+CVacc-Sismo .....	126
V.6.2.4	Diseño por CM+CVacc-Sismo por flexocompresión .....	127
V.6.2.5	Diseño por fuerza cortante .....	130
<b>VI</b>	<b>Conclusiones y recomendaciones .....</b>	<b>133</b>
	 Referencias .....	 135
	 Anexo del marco B	
	 Anexo de gráficas para diseño	

# INTRODUCCIÓN

El motivo de este trabajo, es presentar la aplicación del método estático así como los requisitos mínimos que marcan el Reglamento y las Normas en cuanto al análisis y diseño. Para ello se plantea un ejemplo de aplicación didáctico para un edificio estructurado con losas aligeradas y columnas como elementos resistentes, ambos de concreto. Se eligió factores de comportamiento sísmico,  $Q$ , diferentes y asimetría estructural para aplicar el método estático al análisis sísmico de estructuras. Se tomó como base principal lo que marca el Reglamento de Construcciones del DDF de 1993 así como sus Normas Técnicas Complementarias (NTC).

Para lo anterior, en el capítulo I se aborda algunos aspectos referentes a la sismicidad, diseño y dimensionamiento de estructuras antisísmicas. El capítulo II presenta el fundamento del método estático de una manera teórica en cuanto a conceptos tales como: su hipótesis, el periodo fundamental de vibración, la ductilidad, la rigidez, las fuerzas laterales y otros aspectos que intervienen en el método. El capítulo III aborda lo referente al Título Sexto del Reglamento de Construcciones del DDF de 1993, en donde se tienen los requisitos mínimos de seguridad estructural. En el capítulo IV trata de las NTC para sismo, concreto y estructuras metálicas. El capítulo V, presenta un ejemplo aplicando el método estático, en donde además, se amplía lo abordado en el capítulo II para mayor claridad. Finalmente el capítulo VI presenta las conclusiones y recomendaciones a las cuales se llegaron con el tipo de edificio planteado.

Agradezco al M.I. Daniel Velázquez Vázquez por su apoyo para la conclusión de este trabajo y al Ingeniero Amilcar Solórzano Galindo por las observaciones al mismo.

Este trabajo va dedicado al pueblo de México que me da la oportunidad de servirle, al "Nanís", razón de ejemplo, al "ti papá" que le quité su tiempo y a todos aquellos que de manera directa o indirecta me apoyaron para este sencillo trabajo.

# DISEÑO ESTRUCTURAL ANTISÍSMICO

## 1.1 LOS SISMOS

Un sismo se puede definir como una vibración de la Tierra ocasionada por diversas causas, tales como erupciones volcánicas y acomodamiento de placas como las más importantes.

Los sismos en México son originados principalmente por la subducción (movimiento de penetración de las placas) de la placa de Cocos por debajo de la placa americana, frente a las costas de Chiapas, Oaxaca, Guerrero, Michoacán, Colima y Jalisco. También debido a la falla de San Andrés en Baja California y norte de Sonora, además del eje neovolcánico, que atraviesa el país de lado a lado en su parte central.

Se conoce más acerca de los efectos que producen los sismos que las causas que los originan. Los temblores pueden tener entre otros un origen tectónico o volcánico. Los sismos tectónicos se deben a una acumulación de energía de deformación en los grandes bloques del interior de la corteza terrestre, esto debido al acomodamiento de las placas de la corteza terrestre ( tectonismo ). Son los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería, ya que por la intensidad que pueden alcanzar y los problemas que ocasionan son motivo de mayor estudio en el campo antes mencionado. Cuando esta acumulación de esfuerzos alcanza intensidades grandes, se originan desplazamientos súbitos a lo largo de fracturas preexistentes.

Al romperse el sitio donde existe una gran concentración de esfuerzos, la falla origina corrimientos, produciendo concentraciones de esfuerzos en los bordes de la ruptura que, si exceden los que soporta la roca, generarán que la falla se propague y continúe creciendo hasta que las concentraciones de esfuerzos que producen ya no sean tan significativas para romper la roca, originando una nueva superficie de falla.

La corteza terrestre falla, y los grandes bloques tienden a acomodarse hasta disminuir los esfuerzos y deformaciones que existían. En este proceso se desarrollan ondas que se propagan en distintas direcciones, algunas a grandes distancias, dependiendo de la energía liberada. La acumulación de energía se puede manifestar lentamente y puede existir un largo período que terminará abruptamente cuando se alcance un estado crítico de esfuerzos, que provocará la liberación de dicha energía.

Por otra parte, las ondas sísmicas se van transmitiendo a través de diferentes terrenos de diversas constituciones y, frecuentemente al llegar a una zona de discontinuidad, ésta se comporta como un nuevo foco emisor.

El punto donde comienza la ruptura se conoce como hipocentro, y el punto de la superficie terrestre localizado inmediatamente arriba de él se llama epicentro o epifoco, es decir, es el lugar de la superficie de la Tierra donde se proyecta. Se llama foco sísmico o hipocentro al punto donde se inicia la ruptura de las rocas por efecto de la liberación de energía del sismo.

Una deformación que viaja a través de un medio elástico se llama onda elástica; y cuando dicho medio a través del cual se desplaza es la Tierra, se llama onda sísmica.

En la teoría de la elasticidad sísmica se nos dice que es posible dos tipos de ondas elásticas que viajan a través de la Tierra, y que se conocen como ondas de cuerpo, las cuales pueden ser compresibles o de corte. Además de las ondas que viajan a través del terreno, existen otras que lo hacen por la superficie, esto es, su amplitud es máxima en ésta y nula en las grandes profundidades a tales ondas se les conoce como ondas superficiales.

Las ondas de cuerpo pueden ser a su vez longitudinales (P) y transversales (S). Las ondas P, son las más rápidas, debido a que son las que primero se registran en los sismógrafos. Estas ondas de esfuerzo se producen por el movimiento de partículas en el sentido de propagación de la onda, provocando esfuerzos normales en la roca, es decir, son las que se transmiten cuando las partículas del medio originan compresiones o dilataciones en la dirección de propagación. Las ondas S, son más lentas y ocasionan vibraciones a su dirección de propagación, originan oscilaciones y distorsiones, sin cambio de volumen, en las partículas que encuentran en su trayectoria. Las ondas transversales son también llamadas ondas de cortante ya que tratan de cortar moviéndose perpendicularmente a la dirección de propagación de la onda. La componente vertical de la onda S se denota por SV, en tanto la componente horizontal se indica por SH. Debido a las distintas capas del subsuelo, tanto las ondas S como las P, se reflejan o refractan produciendo a su vez ondas de los dos tipos.

Una partícula que sea encontrada en el camino de una onda transversal, puede oscilar en cualquier dirección en el plano normal al avance de la onda. Aunque las ondas de corte son más lentas que las de compresión, pueden sin embargo transmitir mayor energía, por lo que son las que pueden producir mayor daño a las estructuras.

Cuando las ondas de cuerpo llegan a la superficie, se reflejan y provocan las llamadas ondas de superficie y las principales son las ondas Rayleigh (R) y las ondas Love (L).

Las ondas R se deben a la interacción entre las ondas P y las SV, y el movimiento de cada partícula de la superficie del terreno al paso de la onda se da en forma de elipse retrógrada.

Las ondas L se comportan de manera muy parecida a las R, pero se deben a interferencias constructivas de ondas SH solamente, por lo que no pueden existir en un semiespacio, sino que requieren al menos una capa sobre un semiespacio, donde pueda quedar atrapada parte de la energía sísmica.

La velocidad con que se propagan las ondas a través de la corteza terrestre, depende de las propiedades mecánicas del medio.

## 1.2 MAGNITUD DE UN SISMO

Todo sismo esta asociado a un gran desprendimiento de energía a lo largo de una superficie de falla. Esta energía bajo la forma de ondas sísmicas repercute en grandes zonas de la superficie terrestre en la que se producen movimientos del suelo, por lo que es importante cuantificar el tamaño o magnitud del sismo.

La magnitud de un sismo se mide por la cantidad de energía cinética liberada por el disparo sísmico. Dicho de otra forma, la magnitud mide la destructividad local en potencia de un sismo y se mide por medio del logaritmo de la máxima amplitud, expresada en milésimas de milímetros, en que las ondas se registrarían en sismómetros estándar diseñados para este objeto, situados en una distancia epifocal de 100 kms. Se han desarrollado factores de conversión que permiten calcular magnitudes cuando la distancia entre el instru-

mento y el epifoco difieren de 100 kms. La energía y magnitud se pueden asociar mediante:

$$\text{Log}_{10} E = 11.8 + 1.5 M$$

donde E es la energía en ergios, y M es la magnitud en la escala de Richter. Por ejemplo, en un temblor moderado, de magnitud 6 se liberan aproximadamente:

$$\text{Log}_{10} E = 11.8 + 1.5(6) = 20.80$$

o

$$10^{20.80} \text{ ergios.}$$

A partir de la magnitud es posible estimar la energía liberada por un sismo, por lo que a veces se dice que la magnitud es la energía liberada, lo que es incorrecto.

Viendo lo del párrafo anterior, supongamos que se tienen dos magnitudes,  $M = 5$  y  $M = 7$ , si las comparamos tendremos:

$$\text{Log}_{10} E = 11.8 + 1.5(5) = 19.30$$

$$\text{Log}_{10} E = 11.8 + 1.5(7) = 22.30$$

y recordando que  $\text{Log}_{10} X = Y$ , tenemos que  $X = 10^Y$  de donde si dividimos:

$$\frac{10^{22.30}}{10^{19.30}} = 1000 \text{ veces más energía liberada en } M = 7.$$

### 1.3 DISEÑO ESTRUCTURAL

En forma global, el proceso de diseño consiste en dar forma a una estructura que cumpla una determinada función con cierto grado de seguridad y que en condiciones normales de servicio se comporte adecuadamente. Adicionalmente, deben cumplirse otros requisitos, tales como estar dentro de ciertos parámetros económicos y el de cumplir determinados gustos estéticos.

En general, el diseño de cualquier estructura implica la previsión de que ésta, tenga la capacidad necesaria para soportar, con un margen de seguridad razonable, las sollicitaciones a que puede estar sujeta durante su vida útil.

La capacidad de una estructura para resistir un conjunto de sollicitaciones depende con frecuencia de la resistencia a la ruptura de los elementos que la integran. Conviene mencionar, el procurar que las estructuras cuenten con suficiente ductilidad para que puedan hacer frente a las sollicitaciones no previstas en el cálculo sin que se llegue a producir el colapso, en otras palabras, hay que evitar la posibilidad de falla frágil.

La respuesta de un sistema estructural a sismos no sólo depende de las características de su excitación, sino también de las características de la estructura. Esto es importante ya que al diseñar se puede escoger ciertas características de la estructura que conduzcan a una respuesta sísmica más favorable.

Las características que afectan la respuesta en cuestión de manera más decisiva, y que en el capítulo siguiente se ampliarán son: el periodo natural de vibración, el amortiguamiento y la relación carga-deformación inelástica.

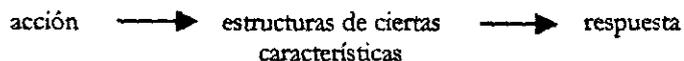
El diseño sísmico tiende a proporcionar niveles adecuados de seguridad con respecto al colapso frente a sismo excepcionalmente intensos, así como con respecto al daño a construcciones vecinas; busca también proteger las estructuras contra daños materiales excesivos bajo la acción de sismos de intensidad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

El logro de los objetivos previos requiere mucho más que el mero dimensionamiento de los elementos estructurales para ciertas fuerzas internas dadas. Se necesita la consideración explícita de esos objetivos y de los problemas relacionados con respuestas estructurales no lineales, y con el comportamiento de los materiales, miembros y conexiones cuando éstos se encuentran sujetos a varios ciclos de inversión de cargas de gran magnitud. Implica igualmente la identificación de condiciones de servicio y la formulación de criterios de aceptación respecto a ellos.

El arte del diseño antisísmico no sólo consiste 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 y capacidad de absorber energía y de 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 riesgo su estabilidad, su contenido o sus ocupantes. Lograr este propósito va más allá de la mera aplicación de especificaciones; exige un entendimiento de los factores básicos que determinan la respuesta sísmica de las estructuras, así como ingenio para crear sistemas con las propiedades requeridas.

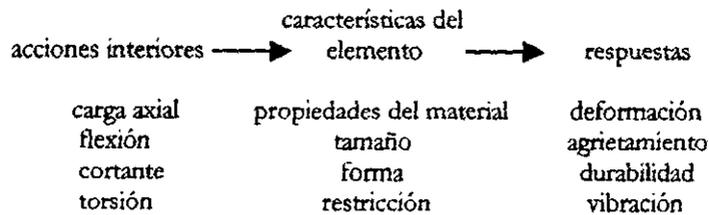
## 1.4 MÉTODO DE DIMENSIONAMIENTO

El dimensionamiento puede definirse como el proceso mediante el cual se determinan las dimensiones y características que deben tener los elementos estructurales para cumplir una determinada función con un grado de seguridad razonable y de manera que su comportamiento bajo condiciones de servicio sea adecuado. Para poder dimensionar, se requiere determinar cómo se va a comportar un elemento de características dadas ante una determinada acción. Si se conocen las relaciones:



para todas las combinaciones posibles de acciones y características se tendrá una base racional para establecer métodos de dimensionamiento.

Para establecer dicha base racional, será necesario, entonces, obtener las características acción-respuesta correspondientes a las acciones internas que actúan con más frecuencia sobre los distintos elementos estructurales. Conocidas las características acción respuesta se puede delimitar el rango de las solicitaciones bajo las cuales los elementos se comportarán satisfactoriamente. El problema puede representarse esquemáticamente de la manera siguiente:



El esquema anterior sólo pretende presentar el problema de dimensionamiento de una manera general.

El método más usado en el diseño estructural es el método plástico (resistencia última), aunque existen otros como es el caso del método de los esfuerzos de trabajo que determina las solicitaciones de servicio por medio de un análisis elástico y el método probabilístico. Sólo se abordará el primero por lo ya referido.

Según el método plástico, las acciones internas que las solicitaciones externas producen sobre las estructuras, se determinan por medio de un análisis elástico. Los elementos de las estructuras se dimensionan de forma que su resistencia a las diversas acciones de trabajo a las que pueden estar sujetas, sea igual a dichas acciones multiplicadas por un factor de carga, según con el grado de seguridad deseado o especificado. Por lo general, los reglamentos de concreto reforzado se basan según este criterio. Incluso algunos admiten, como alternativa, la aplicación de los métodos plásticos tradicionales. Los criterios de resistencia última permiten tener una idea bastante correcta de la seguridad a la falla de las secciones de una estructura tomada individualmente. El dimensionamiento plástico no requiere el uso de módulo de elasticidad, eliminando las incertidumbres que se derivan de la gran diversidad de este parámetro en el concreto reforzado. Otra ventaja es que las resistencias no son afectadas significativamente con el tiempo, como sucede con los procedimientos elásticos. Los reglamentos que usan el método plástico incluyen recomendaciones complementarias para garantizar un comportamiento adecuado bajo condiciones de servicio.

## FUNDAMENTO DEL MÉTODO ESTÁTICO

### II.1 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS

El efecto de los sismos sobre las estructuras, básicamente depende de las características dinámicas tanto de la estructura como del movimiento. Dichas características dinámicas de movimiento son variables tratándose hasta de un mismo temblor, dependiendo de: la distancia del epicentro, profundidad focal, magnitud del sismo y tipo de terreno.

Las características de mayor interés son la duración, la frecuencia y la magnitud, considerándose la amplitud como los valores máximos que se alcanzan durante el sismo, siendo estos de desplazamiento, velocidad o aceleración del suelo y la frecuencia como el número de ciclos de oscilación del movimiento por unidad del tiempo. Por lo regular, en terrenos firmes la frecuencia es más alta que en terrenos blandos, implicando con ello que el número de ciclos de oscilación del terreno por unidad de tiempo es mayor, dando origen a movimientos más intensos y rápidos que en terrenos blandos, donde es más lento; los desplazamientos y la duración total suelen ser más grandes en el terreno blando.

Por otra parte, las características dinámicas de las estructuras no son de fácil estimación, debido a las incertidumbres existentes en la determinación de las propiedades elástico-geométricas de los elementos que conforman la estructura, a la variación de las propiedades al presentarse comportamiento inelástico, así como el desconcierto de que se puede presentar en cuanto a la colaboración a la resistencia y rigidez de los elementos no estructurales, que pueden participar en la respuesta sísmica debido a que es difícil desligarlos adecuadamente de la estructura; también pocas veces se incluye la participación de la cimentación y del suelo circundante en la determinación de las propiedades dinámicas del edificio.

Se entiende por rigidez lateral o de entrepiso a la oposición de la estructura a ser deformada entre un nivel y otro con las cargas horizontales aplicadas en cada nivel. La rigidez angular es la oposición de un nudo de una estructura o del extremo de un elemento estructural a girar al aplicársele un momento flexionante. La rigidez lineal es la oposición al desplazamiento relativo de un extremo de un miembro estructural con respecto a su otro extremo.

La rigidez, sea esta de entrepiso como lineal o angular, depende del tamaño de la sección transversal de los elementos estructurales, con lo cual se calculan las propiedades geométricas: áreas, momentos de inercia; de su longitud; de la forma en que se encuentran conectados a otros elementos y del material con que están hechos, lo que define las propiedades elásticas como el módulo de elasticidad, módulo de Poisson y módulo de cortante.

La rigidez es una propiedad diferente a la resistencia por lo cual no se debe confundir. Existen elementos estructurales que guardan compatibilidad entre resistencia y rigidez, pero se dan casos en que la rigidez es mayor que la resistencia como es el caso de los muros de mampostería, lo que da origen a análisis estructurales más complicados. Asimismo, las propiedades elásticas del acero están más definidas que las del concreto reforzado o de la mampostería.

En el cálculo de la rigidez de miembros y marcos de acero, se debe tomar en cuenta el comportamiento de las juntas y conexiones, utilizando distancias centro a centro de miembros entre juntas, considerando un incremento de rigidez cerca de las juntas soldadas o posiblemente un decremento en las juntas remachadas o empernadas, en las que los pernos no son de alta resistencia a la tensión. En concreto reforzado es difícil que los miembros permanezcan totalmente sin agrietarse, y no es razonable suponer que todas las secciones tienen la rigidez reducida propia de una sección agrietada. Por esta razón es conveniente emplear un valor promedio de los momentos de inercia, comprendido entre el correspondiente a secciones agrietadas y secciones completamente sin agrietar, o a secciones netas y brutas para miembros de concreto reforzado, a menos que claramente estén esforzados a niveles tan bajos o que el acortamiento por contracción sea tan limitado que el agrietamiento sea casi nulo. La interacción de los sistemas de piso con otros miembros transversales, tales como vigas y trabes, deben considerarse cuando el piso actúe como un elemento rigidizante en flexión.

Cuando el nivel de esfuerzos a que son sometidos los materiales es bajo, su comportamiento puede acercarse al elástico, es decir, habrá proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones, correspondiendo una deformación del doble para esfuerzos dos veces mayores; pero, a medida que los esfuerzos crecen, el comportamiento deja de ser elástico, alcanzándose lo que se conoce como comportamiento no lineal (inelástico), en el que, al duplicar el esfuerzo la deformación es mucho mayor que el doble a que se hizo mención anteriormente (fig.2.1).

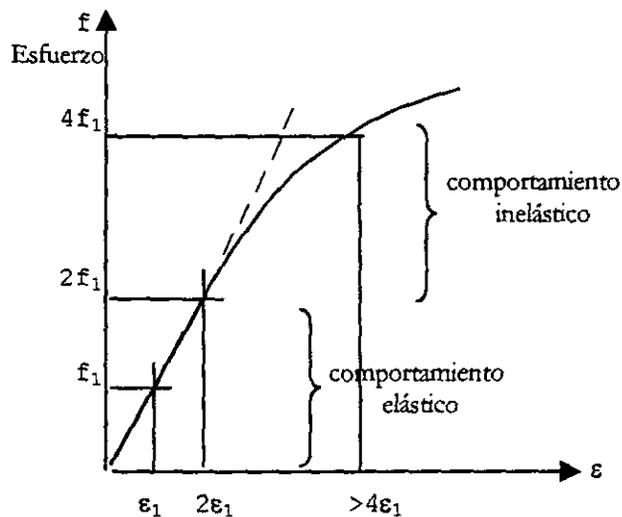


Fig. 2.1 Comportamiento elástico e inelástico de los materiales

De lo antes mencionado, se elaboran por facilidad modelos matemáticos muy simplificados de las estructuras. Entre las características más importantes de dichos modelos están los periodos de oscilación de los diferentes modos en que pueden vibrar y las formas de éstos modos, entendiéndose por periodo, el tiempo que tarda en ocurrir una oscilación completa.

Otras características importantes de las que depende la respuesta de la estructura son el amortiguamiento y la ductilidad que puede desarrollarse.

El amortiguamiento es una propiedad intrínseca de los materiales empleados, pero depende también de la forma en que se conecten tanto los miembros estructurales como los no estructurales. Valores de amortiguamiento relativamente pequeños reducen de forma significativa la respuesta sísmica de las estructuras.

Se conoce como amortiguamiento crítico aquel que presenta una estructura cuando, al separarla de su posición y soltarla no oscila sino que regresa a la posición de equilibrio; las estructuras suelen tener amortiguamiento del orden de 3 a 10% del crítico, siendo menor el de las estructuras metálicas, soldadas y sin recubrir, y mayor el de las estructuras de mampostería, con gran número de juntas. Puede aumentar algo al someter a las estructuras a mayores deformaciones. También puede aumentarse colocando amortiguadores de diseño especial, que están empezando a desarrollarse.

Un problema dinámico que se presenta en un sismo es la resonancia que es 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 sismo es importante.

Lo anterior se puede demostrar utilizando una mesa vibradora, donde se coloquen modelos de estructuras con diferentes periodos de oscilación, de manera que la respuesta de uno de ellos se puede amplificar considerablemente moviendo la mesa con un periodo igual al de ese modelo, observándose que los otros no sufre mayores oscilaciones. Al modificar el periodo de la oscilación, se excitará algún otro modelo y así sucesivamente.

## II.2 RIGIDEZ DE PISO

La rigidez de entrepiso es la relación entre la fuerza cortante absorbida por un marco, muro o contraviento en un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo entre los dos niveles que lo limitan. La rigidez así definida no es independiente del sistema de fuerzas laterales. Por tanto, para calcular con rigor debe conocerse tal sistema con anterioridad, lo cual en general no es posible. Para cada marco la rigidez queda expresada entonces como:

$$K = V / \Delta \quad \text{en ton/cm}$$

Para calcular estos valores podemos recurrir a las fórmulas de Wilbur las cuales son aplicables a marcos regulares formados por piezas de momento de inercia constante.

En marcos ordinarios de edificios el empleo de sistemas de carga que no son estrictamente proporcionales al definitivo de análisis introduce errores de poca importancia, y es aceptable calcular las rigideces a partir de hipótesis simplificadoras sobre la forma del sistema de fuerzas laterales. En muros, contravientos y ciertos marcos es necesario tomar en cuenta la variación de la carga lateral.

En cada nivel de un edificio, y en cada una de las direcciones principales (ortogonales en planta), existirán diversos elementos estructurales que resistan al cortante sísmico. Por ejemplo:

- Marcos continuos de traveses y columnas ligadas rigidamente, que resisten por medio de flexocompresión y fuerza cortante en sus miembros.
- Marcos contraventeados que resisten principalmente fuerzas axiales.
- Marcos que confinan a muros que trabajan esencialmente a esfuerzos cortantes.

Se considera que estos son marcos planos, por lo que pueden resistir fuerzas cortantes horizontales si están contenidos en sus propios planos, y que en dirección perpendicular a su plano los marcos no tiene ninguna capacidad para resistirlas.

## II.3 FACTOR DE DUCTILIDAD

Factor de ductilidad es la capacidad que tiene una estructura de sufrir deformaciones por encima del límite elástico sin llegar a la falla. Dicho de otra manera, el factor de ductilidad se define como la relación entre la deformación máxima que sufre la estructura, sin llegar a la falla, y la deformación correspondiente al límite de fluencia. Esta se puede presentar por la aparición de grietas, destrucción de elementos de albañilería o la destrucción parcial o total de algún elemento estructural. En la figura 2.2 se muestra la gráfica fuerza-deformación que corresponde a un sistema con comportamiento elasto-plástico.

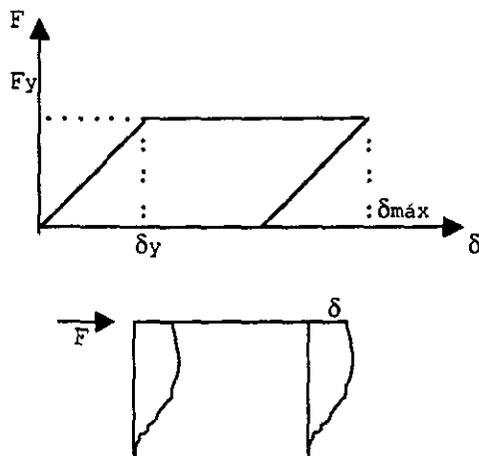


Fig. 2.2 Relación fuerza-deformación

El factor de ductilidad se puede expresar de la siguiente manera:

$$\mu = \delta_{\max} / \delta_y$$

Por otro lado, el factor de ductilidad depende del tipo de carga que sea aplicado al elemento estructural y de la deformación que se utilice para definirlo.

En el caso de estructuras típicas de edificios que se encuentran sujetas a sollicitaciones sísmicas, se define en función de las deformaciones producidas por fuerzas transversales entre dos pisos consecutivos.

En algunos casos de estructuras hiperestáticas, sometidas a grandes esfuerzos, y bajo ciertas condiciones, se presenta una redistribución de momentos, mediante la aparición de articulaciones plásticas.

La aparición de articulaciones redistribuye los momentos en la estructura original y al permitir giros y desplazamientos de la estructura, absorbe gran cantidad de energía.

Por lo anterior, se ve la conveniencia del diseño dúctil, ya que se tiene una mayor capacidad de absorción de energía, pero sin descuidar que las deformaciones excesivas pueden producir la falla o agrietamiento de los elementos de relleno y por ende modificar las condiciones originales de rigidez de la estructura. Además, en el caso de edificios colindantes, hay que tomar en cuenta las deformaciones de las estructuras con el fin de evitar el impacto entre ambas.

En la actualidad el diseño sísmico de estructuras, no se realiza aún sobre la absorción de energía, considerando la ductilidad de la estructura, pero

tanto en el análisis estático como en el dinámico se aplican coeficientes en los que están implícitos la ductilidad estructural. Por lo tanto, es importante tener presente este concepto y la manera práctica en que se puede incrementar, con la finalidad de obtener estructuras capaces de enfrentar movimientos sísmicos.

Es una propiedad muy deseable en las estructuras situadas en zonas sísmicas, pues por lo general no es aconsejable diseñar las estructuras sometidas a estas acciones sobre la base de un comportamiento elástico, ya que sería antieconómico debido a la escasa probabilidad de que ocurra el sismo de diseño durante la vida útil de la estructura, además de que es muy difícil saber cual será la mayor excitación sísmica que puede presentarse.

En sí las estructuras tienen un comportamiento inelástico. Esto permite que absorban grandes cantidades de energía y que en apariencia puedan soportar fuerzas sísmicas de mayor intensidad que para las que fueron calculadas.

## II.4 MÉTODO ESTÁTICO

Los métodos estáticos son considerados aproximados, y se han desarrollado como alternativa para el análisis de las estructuras, en vista de la dificultad que representa el llevar a cabo análisis dinámicos que van más apegados a la realidad. Los códigos de práctica se basan inevitablemente en un enfoque de fuerzas estáticas más simple, e incorporan grados de refinamiento variables, en un intento por simular el comportamiento real de la estructura. Básicamente emplean una forma burda para determinar la fuerza horizontal "total" (cortante basal)  $V$ , en una estructura.

En un edificio, esto consiste generalmente en cargas puntuales horizontales en cada concentración de masa la mayoría de las veces concentrada en los niveles de piso (figura 2.3). Así las fuerzas sísmicas y los momentos en las estructuras se determinan empleando cualquier análisis estático apropiado y los resultados son adicionados a los correspondientes a las cargas gravitacionales normales.

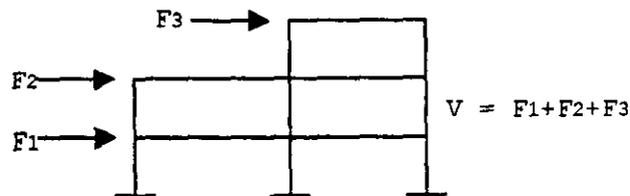


Fig. 2.3 Marco con fuerzas estáticas aplicadas al nivel de los pisos

Aunque el edificio se idealiza de la misma manera que el método dinámico, el método estático requiere menos esfuerzo resolutivo ya que, excepto por el periodo fundamental, no se necesitan los periodos y formas de los modos naturales superiores de vibración. La magnitud de las fuerzas laterales se basa en una estimación del periodo fundamental de vibración,  $T$ , y su distribución en fórmulas sencillas apropiadas para edificios con una distribución regular de masa y rigidez sobre la altura.

### II.4.1 Período fundamental de vibración

Los métodos de la mecánica no pueden emplearse para calcular el periodo de vibración antes de que se tenga un diseño de la estructura, aunque sea preli-

minar. Se requieren fórmulas sencillas que abarquen sólo una descripción general del tipo de edificio; por ejemplo, marcos rígidos de acero, marcos rígidos de concreto, sistema de muros de cortante, marcos contraventeados, etc., y dimensiones generales tales como la altura y el tamaño de la planta, para estimar el periodo de vibración de forma que pueda calcularse el cortante en la base y comenzar con el diseño inicial. Puesto que los valores de pseudoaceleración en espectros de diseño para sistemas inelásticos, con valores de moderados a grandes del factor permisible de ductilidad, generalmente disminuyen para valores crecientes del periodo de vibración, es deseable subestimar el periodo fundamental de manera que el cortante en la base calculado sea conservador, excepto para frecuencias muy altas o periodos muy cortos.

El periodo fundamental de vibración se puede calcular de manera aproximada mediante:

$$T = 6.3 \left( \frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum F_i X_i} \right)^{1/2}$$

donde  $X_i$  son los desplazamientos laterales estáticos en los diferentes pisos, calculados con base en un criterio elástico lineal, ocasionados por un conjunto de fuerzas laterales  $F_i$ . Puede seleccionarse cualquier distribución razonable para las  $F_i$ , pero conveniente usar las fuerzas laterales calculadas, a partir de la estimación empírica del periodo fundamental.

Los elementos no estructurales participan en el comportamiento de la estructura, aun cuando el calculista no confie en dichos elementos para suministrar resistencia o rigidez a la estructura. Ignorarlos conduciría a periodos más largos y usualmente a fuerzas de diseño más pequeñas, y podría subestimar la torsión; por eso deben considerarse en el cálculo del periodo y en los otros aspectos del análisis.

## II.4.2 Fuerzas laterales

La distribución de las fuerzas laterales sobre la altura de un edificio por lo general es compleja, ya que un buen número de modos naturales de vibración contribuyen de manera significativa a esas fuerzas. Las contribuciones de los diferentes modos de vibración a las fuerzas laterales y al cortante en la base dependen de numerosos factores, incluyendo la forma del espectro de diseño de respuesta, periodos naturales de vibración y formas modales, que a su vez dependen de las propiedades de masa y rigidez del edificio.

## II.4.3 Cortantes de entrepiso

Dichos cortantes se relacionan con las fuerzas laterales por ecuaciones de la estática. El cortante en cualquier entrepiso es la suma de las fuerzas laterales sobre dicho piso.

Los momentos de entrepiso pueden determinarse de manera similar a partir de las fuerzas laterales y de las alturas de los diferentes pisos por métodos de la estática. Sin embargo, existen razones para reducir los momentos de volteo calculados estáticamente para obtener valores de diseño.

## II.4.4 Momentos de volteo

El momento flexionante respecto a un eje horizontal en la base es de importancia en relación con el diseño de la cimentación. Los momentos flexionantes

correspondientes en cada nivel de piso son importantes en relación con el cálculo de los esfuerzos verticales en las columnas y muros de la estructura. El momento de volteo puede ser reducido, tomándolo igual al calculado multiplicado por  $0.8 + 0.2z$  según lo establecen las Normas Complementarias para Sismo del DDF, siendo  $z$  la relación entre la altura a la que se calcula el factor reductivo por momento de volteo y la altura total de la estructura.

#### II.4.5 Torsión

La respuesta por torsión en las estructuras se origina por dos causas; excentricidad en la distribución de las masas y rigideces, ocasionando una respuesta torsional acoplada con la de traslación, y torsión accidental debida a diversas causas, tales como: incertidumbre en las masas y rigideces, diferencias en el acoplamiento de la cimentación de la estructura con el suelo, efectos de propagación de ondas en los movimientos sísmicos que dan un movimiento torsional al suelo y movimientos torsionantes del mismo terreno durante el sismo.

En general, la torsión que surge de la distribución excéntrica de masas y rigideces, puede tomarse en cuenta mediante un momento torsionante incrementado en cada entrepiso, igual al cortante de entrepiso multiplicado por la excentricidad entre los centros de masas y de rigideces en ese entrepiso, perpendicular a la dirección del movimiento aplicado del terreno. Una evaluación precisa de la respuesta torsional es muy compleja, ya que es necesario efectuar esencialmente un cálculo bi o tridimensional de la respuesta dinámica, tomando en cuenta los modos de vibración que incluyan deformaciones laterales y torsionales acopladas de la estructura completa. Sin embargo, probablemente es adecuado aproximar la respuesta sumando desde el entrepiso superior los momentos torsionantes incrementados, como se indicó anteriormente, para obtener el momento torsional total en cada entrepiso.

Las respuestas torsionantes "estáticas" en cada entrepiso se determinan calculando el giro en cada entrepiso, obtenido al dividir el momento torsionante total entre la rigidez rotacional en ese entrepiso. Estos giros se suman a partir de la base hacia arriba, para obtener el giro total o respuesta torsional en cada piso.

#### II.4.6 Distribución de cortante y momentos

Los cortantes de entrepiso que se originan de la respuesta traslacional y torsional, se distribuyen sobre la altura del edificio proporcionalmente a las rigideces de los diversos elementos del edificio, con los cortantes traslacionales afectados por las rigideces traslacionales del edificio, y los cortantes torsionales afectados por las rigideces rotacionales del mismo. La rigidez calculada de la estructura debería tomar en cuenta la rigidez de los pisos y la estructura de los pisos, actuando como un diafragma o elemento distribuidor. El diafragma de piso puede considerarse infinitamente rígido y sólo las rigideces de entrepiso son de importancia. Sin embargo, si el diafragma de piso es flexible y se deforma considerablemente, la distribución de las fuerzas tiende a ser más uniforme. Un método simplificado consistiría en considerar separadamente los desplazamientos relativos del edificio debido a traslación y los debidos a rotación en cada piso, tomando en cuenta la rigidez del diafragma o del piso, con las rigideces determinadas por las fuerzas correspondientes a un desplazamiento unitario, ya sea en traslación o en rotación, respectivamente. Posteriormente se distribuyen los cortantes debidos a traslación o a rotación en proporción a las rigideces.

Los momentos de entrepiso se distribuyen en los diversos marcos y muros del sistema resistente a fuerzas laterales de manera congruente con la distribución de los cortantes de entrepiso. En particular los cortantes y momentos en cualquier marco o muro deben ser congruentes estáticamente.

## II.4.7 Componente vertical del movimiento del terreno

En zonas altamente sísmicas, en las que la aceleración vertical del terreno puede ser grande comparada con la aceleración de la gravedad, puede no ser apropiado el procedimiento normal de desprestigiar las aceleraciones verticales en el diseño. Por lo general el fundamento para desprestigiar estas aceleraciones verticales es el hecho de que el diseño del edificio es tal, que se dispone de un alto factor de seguridad en la dirección vertical.

Los elementos estructurales más vulnerables por la componente vertical del movimiento del terreno son las columnas y los muros en compresión y, muy particularmente, vigas presforzadas y, vigas en voladizo, en las que los factores de amplificación por respuesta vertical pueden ser muy grandes, o en las que el factor de seguridad contra aceleraciones invertidas, o hacia arriba, puede ser relativamente pequeño. En estos casos, la aceleración vertical amplificada, calculada según el espectro de respuesta y el periodo del elemento particular considerado, debe tomarse en cuenta al estimar el desarrollo de las fuerzas de diseño.

## II.5 HIPÓTESIS DEL MÉTODO ESTÁTICO

Antes de abordar el fundamento analítico, no está por demás sintetizar la sección II.4 de donde en esencia se tiene que: las fuerzas equivalentes al efecto sísmico se calculan considerando una aceleración en el nivel inferior (coeficiente sísmico) reducida por la ductilidad, que, al multiplicar por el peso total del edificio, da como resultado una fuerza cortante en la base del mismo. Esa fuerza total se reparte a los distintos niveles en función de su peso y ubicación con respecto al nivel inferior, tratando de obtener una envolvente del comportamiento de la estructura a la excitación de su base.

En estos métodos sólo se requiere conocer la ubicación y destino de la estructura para asignarle un coeficiente sísmico adecuado, que tome en cuenta el tipo de terreno en que se desplantará y el tipo de ocupación que tendrá; el sistema estructural y los materiales que se emplearán, para estimar la ductilidad que podrá desarrollarse y reducir las fuerzas en función de ella; los pesos de los distintos niveles, la ubicación de su centro de gravedad y sus alturas respecto a la base, para calcular el cortante basal, repartido a los diferentes niveles y obtener momentos de volteo y efectos por torsión. También es necesario conocer las rigideces de los distintos elementos resistentes, para evaluar los desplazamientos máximos probables y estimar los efectos que el sismo ocasionará en cada elemento estructural: trabes, columnas, losas y muros.

Este método de análisis parte de las siguientes hipótesis:

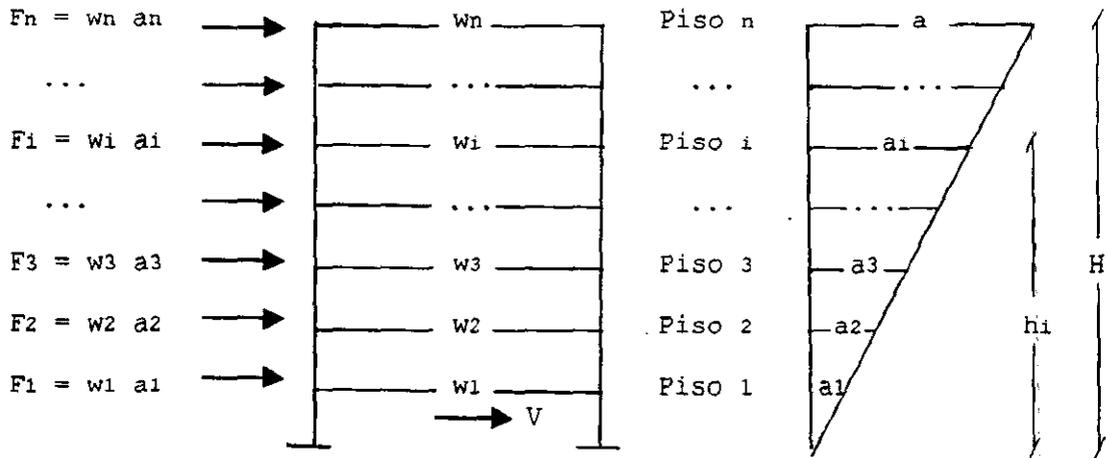
1) El periodo natural de vibración  $T$  de la estructura, está comprendido entre  $T_a$  y  $T_b$  (ver Fig. 4.1) en el espectro de diseño sísmico.

2) La fuerza de inercia en cada piso es el producto del peso de ese piso por un coeficiente que varía linealmente desde un valor máximo en el extremo superior de la construcción hasta cero en la planta baja.

De la primera hipótesis y el primer párrafo de esta sección tenemos que la fuerza cortante en la base es:

$$V = \frac{C}{Q} W \quad \dots (1)$$

De la segunda hipótesis, vamos a suponer una estructura de varios niveles como sigue:



de esta hipótesis tenemos que:

$$\frac{a_i}{a} = \frac{h_i}{H} \quad \text{de donde} \quad a_i = \frac{a h_i}{H}$$

pero también

$$V = \sum_{i=1}^n F_i = \sum_{i=1}^n w_i a_i = \sum_{i=1}^n \frac{w_i a h_i}{H}$$

puesto que a y H son constantes, las podemos sacar de la sumatoria, entonces

$$V = \frac{a}{H} \sum_{i=1}^n w_i h_i \quad \dots (2)$$

Despejando la aceleración se tiene:

$$a = \frac{V H}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad \dots (3)$$

que es la ecuación básica de la aceleración del análisis estático.

Otra manera de ver el fundamento es que en un nivel cualquiera i

$$F_i = w_i a_i = \frac{w_i a h_i}{H}$$

si despejamos la aceleración de esta última ecuación tenemos:

$$a = \frac{F_i H}{w_i h_i} \quad \dots (4)$$

si igualamos (3) y (4)

$$\frac{F_i H}{w_i h_i} = \frac{V H}{n \sum_{i=1} w_i h_i}$$

despejando  $F_i$  se tiene:

$$F_i = \frac{V w_i h_i}{n \sum_{i=1} w_i h_i} \dots (5)$$

La notación de las expresiones anteriores es la siguiente:

- T periodo natural de vibración
- Ta, Tb periodos característicos de los espectros de diseño
- a aceleración máxima
- ai aceleración en el nivel i
- c coeficiente de diseño sísmico, sirve de base para la construcción del espectro de diseño
- Fi fuerza que debe aplicarse en el nivel i
- W peso total de la estructura
- wi peso de la masa ubicado en el nivel i
- H altura total de la estructura
- hi altura al nivel i
- V cortante en la base
- Q factor de comportamiento sísmico

Recordemos que para obtener (4) y (5) se consideró que T se encuentra entre Ta y Tb, por lo que a = c y que de acuerdo al Reglamento no se permite reducción de las fuerzas cortantes. Para el caso contrario, las Normas sísmicas permiten reducciones siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración con la expresión de la sección II.4.1 y con lo expuesto en las secciones IV.2.2, IV.2.3.1 y IV.2.6.2.

Cabe aclarar que la expresión (5) no es aplicable para valuar las fuerzas sísmicas que obran en edificios con apéndices, tanques y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto del edificio. Para tales casos, debemos remitirnos a las Normas sísmicas en su sección correspondiente.

# **REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DDF DE 1993**

## **III.1 INTRODUCCIÓN AL REGLAMENTO**

Antes de entrar en tema, se adoptará por facilidad los términos siguientes:

- Reglamento, al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
- Título, al Título Sexto del Reglamento.
- artículo #, al artículo del Reglamento.
- Normas, a las Normas Técnicas Complementarias.
- DRO y CSE, al Director Responsable de Obra y al Corresponsable en Seguridad Estructural respectivamente.
- Departamento, al Departamento del Distrito Federal.

El Reglamento da las disposiciones referentes a la responsabilidad de las diversas partes que intervienen en la construcción, a la clasificación de las construcciones y a los criterios que servirán de base para revisar la seguridad de las mismas. Los aspectos de carácter técnico, referentes al diseño de las estructuras según sus materiales, así como su cimentación y efectos de sismo y viento, se detallan en las Normas.

Las características arquitectónicas del proyecto, el diseño estructural, la organización del proyecto de diseño y ejecución de las obras, las responsabilidades, calidad de materiales y la documentación, son algunos aspectos que debemos cuidar y cumplir conforme al Reglamento y Normas, con la finalidad de lograr una adecuada seguridad estructural. Obviamente, dichos aspectos no todos están incluidos en el Título.

Parte de los problemas de seguridad estructural, se deben a la carente organización entre los encargados de los distintos aspectos de la obra: estudios de campo, proyecto arquitectónico y estructural, calidad de materiales, construcción y supervisión de obra. Para dar seguimiento a lo anterior, en el Título toman singular importancia el DRO y el CSE.

Otros aspectos a tratar en este capítulo aparte de las características generales de las construcciones son: el criterio de diseño estructural, los diseños para sismo y cimentación.

## **III.2 DISPOSICIONES GENERALES DEL REGLAMENTO**

El Título apertura señalando que en éste se establecen los requisitos que se deben cumplir en el proyecto, ejecución y mantenimiento de una edificación para lograr un nivel adecuado de seguridad contra fallas estructurales, así como un comportamiento estructural aceptable en condiciones normales de uso.

Se indica que se debe contar con la documentación completa del proyecto estructural como según se marca en el artículo 56, con la finalidad de que permita ser evaluada y tomada como base para aclaraciones, revisiones y modificaciones futuras.

En la bitácora se deberá anotar lo relativo a los aspectos de seguridad estructural, la descripción de los procedimientos de construcción usados, las fechas de sus ejecuciones, la interpretación y la forma en que se resolvieron detalles estructurales no contemplados en el proyecto estructural, así como cualquier modificación o adecuación del mismo.

Significativa importancia toman el DRO y el CSE como responsables de la aprobación en torno a toda modificación, adición o interpretación del proyecto estructural. Esto no se debe interpretar rigurosamente como que el DRO o el CSE deban necesariamente realizar los estudios de campo, el proyecto de cimentación y de la estructura, la supervisión de obra y verificación de los materiales. Al menos deberán analizar y revisar a fondo estos rubros como para dar visto bueno que existe congruencia entre las diversas actividades y que se han seguido los criterios que marca el Reglamento. Es importante mencionar que para conocer las responsabilidades del DRO y el CSE es conveniente remitirnos al título tercero del Reglamento.

Aunque los principios, los procedimientos y la mayoría de los valores numéricos son válidos para el diseño de las estructuras en general; para puentes, túneles, torres, chimeneas y estructuras industriales no convencionales, el Título indica que se pueden requerir disposiciones específicas que varíen en algunos aspectos de los marcados en él. Para tales casos, los procedimientos de revisión de seguridad deberán ser aprobados por el Departamento.

En el artículo 173 se indica que las Normas son de carácter obligatorio y que en ellas se dan los requisitos específicos de ciertos materiales y sistemas estructurales, así como de procedimientos de diseño para acciones particulares, como efecto de sismo, viento y cimentación.

Se distingue en el artículo 174 que las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:

I. Grupo A. En donde se incluyen a un buen número de construcciones en que los requisitos de seguridad estructural son más severos en vista de que las consecuencias de su falla estructural puede ser relevante. Esto lo podemos notar en los requisitos del artículo 194 donde el factor de carga es de 1.5, en el coeficiente sísmico del artículo 206 que lo incrementa en 50% respecto a estructuras del grupo B y en las presiones del viento.

El Reglamento incluye en este grupo: hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas y de telecomunicaciones; estadios, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas; museos y edificios que alojen archivos y registros públicos de particular importancia.

Esta lista ubica a estructuras que reúnen alguno de los riesgos siguientes:

- a) contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuya sobrevivencia y operabilidad son esenciales en caso de desastre, para atender las emergencias que puedan presentarse.
- b) cuya falla estructural puede causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales a la sociedad.

II. Grupo B. En este grupo quedan incluidas el resto de las construcciones, como son edificaciones comunes destinadas a vivienda, oficinas, locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales.

A su vez el grupo B se subdivide en:

- a) Subgrupo B1. Estas por su tamaño en área total construida (mayor que  $6000 \text{ m}^2$ ), altura (mayor de 30 m), tipo de suelo (zona I y II) y edi-

ficaciones de altura mayor a 15 metros o construcción mayor a 3000 m<sup>2</sup> en la zona III, requieren de mayores cuidados en los aspectos de seguridad estructural; se incluyen también templos, salas de espectáculos y edificios que tengan sala de reunión que alberguen a más de 200 personas. Tanto para este subgrupo como para el grupo A se requiere el CSE.

b) Subgrupo B2. Las demás de este grupo.

Respecto a las zonas antes citadas, se abordarán en las secciones III.7 y III.8 en detalle.

### III.3 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LAS EDIFICACIONES

El objetivo principal de esta sección, es el resaltar la importancia de que el proyecto arquitectónico debe contemplar desde su concepción la seguridad estructural, con especial atención al efecto sísmico, de suerte que se comporte la estructura de manera eficiente.

Es deseable que la estructura contemple las condiciones de regularidad (sección IV.2.5) que se establecen en las Normas sísmicas.

La intención de lo anterior, es evitar que en el proyecto estructural se tenga que recurrir a soluciones forzadas y antieconómicas para proporcionar seguridad a construcciones cuya forma y distribución de elementos resistentes son poco favorables.

Se hace notar la separación que debe existir entre las construcciones vecinas, así como las juntas del edificio para evitar choques durante el sismo.

Los acabados y recubrimientos deben fijarse mediante procedimientos aprobados por el DRO y/o el CSE. Particular atención deberá darse a los recubrimientos pétreos en fachadas y escaleras, a las fachadas prefabricadas de concreto, así como a los plafones de elementos prefabricados de yeso y otros materiales pesados.

En cuanto a elementos no estructurales que puedan restringir las deformaciones de la estructura, o que tengan peso considerable, es decir, que afecten el comportamiento de la misma, como es el caso de pretilas, escaleras, tinacos y en especial de muros; divisorios o de fachada, de mampostería, deberán ser aprobados por el DRO y el CSE en sus características y en su forma de fijación en obras que se requieran. En el caso de éstos últimos, el Reglamento en su artículo 204 da las reglas a observar.

Si estos elementos no se desligan de la estructura principal modifican radicalmente su rigidez y su comportamiento ante cargas laterales. Es muy importante que la posición y las condiciones de liga de éstos con la estructura estén conforme a proyecto.

Los anuncios de gran peso y dimensión deberán ser aprobados por el DRO o el CSE en obras donde se requiera. Para cualquier perforación o alteración de un elemento estructural para alojar ductos o instalaciones el DRO o el CSE deberán elaborar detalles que indique las adecuaciones y refuerzos necesarios.

### III.4 CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Se plantea un procedimiento de diseño o verificación de la seguridad, que se conoce como de estados límite, y que es independiente del tipo de material

o sistema constructivo de que se trate. Se basa en el cumplimiento de requisitos de funcionamiento relativos a seguridad contra la falla para condiciones extremas de sollicitación y de comportamiento adecuado en condiciones normales de operación.

En el Reglamento se hace énfasis en que el diseño de cada una de las partes que integran la estructura debe cumplir los requisitos básicos siguientes:

I. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada, y

II. No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

Para tales logros, se dan las definiciones de dichos estados límite en el Reglamento clasificándolos en dos categorías: los de falla y los de servicio.

Estado límite de falla se considera cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Dentro del límite de falla encontramos la siguiente subdivisión: falla dúctil cuando la capacidad de carga de la sección, elemento o estructura en cuestión, se mantenga para deformaciones apreciablemente mayores que las existentes al alcanzarse el estado límite. Falla frágil cuando la capacidad de carga de la sección, elemento o estructura en cuestión, se reduzca bruscamente al alcanzar el estado límite.

Estado límite de servicio es la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

En las construcciones comunes, la revisión del estado límite de servicio se cumplirá si se verifica que no exceden los valores siguientes:

I. Un desplazamiento vertical en el centro de traveses en el que se incluyeran efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 más 0.5 cm; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afectan a elementos no estructurales, como muros de mampostería, los cuales no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales igual al claro de la trabe entre 480 más 0.3 cm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.

II. Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500 para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250.

Adicionalmente se respetarán los estados límite de servicio de la cimentación y los relativos al diseño sísmico observados en el Título y las Normas.

En el diseño de toda estructura deberán tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas, de las cargas vivas, del sismo y del viento, cuando este último sea significativo. Las intensidades de estas acciones que deban considerarse en el diseño y la forma en que deben calcularse sus efectos los abordaremos en las secciones III.5, III.6, III.7 y III.8. y la forma en que deben combinarse se tratará en ésta misma sección.

Cuando sean significativos, deberán tomarse en cuenta los efectos de: empuje de tierras y líquidos, temperatura, contracción de materiales, hundimiento de apoyos, maquinaria y equipo que no aparecen en la tabla de cargas vivas del Reglamento. Estos casos, también se apegarán a los criterios de diseño según el Reglamento.

Para el diseño de estructuras, el Reglamento considera tres categorías de acciones (cargas), de acuerdo con la duración en que obran sobre las mismas con su intensidad máxima:

a) Acciones permanentes (carga muerta, empuje estático de tierras y líquidos) son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo.

b) Acciones variables (carga viva, efectos de temperatura, cambios volumétricos, etc.) son las que obran sobre la estructura con una intensidad variable con el tiempo, pero que alcanzan valores significativos durante lapsos grandes.

c) Acciones accidentales (sismo, viento, explosiones, incendios, etc.) son aquellas que pueden tomar valores significativos durante períodos muy cortos.

Para acciones que no contemplan el Reglamento ni las Normas, en el artículo 187 se establecen los criterios a cumplir en el diseño.

Con esta clasificación podemos abocarnos a obtener las combinaciones arriba mencionadas, para lo cual es importante entender por combinación de acciones de diseño a un conjunto de acciones (cargas) para cuyo efecto superpuesto debe revisarse la seguridad de la estructura.

El Reglamento considera dos tipos de combinaciones:

I. Combinación común en donde intervienen todas las cargas permanentes, una acción variable con su carga viva máxima ( $W_m$ ) y el resto con su carga instantánea ( $W_a$ ) o todas ellas (las variables) con su carga media ( $W$ ) cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

II. Combinación excepcional donde intervienen todas las cargas permanentes, las cargas variables con sus valores instantáneos y una carga accidental en caso de combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga según el artículo 194 y que más adelante se detallan.

Las fuerzas internas (momentos, cortantes, axiales y torsiones) y las deformaciones producidas por las acciones (cargas) se determinarán mediante un análisis estructural el que en general será un método elástico en que las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos deberán elegirse de manera que se representen los posibles efectos de no linealidad, como son las debidas a las deformaciones a largo plazo y el agrietamiento del concreto.

Otro concepto de importancia es el de resistencia, debido a que es útil para el diseño y verificación de la seguridad. Se entiende por resistencia a la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualesquiera de sus componentes.

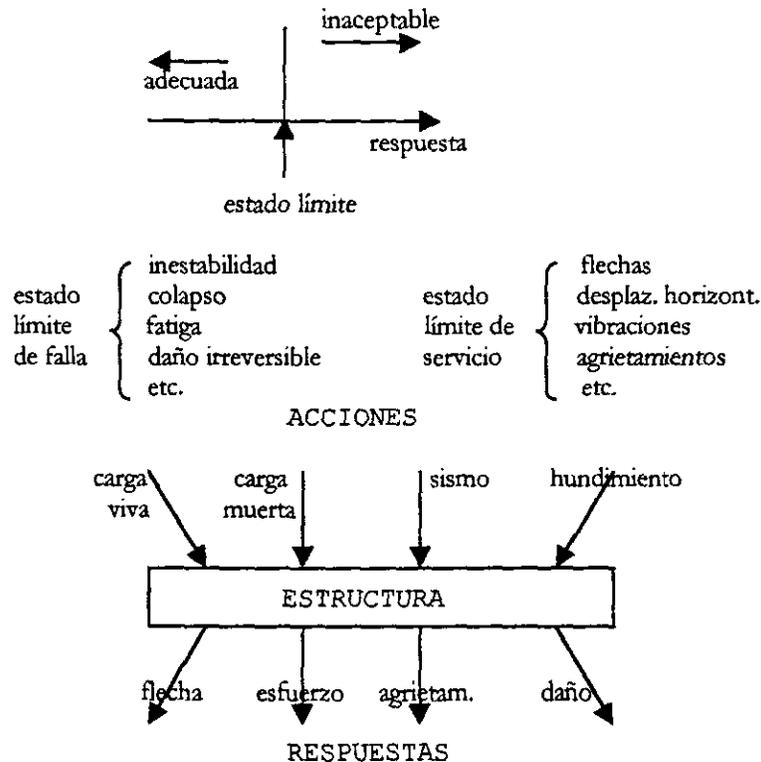
La resistencia se expresará en términos de la fuerza interna o combinación de fuerzas internas, que correspondan a la capacidad máxima de las secciones críticas de la estructura. En general la resistencia de una estructura se determina analíticamente basándonos en el conocimiento de las propiedades geomé

tricas de la estructura y mecánica de los materiales que la componen. El cálculo de la resistencia consiste en la determinación de la fuerza interna que produce algún estado límite, sin embargo, dicho cálculo se enfrenta a incertidumbres que provienen esencialmente de dos aspectos:

a) Los procedimientos de fabricación de los materiales y de construcción de la estructura que dan lugar a variabilidad en las propiedades mecánicas y geométricas de ésta.

b) La falta de un conocimiento exacto del comportamiento estructural ante distintas solicitaciones, lo que ocasiona que los procedimientos de cálculo de la resistencia no sean precisos.

La respuesta de la estructura está representada por el conjunto de parámetros físicos que describen su comportamiento ante las acciones que le son aplicadas. Veamos gráficamente lo mencionado a la respuesta estructural y el estado límite.



Quando no se cuente con un procedimiento analítico confiable para determinar la resistencia, se recurrirá a un procedimiento experimental conforme a los lineamientos del Reglamento. En el experimento se deben reproducir las condiciones que se van a presentar en la práctica, sobre todo en cuanto a la forma de apoyo y aplicación de la carga. Si las propiedades mecánicas y geométricas de los materiales empleados en la determinación difieren de los que puedan esperarse en los prototipos, será necesario hacer correcciones a los resultados de acuerdo con las leyes de similitud apropiadas.

No es fácil obtener la seguridad estructural adecuada, ya que es necesario plantear el diseño en términos que permitan identificar claramente contra qué se pretende tener seguridad, dónde se deben aplicar factores de seguridad y qué efectos éstos pretenden cubrir. Apoyándonos en los estados límite, éstos permiten comparar la resistencia para cada estado límite contra la acción correspondiente.

Se revisará que para las diferentes combinaciones y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto

de las acciones de diseño que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondiente, es decir:  $FR R > Fc S$  o sea, que la resistencia  $R$ , calculada con los valores de los esfuerzos resistentes de los materiales sea multiplicada por un factor de reducción  $FR$ , que tome en cuenta la importancia del elemento estructural así como algunos factores adicionales como el modo de falla (dúctil o frágil) involucrado en el estado límite analizado. Dicho producto será mayor o igual a los efectos de las acciones de diseño (fuerzas internas)  $S$  calculadas del análisis de la estructura ante cada una de las combinaciones de diseño, multiplicadas por el factor de carga  $Fc$  que depende de si la combinación de carga incluye o no una acción accidental y de la importancia de la construcción (grupo A o B).

El factor de carga se obtiene según el artículo 194 de la siguiente manera:

I. Para la combinación común será 1.4, pero si la estructura es clasificada en el grupo A será 1.5.

II. Si es combinación excepcional será 1.1.

III. Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura será 0.9. Como es el caso del efecto de volteo.

IV. Para la revisión de estados límite de servicio, esto es, deflexiones, agrietamientos y vibraciones, será 1.0.

Se terminará esta sección recomendando no mezclar códigos y procedimientos de diseño de distinta procedencia. La razón es que cada código trata de llegar a los niveles de seguridad que considera adecuados mediante el uso de factores de seguridad explícita o implícitamente incluidos en las diferentes etapas del diseño y que el peso que se da a los diferentes factores parciales es diferente de uno a otro código, pudiendo llegar a resultados inseguros, o muy conservadores, si se toman por ejemplo, las cargas y factores de carga de un reglamento, mientras se calculan las resistencias por los criterios de otro.

### III.5 CARGAS MUERTAS

Se llama carga muerta al conjunto de cargas producidas por el peso propio de la construcción; incluye el peso de la estructura y el de los elementos no estructurales.

Para su cálculo se requiere la determinación de los volúmenes de los diferentes componentes de la construcción y ser multiplicados por sus pesos volumétricos. En general las cargas muertas se representan como cargas uniformemente distribuidas sobre las distintas áreas de la construcción, aunque existen casos de cargas lineales (muros divisorios) y concentradas (equipos fijos).

Los pesos unitarios de los materiales serán valores mínimos probables cuando favorezcan a la estabilidad de la estructura y máximos probables cuando el efecto de la carga muerta es desfavorable.

El peso de las losas y firmes de concreto por lo general son mayores que los calculados, ya que se suelen corregir los niveles de los mismos. De allí el peso adicional que marca el Reglamento. Estos incrementos no son aplicables cuando la carga muerta favorezca a la estabilidad de la estructura.

### III. 6 CARGAS VIVAS

Las cargas vivas son fuerzas que se deben al uso y ocupación de las construcciones y que son de carácter flotante. Incluyen, todo aquello que carece de una posición fija y no puede considerarse como carga muerta. La carga viva es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño.

En el Reglamento se señala que las cargas que en él se indican, no incluyen el peso de muros divisorios de cualquier material, ni de inmuebles, equipos u objetos como cajas fuertes, archiveros, libreros y cortinas en salas de espectáculos entre otros. Por lo tanto, deben considerarse y ser incluidas en la memoria de cálculo reflejándose también en los planos.

Existen múltiples factores que influyen en la forma en como operan las cargas vivas en las construcciones teniendo un carácter muy variable en su distribución en el espacio y en el tiempo, así como en la manera en que actúan sobre la estructura. Esta va desde un efecto estático permanente hasta un efecto dinámico o de impacto. Por estas razones los modelos que presentan los reglamentos, para efectos de diseño recurren a métodos simples. Estos modelos consisten usualmente en una carga uniformemente distribuida aplicada en forma estática, acompañada ocasionalmente por alguna carga concentrada. No hay que perder de vista que con este planteamiento de carga uniforme se pretende representar el efecto global de la carga viva real incluyendo sus aspectos dinámicos y de impacto.

Puesto que se indica en el Reglamento que las cargas uniformes se consideran distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento, vale la pena entender por área tributaria de un elemento de una estructura sujeta a carga uniformemente distribuida, aquella área que, multiplicada por la carga uniforme, define la carga total que se debe considerar actuando sobre el elemento y que produce efectos similares a los de la distribución real de cargas sobre la estructura.

Tomemos en cuenta que, el criterio de área tributaria es un artificio y que realmente la carga tendrá una distribución mucho más uniforme que la que se determina de área tributaria, ya que tenderá a ser mayor en las zonas donde las flechas de las vigas son menores, es decir, cerca de sus extremos, y menor en el centro. Por ello se considera en general que la carga total aplicada en el área tributaria se reparte uniformemente en el elemento portante.

En el Reglamento se especifican para cada destino, tres valores del área tributaria; carga viva media  $W$ , carga viva instantánea  $W_a$  y carga viva máxima  $W_m$  que serán usadas en diferentes situaciones.  $W$  y  $W_a$ , se consideran independientes del área tributaria, aunque en teoría deberían depender de ella en forma similar a  $W_m$ .

Dependiendo de la combinación de cargas que se esté revisando, pueden interesar distintos valores de la carga viva con respecto a su variación temporal.  $W_m$  se emplea para diseñar estructuralmente por fuerzas gravitacionales (cargas permanentes) y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural de la cimentación ante cargas gravitacionales.  $W_a$  se usará cuando se superponga con una acción accidental es decir, se usa para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorable que la uniformemente repartida sobre toda el área.  $W$  cuando se pretenda estimar efectos de largo plazo como los asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas.

Cuando el efecto de carga viva favorezca a la estabilidad de la estructura, como es en problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considera cero sobre toda el área tributaria, a menos que se justifique otro valor acorde con la definición del artículo 187 del Reglamento.

Durante el proceso de construcción debemos tomar en cuenta las cargas vivas transitorias que se presenten; deberán incluir el peso de los materiales almacenados temporalmente, el de los vehículos y equipos, los colados de las plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y el personal requerido, no siendo este último menor de  $150 \text{ kg/m}^2$ . Se debe considerar, además, una carga de  $150 \text{ kg}$  en el lugar más crítico.

Al igual que en otros capítulos del Reglamento, el mal uso de la construcción en torno al diseño especificado, es responsabilidad del propietario.

### III.7 DISEÑO POR SISMO

Los requisitos mínimos de diseño para una seguridad razonable ante los efectos de sismo es lo que se trata en esta sección, en tanto que para los métodos de análisis y los requisitos para estructuras específicas se abordarán en la sección IV.2.

En el Reglamento se establece que las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. Las fuerzas internas resultantes así como las deformaciones resultantes se deben combinar entre sí como lo solicitan las Normas sísmicas, y se combinarán con los efectos de fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan como se vio en III.4.

Para el método estático de análisis sísmico que es nuestro motivo de estudio, debemos calcular las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos de la estructura, así como sus giros por torsión y tomando en consideración también la flexión de sus elementos y, cuando sean significativos la fuerza cortante, la fuerza axial, torsión de los elementos, efectos de segundo orden (efectos de esbeltez) entendiéndose estos últimos como los de las fuerzas gravitacionales actuando en la estructura deformada ante la acción tanto de dichas fuerzas como de las laterales.

Debemos verificar que la estructura y su cimentación no alcancen ningún estado límite de falla o de servicio. Cualquier elemento que contribuya de manera importante a la resistencia de fuerzas sísmicas en más del 35% debe diseñarse con un factor de seguridad adicional, el cual se refleja en una reducción de su factor de resistencia en un 20%. Tal es el caso de columnas cuando su número sea pequeño y, sobre todo de muros y contravientos que por su capacidad de rigidez suelen absorber una fracción significativa de las fuerzas sísmicas. Se genera de esa manera el empleo de esquemas estructurales en los que la función de resistir las fuerzas sísmicas se distribuye entre un buen número de elementos, obteniendo redundancia en la resistencia a dichas fuerzas y reduciendo la probabilidad de que un defecto o debilidad en un elemento aislado produzca la falla de la estructura completa.

En el análisis de muros divisorios, de fachada o de colindancia, debemos seguir las reglas siguientes:

1. Los muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales se ligarán adecuadamente a los marcos estructurales o a castillos y dalas en todo el perímetro del muro, su rigidez se tomará en cuenta en el análisis sísmico y se verificará su resistencia de acuerdo a las Normas correspondientes.

Los castillos y dalas deben estar ligados a los marcos. Se verificará que las vigas, losas y columnas resistan la fuerza cortante, la fuerza axial, el momento flexionante y, en su caso, las torsiones que en ellas induzcan los muros. Se verificará también, que la unión en elementos estructurales resistan dichas acciones.

II. Cuando los muros no contribuyan a resistir fuerzas laterales, se sujetarán a la estructura de manera que no restrinjan su deformación en el plano del muro. Preferentemente estos muros serán de materiales muy flexibles y débiles.

La separación o no de los muros a la estructura permite al proyectista la opción de desligar estos muros e ignorarlos en el análisis sísmico o bien de ligarlos a la estructura principal y tomarlos en cuenta tanto en su participación en absorber fuerzas sísmicas como en los esfuerzos locales que introducen en los elementos estructurales a los que están ligados.

El coeficiente sísmico,  $c$ , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la estructura por efecto del sismo, entre el peso de ésta sobre dicho nivel. Como base de estudio se toma el nivel a partir del cual los desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para el peso total se tomará en cuenta las cargas muertas y vivas según III.5 y III.6

Los coeficientes sísmicos y otros requisitos de diseño sísmico dependen de la zona en que se ubique la construcción y del grupo a que pertenezca. El coeficiente sísmico para construcciones clasificadas en el grupo B se tomarán igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la zona II y 0.40 en zona III, excepto para el método simplificado de análisis cuyos coeficientes vienen indicados en las Normas sísmicas, y las zonas especiales en las que dichas Normas especifiquen otros valores de  $c$ . Para estructuras del grupo A se incrementa  $c$  en un 50%. En las construcciones del grupo A al ser incrementado  $c$  tiene como finalidad de que estas construcciones permanezcan sin colapso y por consiguiente en condiciones de operación después de un sismo.

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 según los criterios de las Normas sísmicas. Los desplazamientos calculados de acuerdo con estos métodos, empleando las fuerzas sísmicas reducidas, deben multiplicarse por el factor de comportamiento sísmico que marcan las mismas.

En la sección III.8 se dan los criterios en que se basa la definición de la zona en que se ubica un predio dado y en las Normas de cimentación se proporciona un mapa con la subdivisión aproximada de las tres zonas. Para obras importantes la zona que corresponde al sitio debe determinarse con base en los sondeos de mecánica de suelos. En las Normas sísmicas se define una subzona que incluye parte de la zona III, y una pequeña porción de la zona II; en dicha subzona no se admite reducción a los coeficientes sísmicos.

El artículo 208 marca que se verificará que la estructura y la cimentación deben resistir las fuerzas cortantes, momentos torsionantes de entrepiso y momentos de volteo inducidos por efectos sísmicos combinados con los que correspondan a otras sollicitaciones, y afectados del correspondiente factor de carga.

Los límites de desplazamiento lateral admisibles para las estructuras están especificados en el artículo 209, si llamamos  $\Delta$  al desplazamiento lateral de un nivel respecto al inmediato inferior,  $h$  a la altura entre dichos niveles y  $\gamma_{adm}$  a la distorsión del entrepiso. Tendremos que para la diferencia entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales no deben de exceder:  $\gamma_{adm} < 0.006h$  veces la diferencia de elevaciones correspondientes.

Pero si los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables como los muros de mampostería y sus acabados, están desligados de la estructura principal adecuadamente de modo que no sufran las deformaciones de ésta, podrá llegarse a:  $\gamma_{adm} < 0.012h$ .

Para la colocación de vidrios, las holguras que se deben de dar por efectos sísmicos se especifican en la Normas sísmicas.

En lo que se refiere a las separaciones, el artículo 211 especifica que toda construcción debe separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor a 5 cm, ni menor que:

$$\text{Zona I} \quad : \quad S = Q (\Delta) + 0.001H$$

$$\text{Zona II} \quad : \quad S = Q (\Delta) + 0.003H$$

$$\text{Zona III} \quad : \quad S = Q (\Delta) + 0.006H$$

donde:

S separación

H altura sobre el terreno del nivel en estudio

Q factor de comportamiento sísmico

$\Delta$  desplazamiento horizontal calculado para el nivel en estudio

El desplazamiento calculado será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas según las Normas sísmicas, multiplicado por el factor de comportamiento sísmico marcado por dichas Normas.

Finalmente, el análisis y diseño estructural de puentes, tanques, chimeneas, silos, muros de retención y otras construcciones especiales se regirán conforme a las Normas sísmicas.

### III.8 DISEÑO DE CIMENTACIONES

El coeficiente  $c$ , los aspectos de mecánica de suelos y otros requisitos para diseño sísmico dependen de la zona en que se ubique la construcción.

El Reglamento divide el Distrito Federal en tres zonas atendiendo al tipo de suelo: de lomas (zona I), de transición (zona II) y de lago (zona III); los criterios para distinguir a qué zona corresponde un predio dado, se proporcionan más abajo, en donde se disponen los requisitos mínimos para el diseño y construcción de cimentaciones.

La cimentación o subestructura, constituye un elemento de transición entre la estructura propiamente dicha o superestructura, y el terreno en que se apoya. Su función es lograr que las fuerzas que se presentan en la base de la estructura se transmitan adecuadamente al suelo en que ésta se apoya. Para que eso se cumpla deberá haber una seguridad adecuada contra la ocurrencia de fallas en la estructura o en el suelo y contra la presencia de hundimientos excesivos que ocasionen daños en la construcción misma, en las vecinas o en las instalaciones enterradas en la proximidad de la cimentación.

Es por ello, que en el artículo 218 se hace mención de la necesidad de que toda estructura requiere de una cimentación funcional acorde con su estructura y tipo de suelo.

El Reglamento en su artículo 219 zonifica el Distrito Federal de la manera siguiente:

Zona I (lomas)

Esta incluye las faldas de la Sierra de Guadalupe, la serranía de las Cruces y adicionalmente las partes altas de los cerros del Peñón de los Baños, Peñón del Marqués y Cerro de la Estrella. Esta formada por suelos firmes arenolimosos (tepetate) y tobas compactas de alta capacidad de carga y baja deformabilidad; se incluyen los derrames de basalto del Pedregal.

## Zona II (transición)

Esta zona constituye el cambio, por lo general progresivo, entre los materiales que forman la zona de lomas y las existentes en la zona de lago.

Debido a las condiciones de erraticidad que presenta la estratigrafía de esta zona se han reconocido tres condiciones típicas:

1) progresiva, en que la formación rocosa aparece cubierta por depósitos de origen aluvial, a su vez subyacentes a las capas más recientes de arcilla lacustre.

2) interestratificada, característica de regiones en que las fases aluvial y lacustre se suceden en forma alternada, dando lugar a la intercalación de mantos blandos arcillosos con otros granulares contaminados por finos, generalmente duros y más resistentes.

3) abrupta, que se distingue por que los depósitos lacustres están en contacto con la formación rocosa con interfase de suelo residual.

## Zona III (lacustre o lago)

La zona de lago sobre la cual se asienta gran parte de la ciudad de México está formada por la sedimentación de arenas y arcillas de origen volcánico, las cuales fueron transportadas por el aire y las corrientes hacia las aguas tranquilas de los lagos que se originaron en la cuenca. A medida que se depositaron tales materiales se definieron las siguientes formaciones: el primer horizonte u horizonte inferior lo constituye la formación Tarango, la cual se desarrolla a partir de los primeros depósitos aluviales (anteriores al cierre de la cuenca) e incluye el estrato de arcilla inferior y una capa de material desecado y/o compacto, en su parte más superficial; a continuación sobre dichos depósitos se encuentra la formación Tacubaya, la cual está constituida por arcilla lacustre de alta compresibilidad y baja resistencia al corte, y finalmente, las formaciones más recientes y en consecuencia más superficiales corresponden a La Becerra, Barrilaco y Totolcingo. De esta forma la zona lacustre se encuentra formada por los siguientes estratos:

Estratos lacustres	{	manto superficial
		formación arcillosa superior
		capa dura
		formación arcillosa inferior
		depósitos profundos

Las pruebas de laboratorio y exploración de campo del artículo 220 deben proporcionar los criterios de diseño de cimentación y procedimiento constructivo, así como la existencia o no de materiales sueltos, grietas u oquedades y sus posibles soluciones en caso de zona I y la notificación de vestigios arqueológicos, cambios fuertes de estratigrafía asentamientos entre otros, para su consideración en el diseño si se trata de las zonas II y III.

El hundimiento excesivo de la construcción puede ocasionar daños a las construcciones vecinas y a las instalaciones de la vía pública. El desplome o inclinación que puede admitirse en un edificio está regido principalmente por aspectos de apariencia y funcionamiento de la construcción. Por tal motivo, el artículo 221 marca la importancia de conocer las cimentaciones vecinas y la localización de obras subterráneas actuales o futuras, con objeto de que la construcción no ocasione daños a éstas y así misma.

Debido al asentamiento paulatino que sufre la ciudad de México, principalmente en las zonas II y III, se debe prever el efecto que ocasione a corto y largo plazo sobre la cimentación que la estructura vaya a requerir.

Para la revisión de la seguridad de las cimentaciones, según el artículo 223 debe cumplirse que la resistencia y deformaciones admisibles sean mayores que las fuerzas y deformaciones inducidas por las acciones de diseño. Las acciones serán afectadas por los factores de carga y las resistencias por los factores de resistencia que se dan en las Normas de cimentación.

En el diseño de toda cimentación, se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

I. De falla:

- a) Flotación;
- b) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación, y
- c) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

II. De servicio:

- a) movimiento vertical medio, asentamiento o enmersión, con respecto al nivel del terreno circundante;
- b) inclinación media, y
- c) deformación diferencial.

En cada uno de estos movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres.

En el diseño de la cimentación se deberán considerar las acciones de carga muerta, carga viva, sismo y viento, así como el peso propio de la cimentación, las descargas por excavación, los efectos del hundimiento regional sobre la cimentación, incluyendo la fricción negativa, los pesos y empujes laterales de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la cimentación, la aceleración de la masa del suelo deslizando cuando se incluya sismo y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de a estructura será el resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la cimentación, la fijación de todas las acciones pertinentes será responsabilidad conjunta de los diseñadores de la superestructura y de la cimentación.

En el análisis de los estados límite de falla o servicio, se tomará en cuenta la subpresión del agua (subpresión hidrostática), que debe cuantificarse conservadoramente atendiendo a la evolución de la misma durante la vida útil de la estructura. La acción de dicha subpresión se tomará con un factor de carga unitario.

La seguridad de las cimentaciones contra los estados límite de falla se evaluará en términos de la capacidad de carga neta, es decir, del máximo incremento de esfuerzo que pueda soportar el suelo a nivel de desplante.

La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales o se determinará con pruebas de carga. La capacidad de carga de la base de cualquier cimentación se calculará a partir de las resistencias medias de cada uno de los estratos afectados por el mecanismo de falla más crítico. En el cálculo se tomará en cuenta la interacción entre las diferentes partes de la cimentación y entre ésta y las cimentaciones vecinas.

Los esfuerzos o deformaciones en las fronteras suelo-estructura necesarios para el diseño estructural de la cimentación, incluyendo presiones de contac-

to y empujes laterales, deberán fijarse tomando en cuenta las propiedades de la estructura y las de los suelos de apoyo. Con base en simplificaciones e hipótesis conservadoras se determinará la distribución de esfuerzos compatibles con la deformabilidad y resistencia del suelo y de la subestructura para las diferentes combinaciones de solicitaciones a corto y largo plazos, o mediante un estudio explícito de interacción suelo-estructura.

En el diseño de las excavaciones el artículo 228 se establece que los estados límite a considerar son los siguientes:

I. De falla: colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de soporte de las mismas, falla de los cimientos de las edificaciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes, y

II. De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán ser suficientemente reducidos para no causar daños a las edificaciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se desplanten en el sitio.

En el artículo 229 se dan las consideraciones a tomar en cuenta en el caso de muros de contención que tengan la finalidad de dar estabilidad a desniveles de terreno, debiéndose diseñar de tal forma que no se rebasen los siguientes estados de falla: volteo, desplazamiento del muro, falla de la cimentación del mismo o del talud que lo soporta, o bien rotura estructural. Además, se deben revisar los estados límite de servicio, como asentamiento, giro o deformación excesiva del muro. Los empujes se estimarán tomando en cuenta la flexibilidad del muro, el tipo de relleno y el método de colocación del mismo. Los muros incluirán un sistema de drenaje adecuado que limite el desarrollo de empujes superiores a los de diseño por efecto de presión del agua.

La parte del estudio de mecánica de suelos debe fijar el procedimiento de construcción de la cimentación, tipo de excavación, muros de contención que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y se garantice la seguridad durante y después de la construcción, según se apunta en el artículo 230.

En el artículo 231 se solicita que la memoria de diseño de la cimentación debe incluir por mencionar algunos aspectos: la justificación del tipo de cimentación, procedimiento de construcción y los métodos de análisis utilizados; resultados de exploraciones, sondeos, pruebas de laboratorio, etc.

Finalmente, para las construcciones de los grupos A y B1, se deberán hacer nivelaciones durante la construcción y hasta que los movimientos diferidos se estabilicen, a fin de observar su comportamiento en las excavaciones y cimentaciones y prevenir daños a la construcción, a las construcciones vecinas y a los servicios públicos. Al respecto el propietario deberá entregar copia del reporte de las mediciones.

## DISPOSICIONES DE DISEÑO (NTC)

### IV.1 INTRODUCCIÓN A LAS NTC

El alcance de las Normas Técnicas Complementarias (NTC) de este trabajo (sobre todo en las de sismo) contemplan lo relativo al método estático, y sólo se tocarán aspectos de tipo dinámico cuando como apoyo a lo desarrollado así lo requiera. Para abundar sobre aquellos temas que no se toque con tanta amplitud deseada, se conmina consultar las referencias.

Cuando se indique Normas a lo largo de éste capítulo, nos referiremos a la que según cada sección se esté tratando, excepto que se indique otra cosa.

### IV.2 NTC PARA DISEÑO POR SISMO

Estas deben aplicarse al diseño de todo edificio, así como a aquellos cuya capacidad ante sismo deba revisarse. Sus disposiciones tienen como objetivos:

- Evitar mediante la aplicación de medidas de seguridad adecuadas, pérdidas y/o lesiones humanas durante cualquier evento sísmico.
- Impedir, durante los sismos de frecuente ocurrencia, daños en la estructura y en los componentes no estructurales, sin descartar la posibilidad de de daños durante sismos de mayor intensidad y de ocurrencia poco frecuente.
- Lograr que a raíz de todo sismo sigan en operación las construcciones que prestan servicios esenciales.

A pesar de lo anterior, la naturaleza de los sismos es a tal grado impredecible que no se puede asegurar que se alcancen los objetivos anteriores.

#### IV.2.1 Elección del tipo de análisis

Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta podrá analizarse por sismo mediante alguno de los métodos que se establecen en las Normas, con las limitaciones que en ellas se indican.

Para el caso que nos atañe, las estructuras que no excedan de 60 m de altura podrán ser analizadas por el método estático descrito por las Normas, para estructuras de mayor altura es obligatorio el uso de métodos dinámicos. Con la misma limitación, si el edificio está cimentado en las zonas II o III según el artículo 219, es optativa la aplicación de los apéndices de las Normas, en donde se tienen en cuenta los períodos dominantes del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo-estructura.

#### IV.2.2 Espectros para diseño sísmico

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, se adoptarán las siguientes hipótesis para el análisis de la estructura:

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

$$a = \left(1 + \frac{3T}{T_a}\right) \frac{c}{4} \quad \text{si } 0 < T < T_a$$

$$a = c \quad \text{si } T_a < T < T_b$$

$$a = c \left(\frac{T_b}{T}\right)^r \quad \text{si } T > T_b$$

La figura 4.1 muestra los límites anteriores:

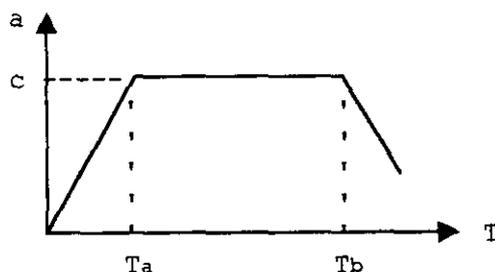


Figura 4.1 Espectro de diseño sísmico

$T$  es el período natural de vibración de interés,  $T$ ,  $T_a$  y  $T_b$  están expresados en segundos;  $c$  es el coeficiente sísmico, y  $r$  un exponente que depende de la zona en que se halla la estructura.

El coeficiente  $c$  se obtiene del artículo 206, salvo que en la parte sombreada de la zona II en la figura 4.2 se tomará  $c = 0.4$  para las estructuras del grupo B, y  $c = 0.6$  para las del grupo A. Los valores se dan en la tabla 4.1.

Tabla 4.1

Valores de $c$ , $T_a$ , $T_b$ y $r$					
Zona	$c$ Grupo B	$c$ Grupo A	$T_a$	$T_b$	$r$
I	0.16	0.24	0.2	0.6	1/2
II*	0.32	0.48	0.3	1.5	2/3
III+	0.40	0.60	0.6	3.9	1

\* no sombreada en la figura 4.2.

+ y parte sombreada de la zona II en la figura 4.2.

Esta sección de las Normas para sismo ya toma en cuenta las incertidumbres en la valuación de períodos, los efectos de temblores de distintos orígenes, la influencia del amortiguamiento y los distintos tipos de suelos.

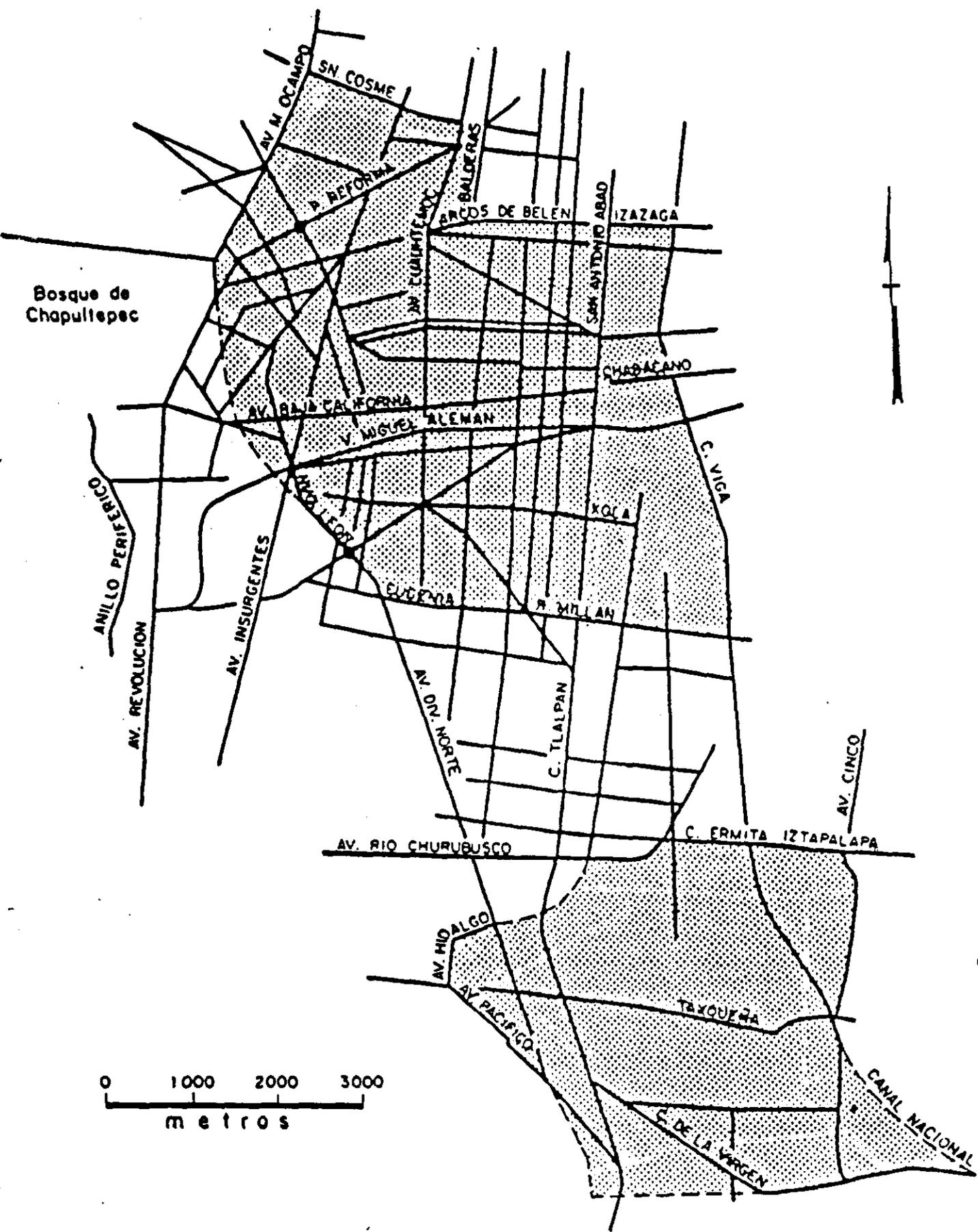


Figura 4.2 Subzonificación de la zona del lago y de la zona de transición

## IV.2.3 Reducción de fuerzas sísmicas

### IV.2.3.1 Factor reductivo Q'

Con fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis estático y las obtenidas del análisis dinámico modal empleando los métodos que fijan las Normas se podrán reducir dividiéndolas entre el factor reductivo Q'. En el diseño sísmico de estructuras que satisfagan las condiciones de regularidad (sección IV.2.5), Q' se calculará como sigue:

$$Q' = Q \quad \text{si se desconoce } T \text{ o si } T \geq T_a$$
$$Q' = 1 + \left(\frac{T}{T_a}\right) (Q - 1) \quad \text{si } T < T_a$$

T se tomará 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 que se definió en la sección IV.2.2.

En el diseño sísmico de las estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad que fija la sección IV.2.5., se multiplicará 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 de análisis o el de análisis modal.

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

### IV.2.4 Factor de comportamiento sísmico Q

Los valores de Q dependen de la estructuración, y en un edificio dado el sistema estructural puede ser diferente en las direcciones de análisis, podría pensarse en utilizar distintos valores de Q en cada dirección pero el Reglamento y las Normas se basan en la hipótesis de que se usará un mismo valor de Q en cada dirección de análisis para toda la estructura, incluyendo su cimentación, pero también los factores Q reflejan reservas que el análisis convencional no tiene en cuenta.

Se adoptarán los valores de Q de la manera siguiente:

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

En todos los entresijos, se cumplirán los siguientes límites mínimos del cortante sísmico que será resistido por los siguientes elementos estructurales:

- 1.- Marcos dúctiles de acero o de concreto reforzado > 50%  
Marcos contraventeados < 50%  
Muros dúctiles de concreto reforzado < 50%

- 2.- Muros de mampostería de piezas macizas ligados a la estructura < 20%

3.- El mínimo cociente de la relación

capacidad resistente de entrepiso

-----  
acción de diseño

no difiere en más del 35% del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.

4.- Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos fijados por las Normas de concreto para marcos y muros dúctiles.

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

Como comentario para el punto 1 se tiene que los marcos dúctiles tienen la capacidad de desarrollar las más altas ductilidades de todos los sistemas estructurales. La reducción que la ductilidad pueda sufrir por que 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 pueden resistir el 50% de la fuerza cortante en cada entrepiso, suponiendo que los contravientos y muros 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 fuerzas 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 éstos sean continuos en su plano desde la cimentación.

Referente al punto 2, este requisito es semejante al anterior pero más restrictivo ya que, 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.

Para el punto 3, una falla frecuente de falla en edificios de varios pisos es la denominada "planta baja débil". Lo cual no debe interpretarse necesariamente que 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 más favorable es aquella en que la disipación de energía por deformación inelástica se reparte uniformemente en todos los entrepisos. Si todos los entrepisos menos uno, o 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.

No obstante lo anterior, sigue siendo cierto que si -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 demasiado grande. De allí que, para que pueda aprovecharse un factor de ductilidad alto, haya que asegurarse de que en ningún entrepiso el cociente de la fuerza cortante resistente entre el actuante sea muy inferior al promedio.

Para que puedan desarrollarse altos factores de ductilidad y sus beneficios no se pierdan por deterioro, el punto 4 requiere la satisfacción de tales requisitos de las Normas de concreto. Esencialmente estos 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 en tensión o bien del concreto en compresión si está debidamente confinado.

Finalmente para el punto 5, tratándose de marcos metálicos, las limitaciones que tienden a asegurar su ductilidad sin deterioro significativo son ta-

les 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 ).

II. Se usará  $Q = 3$  cuando se satisfagan las condiciones 2, 4 y 5 del caso I y en cualquier entrepiso dejan se satisfacerse las condiciones 1 y 3 del caso I, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por:

- 1.- Columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas.
- 2.- Marcos rígidos de acero.
- 3.- Marcos o muros de concreto reforzado.
- 4.- Combinación de marcos y muros de concreto reforzado.
- 5.- Marcos o diafragmas de madera contrachapada.

Las estructuras con losas planas deberán además satisfacer los requisitos de las Normas de concreto.

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

Es importante comentar que el utilizar en el diseño factores de comportamiento sísmico de 3 o 4 no garantiza que ante sismos intensos o moderados los edificios no sufran daño y, como consecuencia, no requieran trabajo de reparación.

III. Se usará  $Q=2$  si la resistencia a fuerzas laterales se suministra por:

- 1.- Losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado.
- 2.- Marcos de acero o de concreto reforzado, contraventeados o no.
- 3.- Muros o columnas de concreto reforzado, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por los casos I y II.
- 4.- Muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de la Normas respectivas.
- 5.- Diafragmas construidos con duelas inclinadas.
- 6.- Sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinados con elementos diagonales de madera maciza.
- 7.- Elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que marcan las Normas de concreto.

IV. Se usará  $Q = 1.5$  cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por:

- 1.- Muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfagan las Normas respectivas.
- 2.- Combinación de dichos muros con elementos como los descritos para los casos II y III.
- 3.- Marcos y armaduras de madera.

En todos los casos se usará para toda la estructura en la dirección de análisis el valor mínimo de  $Q$  que corresponda a los diversos entrepisos de

la estructura en dicha dirección.

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

#### IV.2.5 Condiciones de regularidad

El objetivo de las siguientes recomendaciones sobre estructuración, no es prohibir la construcción de edificios que no cumplan con dichas recomendaciones, sino más bien, el procurar un mejor comportamiento sísmico.

- 1.- La planta debe ser aproximadamente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.

Con esto se pretende limitar las torsiones que puedan presentarse, ya que cuanto mayor es la torsión en una estructura mayor es la incertidumbre respecto a los resultados de análisis, por lo que se debe evitar las plantas de una sola pieza en forma de L, T, C y triangulares.

- 2.- La relación  $\frac{\text{altura}}{\text{dimensión menor de su base}} < 2.5$ , ya que cuanto mayor

es la esbeltez de un edificio mayores serán los momentos de volteo que se desarrollen, lo cual trae consigo mayor importancia de los efectos fuerza-deformación así como problemas en la cimentación. Además implica incrementos sobre los resultados del análisis y con frecuencia modos de falla más peligrosos. Adicionalmente, a mayor esbeltez mayores efectos de las ondas superficiales con componente vertical del movimiento del terreno.

- 3.- La relación  $\frac{\text{largo}}{\text{ancho de la base}} < 2.5$ , puesto que, en edificios muy a

largados, 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 largos pueden reducir la eficiencia de los subsistemas verticales, aumentar la incertidumbre de los resultados del análisis e introducir nuevos modos de falla.

También se pretende reducir la posibilidad de que el movimiento de un extremo del edificio sea diferente al del otro extremo.

- 4.- En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión sea mayor al 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, de manera semejante a las plantas muy 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 problema que puede presentarse es la concentración de esfuerzos en los vértices de las aberturas.

- 5.- En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente. En este caso, la escasez de rigidez o resistencia en los diafragmas horizontales puede ocasionar problemas como los ocasionados por plantas

muy alargadas. Por lo cual se debe verificar que la resistencia de dichos diafragmas sea la adecuada y que su rigidez es la necesaria para no introducir modificaciones en las fuerzas que según el análisis obran sobre los subsistemas verticales.

- 6.- Carecer de aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda del 20% de la dimensión en planta medida en forma paralela a la dimensión que se considere de la abertura, que las áreas huecas no ocasionen asimetrías de relevancia ni difieren en posición de un piso a otro y además que el área total de aberturas no sea mayor en ningún nivel del 20% del área de la planta.

Lo anterior obedece a que puede disminuir la efectividad de los diafragmas horizontales o generar excentricidades difíciles de evaluar.

Por otra parte, la variación de la posición de las aberturas de un piso a otro puede requerir de un estado de esfuerzos en los elementos verticales que resulten difíciles de calcular.

- 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.

Los cambios bruscos de masa de un piso a otro pueden producir cambios en los modos naturales de vibración que invaliden el análisis estático de fuerzas sísmicas.

- 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 esta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.

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

Esto procura evitar la presencia de columnas que, en una dirección o en ambas, trabajen como de doble altura o más, lo que provocaría una distribución de momentos flexionantes muy diferente de aquella con que se tiene mayor experiencia.

- 10.- La rigidez al corte de ningún entrepiso es mayor al 100% a la del entrepiso inmediato inferior.

De no prestar atención a esta recomendación, se tendrían estructuras para las cuales la experiencia no ha sancionado suficientemente los métodos usuales de análisis.

- 11.- En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, es mayor al 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.  
Las observaciones a esta recomendación son similares a las planteadas en el punto 1.

## IV.2.6 Análisis estático

### IV.2.6.1 Fuerzas cortantes

Las Normas sísmicas establecen las siguientes hipótesis para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura:

1. Se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a  $h$ , siendo  $h$  la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables).
2. El coeficiente se tomará de tal manera que la relación  $V/W$  sea igual a  $c/Q$ , siendo  $V$  la fuerza cortante basal,  $W$  el peso de la construcción incluyendo las cargas muertas y las vivas (ver secciones III.5 y III.6 respectivamente),  $Q$  el factor de comportamiento (ver IV.2.4) y  $c$  el coeficiente sísmico del artículo 206, salvo que en la parte sombreada de la zona II en la figura 4.2 se tomará  $c = 0.4$  para estructuras del grupo B y  $c = 0.6$  para las del A (ver tabla 4.1).

Podemos notar que en estas hipótesis se 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  $T$  es casi una línea recta que pasa por el punto de desplazamiento igual al del terreno y en que  $T$  contribuye con mucho a la mayor parte de las respuestas estructurales. La primera hipótesis es por lo general razonable, ya que suponer una variación lineal de aceleraciones proporciona, de manera aproximada, la envolvente de las fuerzas cortantes de entrepiso. La segunda hipótesis es apropiada en tanto  $T$  no sea excesivamente largo, y deja de serlo si, por ejemplo  $T > T_b$ . No obstante, en estas condiciones resulta conservador no disminuir las fuerzas horizontales en función de  $T$ , y tanto más moderado cuanto más largo sea  $T$  con relación a  $T_b$ . En términos generales se contrarrestan el efecto de los modos superiores de vibración y el de tomar  $a = c$  independientemente del período fundamental; por tanto, cabe esperar resultados satisfactorios de la aplicación de la presente versión del método estático, aunque en general tales resultados pueden ser demasiado conservadores en las plantas inferiores de los edificios muy flexibles y en toda la altura de los excepcionalmente rígidos. Por ello, no se permite reducir la fuerza cortante basal en función del período fundamental de la estructura sino sólo de su factor  $Q$ .

#### IV.2.6.2 Reducción de las fuerzas cortantes

Como ya se vio en la sección II.5, es posible reducir las fuerzas cortantes calculadas de la sección anterior, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del período fundamental de vibración de la estructura, de acuerdo a lo siguiente:

- a)  $T$  se calculará con

$$T = 6.3 \left( \frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum F_i X_i} \right)^{1/2}$$

donde  $W_i$  es el peso de la masa  $i$ ,  $F_i$  la fuerza horizontal que actúa sobre ella de acuerdo a la sección anterior,  $X_i$  el correspondiente desplazamiento en la dirección de la fuerza,  $g$  la aceleración de la gravedad.

- b) Si  $T < T_a$  se procederá como en la sección IV.2.6.1 pero de tal manera que:

$$\frac{V}{W} = \frac{a}{Q'}$$

calculándose  $a$  y  $Q'$  como se especifica en las secciones IV.2.2 y IV.2.3

- c) Si  $T > T_b$  se procederá como en el inciso anterior 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

$$k_1 = q [1 - r (1 - q)] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

$$k_2 = 1.5 r q (1 - q) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2}$$

y  $W_i$  y  $h_i$  respectivamente el peso y la altura de la  $i$ -ésima masa sobre el desplante. Por lo que las fuerzas laterales quedan:

$$F_i = c W_i (k_1 h_i + k_2 h_i^2) / Q \quad \text{con} \quad a > \frac{c}{4}$$

## IV.2.7 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, multiplicada 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, sin afectarlo del factor reductivo  $Q$  o  $Q'$ . Se incluyen en este requisito los parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos y otros apéndices. Se incluyen, así mismo, los elementos sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración (no de la fuerza cortante ni del momento de volteo), como las losas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan.

La razón por la cual el coeficiente  $c'$  no debe ser afectado por  $Q$  o  $Q'$ , es que en el cálculo de las fuerzas laterales se emplea el factor  $c/Q$ . Ello da como aceleración de diseño a nivel de desplante del edificio la que se habría empleado de apoyarse el elemento en cuestión directamente sobre el terreno.

Con lo anterior tenemos que:

$$F_i = \frac{c W_i}{Q} \left( 1 + \frac{c'}{c} \right)$$

## IV.2.8 Momento de volteo según las Normas sísmicas

El momento de volteo para cada marco o grupo de elementos resistentes en un nivel dado podrá reducirse, tomándolo igual al calculado multiplicado por  $0.8 + 0.2z$  (siendo  $z$  la relación entre la altura a la que se calcula el factor reductivo por momento de volteo y la altura total de la construcción), pero no menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentre por encima de dicho nivel. En péndulos invertidos no se permite reducción de momento de volteo.

Sean:

$h_i$  = altura al nivel  $i$   
 $H$  = altura total de la construcción  
 $z$  =  $h_i / H$

Mv = momento de volteo sin reducir  
j = factor reductivo  
Mvj = momento de volteo reducido  
V = fuerza cortante en el nivel en cuestión  
Yg = distancia del nivel considerado al centro de gravedad de la parte de la estructura por encima de dicho nivel

siendo

$$Mvj = Mv (0.8 + 0.2z)$$

con

$$Mvj > V Yg$$

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 se satisfará el equilibrio dinámico en el último entrepiso del edificio. También, por equilibrio dinámico no se permite reducción del momento de volteo en péndulos invertidos.

#### IV.2.9 Efectos de torsión

La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso, es, se tomará como la distancia entre el centro de torsión del entrepiso correspondiente y la fuerza cortante en dicho entrepiso. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:  $1.5e_s + 0.1b$  o  $e_s - 0.1b$ , donde  $b$  es la máxima dimensión en planta del entrepiso que se considera, medida perpendicular a la dirección del movimiento del terreno que se esté analizando. Además la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de  $e_s$  calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

En las estructuras para las que el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , que se especifica en la sección IV.2.4, sea igual o mayor de 3, en ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, deberá exceder de  $0.2b$ . Para estas estructuras deberá considerarse que el efecto de la torsión se puede incrementar cuando alguno de sus elementos resistentes que significativamente contribuyan a la rigidez total incursionen en el rango no lineal o fallen.

El análisis estático de estructuras sujetas a fuerza lateral dentro del rango de comportamiento lineal toma en cuenta, en forma parcial, las torsiones de entrepiso que se pueden causar, pero no da idea alguna de las torsiones que pueden aparecer cuando la estructura ingresa al rango no lineal de su comportamiento. Para ilustrar los fenómenos que pueden presentarse, imagine-se un edificio simétrico en cuanto a masas y rigideces sujeto a movimiento sísmico por traslación de su base. Mientras no se rebasen los límites 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 alcanen 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 más 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.

El factor 1.5 para la excentricidad torsional de diseño proviene de la amplificación dinámica que experimenta la excentricidad calculada estáticamente en tanto que 0.1b es una excentricidad denominada accidental. La amplificación dinámica de 1.5 resulta escasa en ciertos casos donde es mucho mayor que b, pero en ellos la excentricidad accidental cubre el exceso en amplificación dinámica. La razón para no afectar es de ninguna amplificación en la expresión correspondiente al límite es-0.1b es que existen casos donde la amplificación dinámica resulta insignificante.

#### **IV.2.10 Efectos de segundo orden (efectos de esbeltez)**

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

#### **IV.2.11 Efectos bidireccionales**

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

### **IV.3 NTC PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO**

#### **IV.3.1 Consideraciones generales**

##### **IV.3.1.1 Alcance de las Normas de concreto**

En esta parte se presentan disposiciones para diseñar estructuras de concreto, incluido el concreto simple y el reforzado (ordinario y presforzado).

Estas disposiciones complementan a lo expuesto en el capítulo III y que deben entenderse como requisitos mínimos que, en el Distrito Federal, debe cumplir todo proyecto y construcción de concreto estructural en sus diversas modalidades.

##### **IV.3.1.2 Criterios de diseño para estructuras de concreto**

Las fuerzas y momentos internos producidos por acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo a IV.3.1.3.

El dimensionamiento se hará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio vistos en el capítulo III y las Normas, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del artículo 195 del Reglamento.

ten directamente del análisis en lugar de los que actúan en las secciones extremas. Si el análisis se realiza con dimensiones entre ejes, debe tenerse presente que las deformaciones laterales que resulten serán mayores que las obtenidas por procedimientos más precisos, lo cual quiere decir que si una estructura analizada entre ejes rebasa el límite correspondiente para su deformación lateral, quizá se justifique repetir el análisis tomando en cuenta las dimensiones transversales de sus elementos.

El primer requisito para poder aplicar análisis límite tiende a garantizar que las articulaciones plásticas iniciales tengan suficiente capacidad de giro para mantener el momento plástico sin romperse, en tanto van apareciendo las articulaciones restantes necesarias para formar el mecanismo de falla; esto se torna más difícil de lograr si las acciones son cíclicas, como las causadas por los sismos, debido al deterioro que ocurre de un ciclo a otro. El segundo requisito se refiere a que la estructura puede perder demasiada rigidez lateral y volverse inestable antes que se alcance a formar el mecanismo de falla supuesto en el análisis. Las circunstancias anteriores hacen que el análisis al límite sólo se recomiende para losas apoyadas en su perímetro y vigas continuas, sujetas a cargas estáticas.

Debido al efecto de la carga axial, la capacidad de giro de una articulación plástica que aparezca en una columna es en general considerablemente menor que la de una que se forme en una viga. En losas planas la capacidad de giro está limitada por la posible falla de la losa por cortante y torsión alrededor de las columnas. Por lo que concluimos que, en columnas y losas planas es menor el monto de la redistribución admisible de momentos.

#### **IV.3.1.3.2 Efectos de esbeltez**

Los efectos de esbeltez pueden definirse como los momentos, adicionales a los obtenidos por un análisis convencional, causados por las fuerzas verticales al actuar sobre la estructura deformada.

##### **a) Conceptos preliminares**

Restricción lateral de los extremos de columnas. Se supondrá que una columna tiene sus extremos restringidos lateralmente cuando forme parte de un entrepiso donde la rigidez lateral de contravientos, muros u otros elementos que den restricción lateral no sea menor que el 85% de la rigidez total de entrepiso. Además, la rigidez de cada diafragma horizontal (losa, etc.) a los que llega la columna, no debe ser menor que 10 veces la rigidez de entrepiso del marco a que pertenece la columna en estudio. La rigidez de un diafragma horizontal con relación a un eje de columna se define como la fuerza que debe aplicarse al diafragma en el eje en cuestión para producir una flecha unitaria sobre dicho eje, estando el diafragma libremente apoyado en los elementos que dan restricción lateral (muros, contravientos, etc.).

Longitud libre,  $H$ , de un miembro a flexocompresión. Es la distancia libre entre elementos capaces de darle al miembro apoyo lateral. En columnas que soporten sistemas de piso formados por vigas y losas,  $H$  será la distancia libre entre el piso y la cara inferior de la viga más peraltada que llega a la columna en la dirección en que se considera la flexión. En aquellas que soporten losas planas,  $H$  será la distancia libre entre el piso y la sección en que la columna se une al capitel, ábaco o a la losa, según el caso.

Longitud efectiva,  $H'$ , de un miembro a flexocompresión. La longitud efectiva de miembros con extremos restringidos lateralmente puede determinarse con el nomograma de la figura 4.4a; la de miembros cuyos extremos no están restringidos lateralmente, con la figura 4.4b.

Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento interno. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia,  $F_r$ , indicado en IV.3.1.4. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados según se indicó en el capítulo III.

Sea que se aplique el estado límite de falla o algún criterio optativo, deben revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformación, agrietamiento, vibraciones, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

Los marcos de concreto reforzado de peso normal colados en el lugar que cumplan con los requisitos generales de las Normas, se diseñarán por sismo aplicando un factor  $Q = 2$ . Los valores de  $Q$  que deben aplicarse para estructuras especiales como marcos dúctiles, marcos prefabricados, losas planas, etc., se verán en IV.3.2, IV.3.3 y IV.3.4. En todo lo relativo a los valores de  $Q$ , debe cumplirse, además, con lo expuesto en la sección IV.2.4.

El procedimiento de esta sección de las Normas para dimensionar con el concepto de estado límite de falla es el conocido como dimensionamiento plástico, por resistencia última, o la ruptura. Al aplicarlo se logra que el grado de seguridad de la estructura contra la falla quede en un nivel que se juzga aceptable. Con la revisión de los estados límite de servicio, se procura lograr que el funcionamiento de la estructura en condiciones de servicio sea aceptable.

Se supone que, entre otras razones, la energía que durante un sismo disipe por comportamiento inelástico una estructura que cumpla con los requisitos generales de las Normas permite disminuir a la mitad ( $Q = 2$ ) los valores de los coeficientes sísmicos del capítulo III. En particular, a estructuras diseñadas según la sección IV.3.3 se les ha asignado un valor de  $Q = 4$ .

### **IV.3.1.3 Análisis para estructuras de concreto**

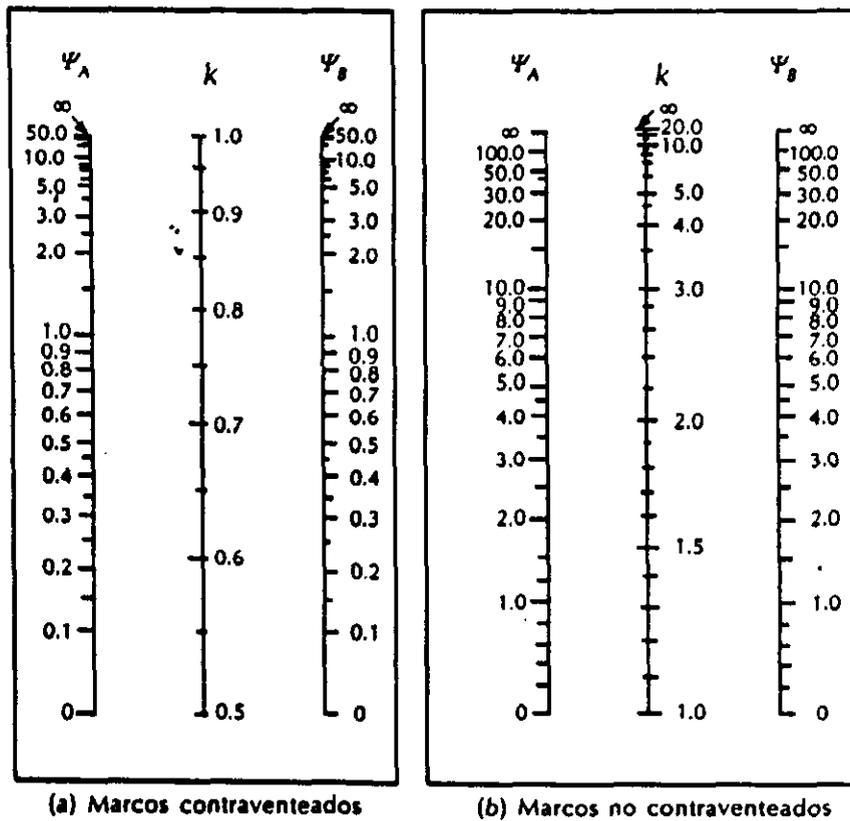
#### **IV.3.1.3.1 Aspectos generales**

Las estructuras de concreto se analizarán, en general, con métodos que supongan comportamiento elástico. También puede aplicarse métodos de análisis límite siempre que se compruebe que la estructura tiene suficiente ductilidad y que se eviten fallas prematuras por inestabilidad. Las articulaciones plásticas en vigas y columnas se diseñaran según IV.3.2.5.

En estructuras continuas se admite redistribuir los momentos obtenidos del análisis elástico, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, pero sin que ningún momento se reduzca, en valor absoluto, más del 20% en vigas y losas apoyadas en vigas o muros, ni que se reduzca más del 10% en columnas y en losas planas.

En los momentos de diseño y en las deformaciones laterales de las estructuras, deben incluirse los efectos de esbeltez valuados de IV.3.1.3.2.

Normalmente, es aceptable realizar el análisis de la estructura usando dimensiones entre ejes, es decir, sin tomar en cuenta las dimensiones transversales de vigas y columnas, y efectuando el dimensionamiento con los momentos y fuerzas internas que actúan en los paños de los elementos. Sin embargo, se recomienda que para dimensionar las columnas se usen los momentos que resul-



(a) Marcos contraventeados

(b) Marcos no contraventeados

$\Psi$  = Cociente de  $\Sigma(I/L)$  de las columnas, entre  $\Sigma(I/L)$  de los miembros de flexión que llegan a un extremo de una columna, en el plano considerado

$H' = kH$

A y B son los extremos de la columna

Fig.4.4 Nomograma para determinar longitudes efectivas,  $H'$ , de miembros a flexocompresión

Abundando en lo expuesto arriba, en edificios esbeltos, para calcular las rigideces de entrepiso a que se hace referencia, deben incluirse las deformaciones laterales debidas a la flexión general de la estructura. La flexión general se toma en cuenta incluyendo en el análisis las deformaciones axiales de las columnas. Como guía, en edificios con relación altura-base no mayor de 2, pueden ignorarse los efectos de la flexión general; en muros anchos cuya relación altura total-ancho no exceda de 0.5, puede admitirse calcular la rigidez tomando en cuenta sólo las deformaciones debidas a fuerza cortante; si la relación altura total-ancho del muro es mayor que 1 es necesario tomar en cuenta las deformaciones por flexión. Si el análisis se realizó mediante un procedimiento que suministre los desplazamientos laterales de cada nivel, las rigideces de entrepiso y las particulares de muros o crujiás contraventeadas pueden calcularse dividiendo la fuerza cortante que actúa en el entrepiso, o en el muro o contraviento, entre la diferencia de desplazamientos laterales de los niveles que limitan el entrepiso.

Los nomogramas de la figura 4.4 son el medio normal que recomienda el AISC para valuar longitudes efectivas en columnas de acero; se aplican a marcos de vigas y columnas de sección constante. El Comité ACI 441 propuso su empleo para columnas de concreto con atención a la influencia que sobre las rigideces de los miembros que concurren al nudo tienen el agrietamiento y la cuantía de refuerzo. Al respecto, para tomar en cuenta que generalmente el agrietamiento

de las vigas es mayor que el de las columnas, en marcos comunes pueden calcularse las rigideces  $I/L$  de vigas y columnas con la mitad y la totalidad del momento de inercia de la sección bruta, respectivamente. Si la losa es monolítica con la viga, debe suponerse sección T e incluir los patines.

En columnas de estructuras no restringidas lateralmente sujetas sólo a cargas verticales que no produzcan desplazamiento lateral apreciable, y en las que, además, la configuración de pandeo no implique desplazamiento lateral, la longitud efectiva,  $H'$ , se puede calcular suponiendo que los extremos están restringidos lateralmente. Como ejemplo, se tienen las columnas de un marco simétrico ordinario, sujeto a cargas simétricas provenientes de losas; al contrario, si en dicho marco por alguna razón existen altas cargas concentradas en las columnas, que puedan dar lugar a una configuración lateral de pandeo, las longitudes efectivas deben valuarse suponiendo que los extremos no están restringidos

b) Miembros en los que pueden desprejiciarse los efectos de esbeltez

En miembros con extremos restringidos lateralmente, los efectos de esbeltez pueden desprejiciarse cuando la relación entre  $H'$  y el radio de giro,  $r$ , de la sección en la dirección considerada es menor que  $34 - 12M_1/M_2$ . Este criterio también se aplicará a miembros con extremos no restringidos lateralmente en estructuras sujetas sólo a cargas verticales que no produzcan desplazamientos laterales apreciables (en la expresión anterior  $M_1$  es el menor y  $M_2$  el mayor de los momentos en los extremos del miembro; el cociente  $M_1/M_2$  es positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura sencilla y negativo cuando lo hace en curvatura doble; si  $M_1=M_2=0$ , el cociente  $M_1/M_2$  se tomará igual a 1).

En miembros con extremos no restringidos lateralmente en estructuras sujetas sólo a cargas verticales cuando éstas causen desplazamientos laterales apreciables, los efectos de esbeltez pueden desprejiciarse si  $H'/r < 22$ .

En miembros con extremos no restringidos lateralmente que forman parte de una estructura sujeta a cargas verticales y laterales, los efectos de esbeltez debidos a las deformaciones causadas por las cargas laterales pueden desprejiciarse cuando el desplazamiento de entrepiso dividido entre la diferencia de elevaciones correspondiente, no es mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante de entrepiso y la suma de las cargas muertas y vivas especificadas por el factor de carga que corresponda, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado. Para saber si pueden desprejiciarse los efectos de esbeltez causados por las deformaciones debidas a las cargas verticales, se aplicará lo dicho en los dos párrafos anteriores para miembros con extremos no restringidos lateralmente; en este caso  $M_1$  y  $M_2$  son los momentos menor y mayor en los extremos del miembro originados sólo por las cargas verticales.

En este inciso, el llamado desplazamiento de entrepiso es la diferencia de desplazamientos laterales entre los dos niveles que limitan al entrepiso donde se encuentra la columna por diseñar; consta de la deformación lateral causada por la fuerza cortante que actúa en ese entrepiso y del desplazamiento lateral relativo causado por la flexión general de la estructura y el giro de la base. Normalmente el desplazamiento lateral causado por la flexión general y el giro de la base puede ignorarse si la relación altura-base del edificio no excede de 2. La deformación lateral de entrepiso causada por la fuerza cortante se obtiene multiplicando por el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , la obtenida del análisis elástico bajo acciones sísmicas reducidas, sin  $F_c$ .

Cuando al diseñar se limitan las deformaciones laterales de entrepiso debidas a fuerza cortante a  $0.006h$  (art. 209 del Reglamento), y la flexión general del edificio y el giro de su base son desprejiciables, como ocurre en las estructuras no esbeltas, los efectos de esbeltez por movimiento lateral pueden desprejiciarse si  $V/W_u > 0.075$  (ya que  $0.08 V/W_u = 0.006$  si  $V/W_u = 0.075$ )

donde  $W_u$  es la suma de las cargas de diseño, muertas y vivas especificadas en el capítulo III por el factor de carga correspondiente, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado. Cuando las deformaciones mencionadas se limitan a  $0.012h$ , y el edificio no es esbelto, los efectos de esbeltez pueden despreciarse si  $V/W_u > 0.15$ . Si el edificio es esbelto debe revisarse según b) la necesidad de incluir los efectos de esbeltez, aunque se hayan limitado las deformaciones laterales a  $0.006h$  o  $0.012h$ .

En secciones rectangulares,  $r$  puede tomarse igual a  $0.30$  por la dimensión de la sección en la dirección considerada, y en secciones circulares igual a  $0.25$  por el diámetro. Para otras secciones  $r$  se calcula a partir de la sección total de concreto.

c) Limitación para  $H'/r$

Cuando  $H'/r > 100$ , deberá efectuarse un análisis de segundo orden de acuerdo con e).

d) Momentos de diseño

Los miembros sujetos a flexocompresión en los que, de acuerdo con b), no puedan despreciarse los efectos de esbeltez, se dimensionarán para la carga axial de diseño,  $P_u$ , obtenida de un análisis convencional y un momento amplificado  $M_c$ , obtenido aproximadamente con el procedimiento que sigue:

$$M_c = F_{ab} M_{2b} + F_{as} M_{2s}$$

donde

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} > 1.0$$

$$C_m = 0.6 + \frac{0.4M_1}{M_2} > 0.4$$

$$P_c = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H')^2}$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + u}$$

$$F_{as} = 1 + \frac{W_u/h}{\frac{R}{Q} - \frac{1.2 W_u}{h}}$$

$u$  relación entre el máximo momento de diseño por carga muerta y el máximo momento de diseño total

$W_u$  definido en b)

$R$  rigidez de entrepiso, definida como la fuerza cortante en ese entrepiso dividida entre el desplazamiento relativo de los niveles que lo limitan, provocado por la fuerza cortante mencionada (suma de rigideces de entrepiso de todos los marcos de la estructura en la dirección analizada).

$Q$  factor de comportamiento sísmico. Cuando los desplazamientos laterales

sean debidos a acciones distintas del sismo, se tomará  $Q = 1$

h altura del entrepiso, entre ejes.

$M_{2b}$  es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro, en valor absoluto, causado por aquellas cargas que no dan lugar a desplazamientos laterales apreciables; se obtiene de un análisis convencional y está multiplicado por el factor de carga correspondiente. Este momento no se tomará menor que el que resulte de aplicar la excentricidad mínima de diseño la cual no será menor que  $0.05h > 2$  cm, donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.  $M_{2s}$  es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro, en valor absoluto, causado por aquellas cargas que dan lugar a desplazamientos laterales apreciables; se obtiene de un análisis elástico convencional y está multiplicado por el factor de carga correspondiente.

En una estructura restringida lateralmente los momentos  $M_{2s}$  son nulos.

En una estructura no restringida lateralmente sujeta sólo a carga vertical, usualmente los momentos  $M_{2s}$  son nulos, a menos que por asimetría de la geometría y/o de las cargas, el desplazamiento lateral sea apreciable. En este último caso, todos los momentos pueden multiplicarse por  $F_{as}$ .

En una estructura no restringida lateralmente sujeta a cargas verticales y horizontales, si las cargas verticales solas no causan desplazamiento lateral apreciable, los momentos por ellas generados se multiplicarán por  $F_{ab}$  y los causados por las cargas laterales, por  $F_{as}$ ; si las cargas verticales solas producen un desplazamiento lateral apreciable, los momentos generados por ellas y los debidos a cargas horizontales se multiplicarán por  $F_{as}$ .

En estructuras cuyas columnas no tienen restringidos lateralmente sus extremos, las vigas y otros elementos en flexión se dimensionarán para que resistan los momentos amplificados de los extremos de las columnas. Cuando la torsión de un entrepiso sea significativa se incluirá en la determinación de los efectos de esbeltez.

Las fórmulas arriba indicadas están obtenidas a partir del concepto de columnas doblemente articuladas, de aquí la necesidad de usar el artificio de longitud efectiva.

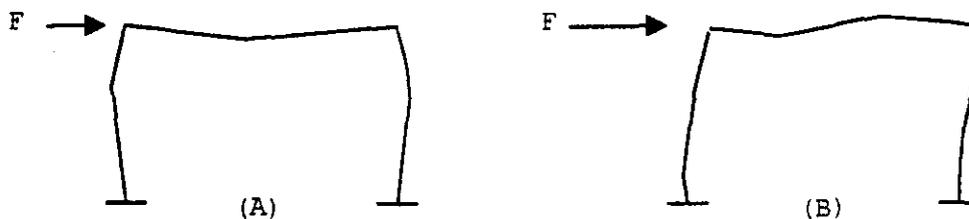
El  $M_c$ , consta de dos partes; la primera está formada por el momento causado por cargas que no provocan desplazamiento lateral apreciable, multiplicado por el factor de amplificación  $F_{ab}$ ; la segunda, por el momento causado por cargas que sí originan movimiento lateral apreciable, multiplicado por el factor  $F_{as}$ . Estos momentos se han designado  $M_{2b}$  y  $M_{2s}$  respectivamente. Las fuerzas longitudinales en las columnas, provenientes de cargas que no causan movimiento lateral importante, tienen excentricidades accidentales; por esta razón, en las Normas se pide que los momentos asociados a ellas ( $M_{2b}$ ) no sean menores que los que resulten de aplicar la excentricidad mínima. En vista de que dicha excentricidad mínima de las cargas verticales subsisten cuando actúa el sismo, debe comprobarse que  $M_{2b}$  no sea menor que el momento proveniente de la carga vertical y de la excentricidad mínima al revisar la condición de cargas verticales y sismo o viento; por otro lado, al realizar esta revisión debe comprobarse que el momento total  $M_c$  sea igual o mayor que el que resulte de la fuerza axial por cargas verticales más sismo y la excentricidad mínima.

Para decidir cuándo las cargas verticales causa un desplazamiento lateral apreciable y, por tanto, multiplicar por  $F_{as}$  los momentos que ellas provocan, se puede suponer que el desplazamiento lateral es apreciable si  $\Delta > H/1500$ . El desplazamiento  $\Delta$  es el causado sólo por las cargas verticales.

El factor de amplificación  $F_{ab}$  toma en cuenta los momentos de segundo orden originados por la deformación de la columna a todo su largo, sin que haya movimiento lateral relativo entre sus extremos. El factor  $F_{as}$  toma en cuenta los momentos de segundo orden causados por el desplazamiento lateral relativo de los extremos de la columna.

En rigor, los momentos amplificados  $F_{ab} M_{2b}$  y  $F_{as} M_{2s}$  no ocurren en la misma sección ( $F_{ab} M_{2b}$  se presentan a una cierta altura de la columna y  $F_{as} M_{2s}$ , en un extremo). Sin embargo, por sencillez y en forma conservadora,  $M_{2b}$  se toma igual al momento en el extremo y se aplica la ecuación de  $M_c$ , tomando en cuenta que el momento máximo real amplificado no puede exceder de la suma indicada por dicha expresión. Los momentos  $M_b$  y  $M_s$  se toman en un mismo extremo de la columna. Se debe diseñar para el extremo más desfavorable, que por lo general es en el que actúan los momentos mayores. Otra posible condición desfavorable se tiene cuando la fuerza axial en la columna disminuye por efecto del sismo y la falla es en la zona de tensión. Si las dimensiones de la sección transversal ya están definidas, como sucede generalmente, la condición más desfavorable es la que conduce a una mayor cuantía de refuerzo.

En una estructura no restringida lateralmente, en general los momentos  $F_{ab} M_{2b}$  son significativos sólo cuando el movimiento lateral relativo de los extremos de la columna es pequeño (figura A). Si el movimiento lateral relativo de los extremos es grande (figura B), los momentos  $F_{ab} M_{2b}$  pierden importancia comparados con los causados por las fuerzas horizontales  $F_{as} M_{2s}$ . Lo anterior quiere decir que, en estructuras sin restricción lateral, el término  $F_{ab} M_{2b}$  usualmente tiene importancia sólo cuando se revisa bajo carga muerta y viva. En la revisión bajo carga muerta, viva y sismo, el término  $F_{ab} M_{2b}$  puede ser importante en columnas que por alguna razón sean más esbeltas que las restantes del entrepiso o que tengan más carga que éstas, o estén en ambas situaciones; si todas las columnas del entrepiso tienen esbeltez efectiva y carga del mismo orden, en esta revisión los momentos importantes son los  $F_{as} M_{2s}$ .



Influencia de la magnitud de la fuerza horizontal sobre la forma de la elástica

Al revisar si pueden despreciarse los efectos de esbeltez causados por las deformaciones debidas a las fuerzas verticales en estructuras no restringidas lateralmente sujetas sólo a fuerzas verticales, o a verticales y horizontales, si las fuerzas verticales solas no causan desplazamiento lateral apreciable, y, además, el pandeo que puedan provocar ocurre sin desplazamiento lateral, las longitudes efectivas de las columnas deben calcularse suponiendo que los extremos están restringidos lateralmente (fig.4.4a). Cuando las cargas verticales solas sí causan desplazamiento lateral apreciable, o el pandeo que originarían ocurre con desplazamiento lateral, las longitudes efectivas deben calcularse suponiendo que los extremos no están restringidos lateralmente (fig.4.4b). De hecho, la mencionada figura 4.4b sólo se usa cuando se investiga si pueden ignorarse los efectos de esbeltez debidos a fuerzas verticales que si causan desplazamiento lateral apreciable, o el pandeo que provocarán implique desplazamiento lateral (al comparar  $H'/r$  con 22). El factor  $F_{ab}$  se calcula suponiendo que los extremos de la columna están restringidos lateralmente, aunque sí haya movimiento lateral relativo entre ellos, por que sólo toma en cuenta el efecto de la curvatura con relación a la recta que unen los extremos de la columna.

La ecuación para  $F_{as}$  toma en cuenta el incremento en los momentos de los extremos de las columnas de un entrepiso causado por un desplazamiento lateral relativo entre los niveles que limitan el entrepiso; se obtiene de considerar el equilibrio de las columnas de un entrepiso.

Es decir,  $F_{as}$  sólo debe afectar a los momentos asociados a la fuerza cortante  $V$ . Afectar por  $F_{as}$  los momentos causados por cargas verticales que no causan desplazamiento lateral apreciable resulta innecesariamente conservador.

El factor de amplificación,  $F_{ab}$ , para momentos causados por fuerzas que no provocan desplazamiento lateral apreciable toma en cuenta los momentos adicionales causados por las deformaciones transversales de la columna en toda su altura, estando fijos lateralmente sus extremos.

La cantidad  $C_m$  es un factor correctivo menor que 1 que se aplica cuando el momento de primer orden no es constante a lo largo de la columna, es decir, cuando los momentos máximos de primer y de segundo orden no ocurren en la misma sección, como sucede en columnas con extremos restringidos lateralmente cuando  $M_1$  y  $M_2$  no son de igual magnitud y, sobre todo, cuando la pieza se deforma con curvatura doble. Esto último se refleja con el signo de  $0.4M_1/M_2$  que debe ser negativo cuando la curvatura es doble y positivo en caso contrario. Para calcular  $C_m$ , se aplica lo expuesto en b) acerca de  $M_1$ ,  $M_2$  y  $M_1/M_2$ .

Para valuar la carga crítica,  $P_c$ , se usa una rigidez modificada  $EI$  que es una fracción de la rigidez de la sección total no agrietada ( $E_c I_g$ ). El factor 0.4 toma en cuenta, aproximadamente, la no elasticidad del concreto y el agrietamiento. El factor  $1/(1+u)$  toma en cuenta el efecto de las deformaciones diferidas debidas al flujo plástico del material; interviene en el cálculo de  $F_{ab}$ , pero no en el de  $F_{as}$ .

La cantidad  $u$  es el cociente entre el máximo momento de diseño por carga muerta y el máximo momento de diseño debido a carga muerta más carga viva (no temos que no incluye las cargas accidentales).

Al calcular  $R$ , deben incluirse los efectos de la flexión general cuando ésta sea significativa.

El factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , resulta igual al factor de ductilidad sólo en el caso de estructuras ideales elastoplásticas sujetas a sismos de espectro de banda ancha, es decir, que no tengan período dominante definido. Las estructuras reales no son elastoplásticas y los movimientos del terreno en la zona blanda del Distrito Federal durante sismos intensos sí tienen período dominante bien definido.

#### e) Análisis de segundo orden

Este procedimiento consiste en obtener las fuerzas y momentos internos tomando en cuenta los efectos de las deformaciones sobre dichas fuerzas y momentos, así como la influencia de la carga axial en las rigideces. Se puede aplicar cualquiera que sea el valor de  $H'/r$ .

### IV.3.1.4 Factores de resistencia

Según se vio en el capítulo III, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción,  $R_r$ . Con las excepciones indicadas en las Normas, los factores de resistencia tendrán los valores siguientes:

- 0.9 Flexión
- 0.8 Cortante y torsión
- 0.8 flexocompresión, cuando el núcleo esté confinado con un zuncho que

cumpla con 4.2.4 (Normas), o con estribos que cumplan con los requisitos IV.3.3.3.4b), y también el elemento falle en tensión.

0.7 flexocompresión, cuando el núcleo no está confinado y la falla es en compresión.

0.7 Aplastamiento

Estas resistencias reducidas (resistencias de diseño) son las que, al dimensionar, se comparan con las fuerzas internas de diseño que se obtienen multiplicando las debidas a las cargas especificadas en el capítulo III, con los factores de carga allí indicados.

De esta sección se procura que en los factores de carga se tome en cuenta principalmente la variabilidad de las cargas, las incertidumbres en el análisis estructural y la importancia de la estructura. Con el  $F_R$  se toma en cuenta:

- a) La dispersión en las resistencias reales con referencia a las fórmulas, por ejemplo las resistencias de flexión tiene una dispersión menor que las resistencias a fuerza cortante.
- b) El grado de seguridad en cada fórmula, es decir, hay fórmulas que dan valores medios de la resistencia y hay otras que dan resultados inferiores.
- c) El tipo de falla que puede producirse; así, una falla por flexión es más bien dúctil y una por fuerza cortante es frágil.
- d) Las consecuencias de falla, por ejemplo la falla de una columna generalmente de mayor consecuencia que la de una losa o una viga.

En general, se busca que la probabilidad de falla sea menor en estructuras del grupo A o B1, en formas de falla frágil, y en elementos cuya falla implica la falla de otros.

## IV.3.2 Disposiciones complementarias para vigas y columnas

Las disposiciones de esta sección se cumplirán además de los requisitos generales de la sección IV.3.1 de este trabajo y las secciones 2 y 3 de las Normas.

### IV.3.2.1 Vigas

#### IV.3.2.1.1 Conceptos generales

El claro se considera a partir del centro del apoyo siempre que el ancho de éste no sea mayor que el peralte efectivo de la viga; en caso contrario, el claro se encuentra a partir de la sección que se halla a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo.

En el dimensionamiento de vigas continuas monolíticas con sus apoyos puede usarse el momento en el paño del apoyo.

Para calcular momentos flexionantes en vigas que soporten losas de tableros rectangulares, se puede tomar la carga tributaria de la losa como si estuviera uniformemente repartida a lo largo de la viga.

La definición que aquí se da tocante al claro se refiere en realidad a vigas libremente apoyadas. Cuando la viga es monolítica con sus apoyos, el claro se considera como la distancia libre entre paños de apoyos.

En el cálculo de fuerzas cortantes de vigas de más de 3 m de claro que reciben cargas de losa con distribución notoriamente distinta de la uniforme, debe tomarse en cuenta esta circunstancia; tal es el caso de vigas grandes que soportan tableros cuadrados de losas, pues en ellas la carga proveniente de la losa tiene una distribución más bien semejante a la triangular, y, aunque la fuerza cortante máxima es la misma que la que resultaría de suponer distribución uniforme, a lo largo de la viga se obtienen fuerzas cortantes mayores.

### IV.3.2.2 Columnas

#### IV.3.2.2.1 Geometría

La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 20 cm. En su caso, se respetará la dimensión mínima de IV.3.3.3.1.

#### IV.3.2.2.2 Refuerzo mínimo y máximo

La relación entre el área de refuerzo vertical y el área total de la sección no será menor que  $20/f_y$  ( $f_y$  en  $\text{kg/cm}^2$ ), ni mayor que 0.06. El número mínimo de barras será seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares.

Esta parte de las Normas tiene como propósito especificar un mínimo para el refuerzo longitudinal con la intención de suministrar una cierta resistencia a flexión y evitar que, por efecto del flujo plástico del concreto, el refuerzo llegue a fluir bajo cargas sostenidas de servicio. Un límite máximo es necesario para que el concreto pueda colarse sin dificultades excesivas, y para que el costo no aumente demasiado por el mayor consumo de acero.

#### IV.3.2.2.3 Requisitos para el refuerzo transversal en columnas

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso, y debe cumplir con los requisitos mínimos de los párrafos siguientes. Además, en los tramos donde se prevean articulaciones plásticas no será inferior a lo indicado en IV.3.2.5.

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que  $850/\sqrt{f_y}$  veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete ( $f_y$ , en  $\text{kg/cm}^2$ , es el esfuerzo de fluencia de las barras longitudinales), 48 diámetros de la barra del estribo, ni que la mitad de la menor dimensión de la columna. La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que la dimensión transversal máxima de la columna, un sexto de su altura libre, ni que 60 cm, arriba y abajo de cada unión de columna con trabes y losas, medida a partir del respectivo plano de intersección. En los nudos se aplicará lo indicado en IV.3.2.2.4.

Los estribos se dispondrán de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tengan un soporte lateral suministrado por el doblez de un estribo con un ángulo interno no mayor de  $135^\circ$ . Además, ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 15 cm de una barra soportada lateralmente. Cuando 6 o más varillas estén repartidas uniformemente sobre una circunferencia, se pueden usar anillos circulares rematados como se especifica en 3.1.3 (Normas) o con suficiente traslape para desarrollar su esfuerzo de fluencia; también pueden usarse zunchos cuyos traslapes y anclajes cumplan con los requisitos de 4.2.4 (Normas).

La fuerza de fluencia que pueda desarrollar la barra de un estribo o anillo no será menor que seis centésimas de la fuerza de fluencia de la mayor barra o el mayor paquete longitudinales que restringe. Los estribos rectangulares se rematarán de acuerdo con 3.1.3 (Normas).

Para dar restricción lateral a barras que no sean de esquina, pueden usarse grapas formadas por barras rectas cuyos extremos terminen en un doblez a  $135^{\circ}$  alrededor de la barra o paquete restringido, seguido de un tramo recto con longitud no menor que 10 diámetros de la barra de la grapa. Las grapas se colocarán perpendiculares a las barras o paquetes que restringen y a la cara más próxima del miembro en cuestión. La separación máxima de las grapas se determinará con el criterio prescrito antes para estribos.

La intensión de esta sección en cuanto a la reducción de la separación de estribos cerca de los nudos es aumentar la ductilidad de la columna en esas zonas, que son críticas bajo sismo.

#### **IV.3.2.2.4 Detalles del refuerzo en intersecciones con vigas o losas.**

El refuerzo transversal de una columna en su intersección con una viga o losa debe ser el necesario para resistir las fuerzas internas que ahí se produzcan, pero su espaciamiento no será mayor y su diámetro no será menor que los usados en la columna en las secciones próximas a dicha intersección.

Si la intersección es excéntrica, en el dimensionamiento y detallado de la conexión deben tomarse en cuenta las fuerzas cortantes, los momentos y torsiones causados por la excentricidad.

Cuando un cambio de sección de una columna obliga a doblar sus barras longitudinales en una junta, la pendiente de la porción inclinada de cada barra respecto al eje de la columna no excederá de 1 a 6. Las porciones de las barras por arriba y por debajo de la junta serán paralelas al eje de la columna. Además deberá proporcionarse refuerzo transversal adicional al necesario por otros conceptos, en cantidad suficiente para resistir una y media veces el componente horizontal de la fuerza axial que pueda desarrollarse en cada barra, considerando en ella el esfuerzo de fluencia.

### **IV.3.2.3 Losas**

#### **IV.3.2.3.1 Disposiciones generales para losas**

Además de los métodos semiempíricos de análisis propuestos a continuación para distintos casos particulares, puede utilizarse cualquier otro procedimiento reconocido. Es admisible aplicar la teoría de líneas de fluencia, o cualquier otra teoría basada en el análisis al límite, siempre que el comportamiento bajo condiciones de servicio resulte adecuado en cuanto a deflexión y agrietamiento.

Si, a parte de soportar cargas normales a su plano, la losa tiene que transmitir a marcos, muros u otros elementos rigidizantes fuerzas apreciables contenidas en su plano, estas fuerzas deben tomarse en cuenta en el diseño de la losa.

Las nervaduras de losas encasetonadas se dimensionarán como vigas.

#### **IV.3.2.3.2 Losas encasetonadas**

Las losas encasetonadas, sean planas o perimetralmente apoyadas, en que la distancia centro a centro entre nervaduras no sea mayor que un sexto del cla-

ro de la losa paralelo a la dirección en que se mide la separación de las nervaduras, se pueden analizar como si fueran macizas, con los criterios que anteceden y lo indicado en IV.3.4.

En cada caso, de acuerdo con la naturaleza y magnitud de la carga que vaya a actuar, se revisará la resistencia a cargas concentradas de las zonas comprendidas entre nervaduras. Como mínimo, se considerará una carga concentrada de 1000 kg en una área de 10x10 cm actuando en la posición más desfavorable.

#### IV.3.2.4 Diafragmas y elementos a compresión de contraventeos

Los requisitos de esta sección se aplican a diafragmas, como sistemas de piso o techo, y a puntales y diagonales a compresión de sistemas que transmitan fuerzas inducidas por los sismos.

En sistemas de piso o techo prefabricados, puede funcionar como diafragma un firme colado sobre los elementos prefabricados a condición de que se dimensionen de modo que por sí solo resista las acciones de diseño que actúan en su plano. El espesor del firme no será menor que 6 cm, si el claro mayor de los tableros es de 6 m o más. En ningún caso será menor que 3 cm. Deben colocarse casetones que impidan que el firme se separe de los elementos prefabricados.

Los diafragmas a que se refiere esta sección se dimensionarán con los criterios para vigas comunes o vigas diafragma incluidas en las Normas, según su relación claro a peralte. En cuanto a refuerzo mínimo por fuerza cortante, se aplicará lo que se indica en 4.5.2c (Normas) para muros con cargas en su plano. Asimismo, se aplicará lo dispuesto para muros en 4.5.2 (Normas) en lo que se refiere al uso de elementos de refuerzo en los bordes y en lo referente a aberturas. Los elementos extremos de diafragmas se dimensionarán para la suma de la compresión directa que actúe y la debida al momento que obre en la sección, la cual puede obtenerse dividiendo el momento entre la distancia que separa los ejes de los elementos extremos.

Debe comprobarse que sea adecuada la transmisión de las fuerzas sísmicas entre el diafragma horizontal y los elementos verticales destinados a resistir las fuerzas laterales. En particular, se revisará el efecto de aberturas en el diafragma en la proximidad de muros de rigidez y columnas.

Los elementos a compresión de diafragmas horizontales y de armaduras verticales así como las diagonales de contraventeo, sujetos a esfuerzos de compresión mayores que  $0.2 f'c$ , contarán en toda su longitud con el refuerzo transversal mínimo que se indica en IV.3.3.3.4 para elementos a flexocompresión. Este esfuerzo puede interrumpirse en las zonas donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que  $0.15 f'c$ . Los esfuerzos se valuarán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de las secciones brutas de los miembros considerados.

#### IV.3.2.5 Articulaciones plásticas en vigas, columnas y arcos

Cuando por usar análisis límite, o por alguna otra razón, deban preverse articulaciones plásticas en vigas, columnas o arcos de concreto reforzado, se cumplirán los requisitos de las zonas confinadas de vigas y columnas de marcos dúctiles indicados en IV.3.3, en la porción del elemento que se halle a una distancia igual a dos peraltes efectivos ( $2d$ ) de toda sección donde se su ponga, o el análisis indique que se va a formar una articulación plástica. (Si la articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes efectivos se tomarán a cada lado de dicha sección).

Si la articulación en una viga se forma al paño de una columna sin que lle gue otra viga a la cara opuesta de la columna, los refuerzos superior e infe-

rior de la viga deben prolongarse hasta la cara más lejana del núcleo de la columna y su anclaje cumplirá con los requisitos de IV.3.3.4.4.

En estructuras formadas por vigas y columnas se procurará que las articulaciones plásticas se formen en las vigas.

Los requisitos de esta sección están encaminados a garantizar una cierta capacidad de giro en las secciones donde se supongan articulaciones plásticas. Sin embargo, debe advertirse que cuando se analice al límite considerando mecanismos de colapso, en algunos casos la capacidad de rotación puede ser insuficiente.

### IV.3.3 Marcos dúctiles en estructuras de concreto

#### IV.3.3.1 Requisitos generales para marcos dúctiles de concreto

Los requisitos de esta sección se aplican a marcos colados en el lugar diseñados por sismo con un factor  $Q = 4$ . También se aplican a los marcos de estructuras coladas en el lugar diseñadas con  $Q = 4$ , formadas por marcos y muros de concreto reforzado que cumplan con 4.5.2 (Normas), incluyendo el b) de esa sección, o marcos y contravientos que cumplan con IV.3.2.4, en las que la fuerza cortante resistida por los marcos sea por lo menos 50% de la total, y, asimismo, a los marcos de estructuras coladas en el lugar, diseñadas con  $Q = 3$  y formadas por marcos y muros o contravientos que cumplan con 4.5.2 (Normas), incluyendo b), o IV.3.2.4, en las que la fuerza cortante resistida por los marcos sea menor que el 50% de la total. En todos los casos anteriores, los requisitos se aplican también a los elementos estructurales de la cimentación. En lo referente a los valores de  $Q$ , debe cumplirse además, con IV.2.4.

Sea que la estructura esté formada sólo de marcos o de marcos y muros o contravientos, ningún marco se diseñará para resistir una fuerza cortante horizontal menor del 25% de la que le correspondería si trabajara aislado del resto de la estructura.

La resistencia especificada,  $f'_c$ , del concreto no será menor de 200 kg/cm<sup>2</sup>.

Las barras de refuerzo serán corrugadas de grado no mayor que el 42 y cumplirán con los requisitos de las normas NOM-B457 y NOM-B6. Además, las barras longitudinales de vigas y columnas deberán tener fluencia definida, bajo un esfuerzo que no exceda al esfuerzo de fluencia especificado en más de 1300 kg/cm<sup>2</sup>, y su resistencia real debe ser por lo menos igual a 1.25 veces su esfuerzo real de fluencia.

Se aplicarán las disposiciones de las Normas de estructuras metálicas que no se vean modificadas por el capítulo 5 (Normas).

Abundando en estos requisitos, se entiende por marcos dúctiles una estructura monolítica formada por columnas y vigas que bajo la acción de un sismo intenso es capaz de soportar una serie de ciclos de comportamiento inelástico, sin menoscabo significativo de su capacidad de carga. Lo anterior se logra si en el marco puede formarse un mecanismo de falla en el que las zonas que funcionan como articulaciones plásticas poseen una considerable capacidad de giro ante acciones repetidas. La razón principal de usar estructuras dúctiles es que permiten ser diseñadas para resistencias menores que las que requerirían en un cierto sitio estructuras de comportamiento elástico. Esto ocurre así entre otros motivos, por la energía que durante un sismo disipa el marco dúctil en los ciclos histeréticos. Pero se debe estar consiente de que bajo sismo extraordinarios son de esperarse daños estructurales, principalmente en las vigas, que requerirán quizá de reparaciones de costo no despreciable; de manera que los responsables del proyecto y el propietario tienen que elegir entre usar el nivel de seguridad suministrado por el Reglamento y sus Normas para

marcos dúctiles, o aumentar el costo inicial de las estructuras para disminuir el riesgo de daños futuros.

La capacidad de giro en las articulaciones plásticas se logran limitando la cuantía de refuerzo a tensión y suministrando confinamiento lateral al concreto por medio de estribos cerrados o zunchos suficientemente resistente y próximos entre sí. El confinamiento lateral hace que aumente la capacidad de deformación longitudinal de compresión del concreto tanto directa como por flexión y, por tanto, que se incremente la capacidad de giro.

Las fallas no dúctiles, como las debidas a fuerza cortante o a menoscabo en la adherencia, se restringen mediante el uso del acero con fluencia definida. Si el acero fluye bajo una cierta fuerza, quedan acotados los esfuerzos de adherencia y los momentos flexionantes; indirectamente también quedan acotadas las fuerzas cortantes. El obtener un comportamiento aceptablemente estable bajo cargas cíclicas, como las que imponen los sismos, se propicia manteniendo bajo los esfuerzos cortantes en los elementos del marco.

En general, los requisitos del capítulo 5 (Normas) están encaminados a lograr, mediante requisitos de detalles de refuerzo y dimensiones, que el comportamiento de marco esté regido por el giro inelástico por flexión en las zonas que se consideran articulaciones plásticas sin que se presente antes otro tipo de fallas, y que soporte ciclos de carga impuestos por sismos intensos.

De acuerdo con el criterio general adoptado en el artículo 207 de Reglamento y la sección IV.2.4, a los edificios formados por marcos dúctiles les corresponde un factor de comportamiento sísmico,  $Q = 4$ . También puede aplicarse este valor cuando se usan marcos y muros o contravientos, con tal que la fuerza sísmica resistida por los marcos en cada entrepiso sea por lo menos el 50% de la total. Se admite así porque, aunque el muro tiene menos capacidad que un marco para deformarse sin fallar, en una estructura formada por marcos dúctiles y muros, si llegan a fallar éstos, los marcos representan una segunda defensa que puede evitar el derrumbe de la construcción.

Para revisar el requisito de que en cada entrepiso los marcos sean capaces de resistir al menos el 50% de la fuerza cortante actuante, puede procederse en la forma siguiente:

- a) Analícese la estructura y determínese las fuerzas cortantes que actúan en las columnas.
- b) Si en cada entrepiso la suma de las fuerzas cortantes que actúan en las columnas que forman marcos al suponer que no existen los muros es al menos el 50% de la fuerza cortante total de ese entrepiso, se acepta que se cumple el requisito.

Este proceder se justifica por que al dimensionar se suministra a esos marcos por lo menos el 50% de la resistencia necesaria de entrepiso.

Si al aplicar el procedimiento anterior no se cumple con el requisito, puede recurrirse al criterio general que consiste en comprobar que los marcos solos suponiendo que los muros han fallado, son capaces de resistir en cada entrepiso al menos el 50% de la fuerza cortante actuante. Para esto, se analizan los marcos sin los muros bajo el 50% de las fuerzas laterales totales y se diseñan para que lo resistan; o bien se diseña la estructura, incluyendo los muros, y después se revisa que la resistencia de los marcos solos cumpla con el requisito. Esta última forma es más laboriosa.

En cuanto a la condición 3 para usar  $Q = 4$  que aparece en IV.2.4, en el sentido de que el mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiera en más de 35% del promedio de dicho cociente para todos los entrepisos, puede suponerse que la resistencia de un

entrepiso corresponde al mecanismo que en él se forme con articulaciones plásticas en los extremos de las columnas y que la resistencia del muro es la que tiene a fuerza cortante en el entrepiso. Este procedimiento sobrestima la resistencia de entrepiso, particularmente en edificios donde las articulaciones en las vigas y no en las columnas y el muro de concreto falle por flexión en su base. Sin embargo, se justifica hacerlo así por que la intención del requisito es evitar que haya discontinuidades importantes en las resistencias de los entrepisos y no interesa tanto el valor real de esas resistencias, sino sus valores relativos. No vale la pena tratar de valuar la resistencia real de entrepiso, pues cuando no se forma un mecanismo en el entrepiso que se trata sino que el mecanismo de falla del edificio está definido por articulaciones en las vigas, el concepto de resistencia de entrepiso pierde un tanto su significado. Si se deseara calcularla, debería ser la fuerza cortante que actúa en ese entrepiso cuando se forma el mecanismo de falla general del edificio. Lo anterior se complica aun más cuando existen muros de concreto para sismo.

Una de las características de un marco que influyen en su comportamiento y resistencia es la resistencia relativa entre columnas y vigas. La tendencia actual es propiciar que las columnas sean más resistentes en flexión que las vigas, a fin de evitar las fallas laterales de entrepiso por la formación de articulaciones plásticas en los extremos de las columnas; esto es, se llega a una estructura en que el mecanismo de falla ocurre por la formación de articulaciones inelásticas en las vigas y donde las columnas permanecen de hecho en la zona elástica excepto en sus bases.

El requisito de que los marcos que se diseñen con  $Q = 4$  sean monolíticos colados en el lugar se debe a que los detalles que se especifican están basados en ensayos realizados en especímenes monolíticos.

Es importante revisar que se cumplan, además, todos los requisitos que para usar  $Q = 4$  se indican en las Normas sísmicas, y que no se mencionan en las Normas.

La condición de que cada marco debe resistir al menos el 25% de la fuerza horizontal que le correspondería si estuviera aislado prevé la posibilidad de que el sistema de piso no transmita adecuadamente las fuerzas de inercia a los elementos verticales más rígidos, por ejemplo por que se dañe durante un sismo violento. También toma en cuenta imprecisiones en el cálculo de las rigideces laterales de muros y columnas que puedan hacer pensar que algún marco toma menos fuerza lateral que la que en realidad le corresponde.

Se pide que la resistencia especificada,  $f'_c$ , del concreto no sea menor que  $200 \text{ kg/cm}^2$ , debidos al efecto desfavorable que sobre la curva en la falla tiene el disminuir  $f'_c$ : en una sección rectangular que tiene un cierto refuerzo, la profundidad del eje neutro en la falla es  $c = A_s f_y / 0.8 b f'_c$ ; al disminuir  $f'_c$  aumenta  $c$  y la curvatura disminuye.

El uso de refuerzo longitudinal que no fluya o que fluya bajo un esfuerzo considerablemente mayor que el utilizado al dimensionar puede conducir a fallas frágiles por fuerza cortante o por adherencia. Estos tipos de falla deben evitarse aunque ocurran bajo cargas mayores que las de diseño, de aquí el primer requisito que se pide para el refuerzo longitudinal de vigas y columnas. También es necesario que el esfuerzo real de fluencia del refuerzo de las vigas no exceda demasiado al de cálculo, para que efectivamente se mantenga la tendencia a que las articulaciones plásticas se formen en las vigas y no en las columnas.

El otro requisito relativo al acero de refuerzo pide que después de la fluencia el material tenga endurecimiento por deformación, de características tales que la resistencia real sea al menos 1.25 veces el esfuerzo real de

fluencia. Considerando el caso extremo de que el acero fluyera y no tuviera endurecimiento por deformación, la fluencia ocurriría sólo en la sección de momento máximo y de hecho no se formaría una zona que trabajara como articulación plástica, sino que la deformación del acero se concentraría en unos cuantos milímetros y rápidamente ocurrirá su fractura, originando una falla frágil. Si el acero tiene endurecimiento por deformación, al llegar su deformación a la zona de endurecimiento el momento en la sección de momento máximo aumenta y también lo hacen los momentos en las secciones vecinas, con lo que la fluencia del acero se propaga y se forma una articulación plástica. El requisito de las Normas tiende a asegurar que la fluencia ocurra en una cierta longitud, y lograr así una cierta capacidad de giro inelástico en esa zona.

#### IV.3.3.2 Miembros a flexión en estructuras de concreto

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajen esencialmente a flexión. Se incluyen vigas y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas,

$$P_u \leq 0.1 A_g f'_c$$

##### IV.3.3.2.1 Requisitos geométricos para miembros a flexión

- El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo.
- En sistemas de viga y losa monolíticas, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30.
- La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 3.
- El ancho de la viga no será menor de 25 cm, ni excederá el ancho de las columnas a las que llega.
- El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un 1/10 de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

En esta parte se pide que la relación-claro peralte no sea menor que 4 por que bajo acciones repetidas el comportamiento de vigas peraltadas que no cumplan con el requisito es más desfavorable que el de las vigas esbeltas.

Los requisitos que limitan las relaciones del ancho de una viga con la longitud no soportada lateralmente y con su peralte tiene la intención de evitar el pandeo lateral.

Los extremos de las vigas normalmente están bajo flexión negativa y la zona comprimida es rectangular. Bajo acciones repetidas es probable que se desprenda el recubrimiento y sólo se cuente con el concreto contenido dentro de los estribos; por esta razón se requiere un ancho mínimo de 25 cm. Se pide que el ancho de la viga no sea mayor que el de la columna, para hacer lo más eficiente posible la transmisión de momento entre viga y columna.

El propósito de la última condición geométrica para vigas es evitar momentos adicionales importantes en las columnas, causadas por excentricidad de la carga vertical y que normalmente no se toman en cuenta en el análisis.

##### IV.3.3.2.2 Refuerzo longitudinal para miembros a flexión

En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho el área de refuerzo no será menor que

fy

y constará de por lo menos dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro (#4). El área de acero a tensión no excederá del 75% de la correspondiente a la falla balanceada de la sección.

El momento resistente positivo en la unión con un nudo no será menor que la mitad del momento resistente negativo que se suministre en esa sección. En ninguna sección a lo largo del miembro el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que se tenga en los extremos.

En las barras para flexión se permiten traslapes sólo si en la longitud del traslape se suministra refuerzo transversal de confinamiento (refuerzo helicoidal o estribos cerrados): el paso o la separación de este refuerzo no será mayor que  $0.25d$ , ni que 10 cm. Las uniones por traslape no se permitirán en los casos siguientes: a) dentro de los nudos, b) en una distancia de dos veces el peralte del miembro medida desde el paño del nudo, y c) en aquellas zonas donde el análisis indique que se formarán articulaciones plásticas.

Con el refuerzo longitudinal pueden formarse paquetes de dos barras cada uno.

Se permiten uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, que cumplan con los requisitos de 3.9 (Normas), a condición de que en toda sección de unión cuando mucho se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 60 cm en la dirección longitudinal del miembro.

En esta parte, el primer requisito va encaminado a no dejar alguna sección con posibilidad de falla frágil por flexión de uno u otro signo; esto último en vista de las incertidumbres en el análisis, la posible ocurrencia de hundimientos diferenciales de apoyos, o acortamiento diferenciales en columnas a corto o a largo plazo, todo lo cual usualmente no se considera en el análisis, y también en vista de la posibilidad de que el sismo sea más intenso que lo previsto y haga que cambien los signos de los momentos.

El refuerzo mínimo obliga a que el momento resistente de la sección agrietada sea al menos 1.5 veces mayor que el momento bajo el cual se agrieta la viga, con lo que se evita que ésta falle bruscamente al agrietarse. La exigencia de que sean por lo menos dos barras en cada lecho se refiere más bien a la necesidad de ellas por razones de construcción. Se sugiere que la cuantía no exceda de 0.025 a fin de evitar congestión de las barras de refuerzo y de limitar, indirectamente, la fuerza cortante que puede generarse en la viga.

Se pide que en la unión con un nudo el momento resistente positivo de una viga sea por lo menos igual a la mitad del momento resistente negativo que se tenga en esa sección, para prever la posibilidad de que aunque el análisis no lo indique, el momento positivo debido al sismo exceda al negativo causado por las cargas verticales. Esta situación puede verse propiciada por hundimientos diferenciales, o acortamientos diferenciales de las columnas. Además, el acero longitudinal en el lecho inferior tiene el efecto favorable de que bajo momento negativo ayuda al concreto a tomar las compresiones. El riesgo de que se invierta el signo del momento flexionante en los extremos de las vigas de un marco es mayor si los claros son pequeños.

Es necesario que en las uniones por traslape se suministre refuerzo helicoidal o estribos cerrados, debido a la posible caída del recubrimiento lo que disminuiría la adherencia de las barras y debilitaría la unión traslapada. Las uniones traslapadas no se permiten en zonas donde se prevén articulaciones plásticas, pues no son confiables bajo deformaciones cíclicas inelásticas.

En un paquete de dos barras es pequeño el menoscabo en la adherencia con el concreto. Debe buscarse que los esfuerzos de adherencia entre refuerzo y concreto sean pequeños, ya que el deterioro de la adherencia bajo acciones cíclicas es una de las causas de la pérdida de rigidez de elementos y nudos de concreto reforzado bajo sismo.

De los requisitos que han de satisfacer las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, se hace hincapié en el que pide que resistan al menos 1.25 veces la fuerza de fluencia de las barras que unen.

Al definir el diámetro la cantidad y la distribución del refuerzo longitudinal de vigas, debe tenerse presente la facilidad de construcción, en particular respecto a las barras que llegan a las uniones con las columnas.

#### ***IV.3.3.2.3 Refuerzo transversal para confinamiento***

Se suministrarán estribos cerrados de al menos 7.9 mm de diámetro (#2.5) que cumplan con los requisitos de los párrafos que siguen en las zonas siguientes: a) en cada extremo del miembro sobre una distancia de dos peraltes medida a partir del paño del nudo, b) en la porción del elemento que se halle a una distancia igual a dos peraltes ( $2h$ ) de toda sección donde se suponga, o el análisis indique, que se va a formar una articulación plástica (si la articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes se tomarán a cada lado de la sección).

El primer estribo se colocará a no más de 5 cm de la cara del miembro de apoyo. La separación de los estribos no excederá ninguno de los valores siguientes: a)  $0.25d$ , b) 8 veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada, c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo, y d) 30cm.

Los estribos a que se refiere esta sección deben ser cerrados, de una pieza, y deben rematar en una esquina con dobleces de  $135^{\circ}$ , seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblez cumplirán con los requisitos de 3.8 (Normas). La localización del remate del estribo debe alternarse de uno a otro.

En las zonas definidas por el primer párrafo de esta sección, las barras longitudinales de la periferia deben tener soporte lateral que cumpla con IV.3.2.2.3.

Fuera de las zonas definidas en el primer párrafo de esta sección, la separación de los estribos no será mayor que  $0.5d$  a todo lo largo. En toda la viga la separación de estribos no será mayor que la requerida por fuerza cortante.

En esta sección, el refuerzo que se pide es para confinar el concreto en las zonas de articulaciones plásticas, a fin de aumentar su capacidad de deformarse sin fallar y de resistir acciones cíclicas. También tiene la función de restringir lateralmente al acero longitudinal que pueda trabajar a compresión. El diámetro del refuerzo para confinar estará de acuerdo con el tamaño de la viga. Como guía, se sugiere usar barras #2.5 en vigas con peralte de hasta 50 o 60 cm, #3 con peraltes de hasta 80 o 90 cm, y #4 o más gruesas para peraltes mayores.

El requisito relativo a las barras longitudinales de la periferia en las zonas de articulaciones plásticas significa que las barras de esquina y que una de cada dos consecutivas deben tener el soporte lateral como se indica en IV.2.3, y que ninguna barra no soportada lateralmente debe distar, a cada lado más de 15 cm (libres) de una barra sí soportada.

#### **IV.3.3.2.4 Requisitos para fuerza cortante en miembros a flexión**

Los elementos que trabajan principalmente a flexión se dimensionarán de manera que no se presente falla por cortante antes que puedan formarse las articulaciones plásticas en sus extremos. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro entre caras de apoyos; se supondrá que en los extremos actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, sin factores de reducción, y con el esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a  $1.25f_y$ . A lo largo del miembro actuarán las cargas correspondientes multiplicadas por el factor de carga.

Como opción puede dimensionarse con base en la fuerza cortante de diseño obtenida del análisis, si al factor de resistencia,  $F_R$ , se le asigna un valor de 0.6, en lugar de 0.8.

En las zonas donde la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según los párrafos anteriores, se desprejiciará la contribución del concreto en la resistencia a fuerza cortante, al calcular el refuerzo transversal por este concepto. En el refuerzo para fuerza cortante puede incluirse el refuerzo de confinamiento indicado en IV.3.3.2.3.

El refuerzo para fuerza cortante estará formado por estribos verticales cerrados de una pieza, de diámetro no menor que 7.9 mm (#2.5), rematados como se indica en IV.3.3.2.3.

#### **IV.3.3.3 Miembros a flexocompresión**

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño,  $P_u$ , sea mayor que  $A_g f'_c/10$ .

##### **IV.3.3.3.1 Requisitos geométricos para miembros a flexocompresión**

- La dimensión transversal mínima no será menor que 30 cm.
- El área  $A_g$ , no será menor que  $P_u/0.5f'_c$  para toda combinación de carga.
- La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4.
- La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.

En esta sección, los miembros a flexocompresión con carga axial pequeña ( $P_u < A_g f'_c/10$ ) se tratan como vigas.

Las razones para pedir un mínimo en la dimensión transversal de una columna son las siguientes:

- a) Hacerlas menos vulnerables a errores constructivos, a impactos accidentales y a excentricidades accidentales de otra índole.
- b) facilitar la colocación del refuerzo y del concreto, así como lograr cumplir con los recubrimientos necesarios sin disminuir demasiado la relación del área del núcleo al área transversal total.

La intención de que el área de la sección transversal sea al menos igual a  $P_u/0.5f'_c$  es garantizar una cierta capacidad de giro en zonas de la columna donde llegaren a formarse articulaciones plásticas. La capacidad de giro inelástico en una columna aumenta al disminuir la relación  $P_u/A_g f'_c$ .

Se pide que la relación entre la dimensión transversal de la columna y la menor no exceda de 2.5, para que el elemento siga siendo propiamente una columna y no pase a tener características de muro con el consiguiente problema del pandeo lateral.

Para evitar que los efectos de esbeltez lleguen a ser causa de una disminución significativa de la ductilidad general de la estructura, a las disposiciones de IV.3.1.3.2 se adiciona el requisito de que la relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no exceda de 15.

#### IV.3.3.3.2 Resistencia mínima a flexión en columnas

Las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la condición siguiente:

$$\Sigma M_e > 1.5 \Sigma M_g$$

$\Sigma M_e$  es la suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan a ese nudo, referidas al centro del nudo.

$\Sigma M_g$  es la suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan al nudo, referidos al centro de éste.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

Al calcular la carga axial de diseño para la cual se valúe el momento resistente,  $M_c$ , de una columna, la fracción de dicha carga debida al sismo se tomará igual al doble de la calculada, cuando conduzca a un momento resistente menor. En tal caso, la columna se dimensionará tomando en cuenta el incremento de carga mencionado. El factor de resistencia por flexocompresión se tomará igual a 0.8.

Como opción, las columnas podrán dimensionarse con los momentos y fuerzas axiales de diseño obtenidos del análisis, si el factor de resistencia por flexocompresión se le asigna el valor 0.6.

Las Normas en esta parte tratan de disminuir las probabilidades de que se presente fluencia en las columnas y, por tanto, de que se forme un mecanismo de falla lateral en algún entrepiso. El requisito que se establece propicia la formación de un mecanismo de falla definido por articulaciones plásticas en las vigas y en la base de la columna. Bajo un mismo sismo, la demanda de giro en las articulaciones del segundo mecanismo es menor que la demanda de giro de las articulaciones de un mecanismo de falla de entrepiso, a causa de que en éste último la disipación de energía sólo ocurre en las articulaciones plásticas de los extremos de las columnas del entrepiso que falla, en tanto que en el otro se disipa en un número mayor de articulaciones distribuidas en todo el edificio. Por otra parte, la capacidad de giro de una articulación formada en una viga es mayor que la de aquella que se forma en una columna, a causa de la carga axial. Además, y en particular si la falla lateral de entrepiso ocurre en la zona baja de la estructura, aumenta la importancia de los momentos de segundo orden en las columnas del entrepiso dañado, con el consiguiente incremento en el riesgo de derrumbe brusco del edificio. Lo anterior significa que una estructura donde las articulaciones se formen en las vigas y no en las columnas tiene más probabilidades de sobrevivir bajo un sismo de intensidad extraordinaria que otra en donde la fluencia ocurra en las columnas de un entrepiso y en él se forme un mecanismo de falla lateral.

Debe hacerse hincapié en que la importancia de que no se formen articulaciones plásticas en las columnas es mayor en los primeros entrepisos de edifi-

cios altos. En edificios de uno o dos niveles, o en los últimos pisos de edificios de más altura, se puede ser menos estricto en este aspecto. Asimismo, en un cierto caso podría admitirse fluencia en algunas columnas de un entrepiso a condición de que las restantes del entrepiso permanezcan elásticas e impidan la formación de un mecanismo de falla lateral.

En rigor, no es posible asegurar que no se formen zonas inelásticas en las columnas, por lo que se debe suministrar en sus extremos el refuerzo de confinamiento indicado en IV.3.3.3.4. Una causa que puede provocar la plastificación de las columnas es la sobre resistencia en flexión de las vigas originada por el endurecimiento por deformación del acero de refuerzo y por la contribución del refuerzo de la losa al momento resistente negativo. También puede propiciar la formación de un mecanismo de falla lateral en un entrepiso la presencia de muros divisorios de cierta resistencia en los entrepisos adyacentes, cuando el entrepiso considerado no cuenta con esos elementos.

Se pide incrementar 70% la carga axial debida al sismo para prever que la fuerza sísmica horizontal exceda de la obtenida dividiendo el coeficiente sísmico entre el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , igual a 4. Una de las razones para dividir entre  $Q$  es el supuesto comportamiento elastoplástico de la estructura, pero éste se ve afectado por la sobrerresistencia de las vigas, la presencia de muros y por la no simultaneidad en la formación de las articulaciones plásticas, todo lo cual conduce a que la fuerza lateral que toma el edificio sea creciente con la deformación lateral, y, por consiguiente, a que aumente los momentos de volteo y las cargas axiales en las columnas, incremento que no se toma en cuenta en el análisis. El incremento es particularmente importante en las columnas de los primeros entrepisos de edificios altos y esbeltos.

Con el procedimiento optativo ( $F_R = 0.6$ ) se pretende obtener resultados equivalentes, esto es, tender a evitar la formación de mecanismo de falla lateral de entrepiso.

Si se forma el mecanismo definido por articulaciones en las vigas y en las base de las columnas de planta baja, la falla de la estructura estará regida por la falla de las bases de las columnas, de aquí que resulte esencial que esas zonas cuenten con el adecuado refuerzo transversal de confinamiento, el cual les aumentará la capacidad de giro y permitirá que soporten más ciclos de acciones sísmicas sin perder su capacidad de carga vertical.

#### **IV.3.3.3.3 Refuerzo longitudinal para miembros a flexocompresión**

La cuantía de refuerzo longitudinal,  $p$ , será  $0.01 < p < 0.04$ . Sólo se permitirá formar paquetes de dos barras.

El traslape de barras longitudinales sólo se permite en la mitad central del elemento; estos traslapes deben cumplir con 3.9(Normas). Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, que cumplan con los requisitos de 3.9, pueden usarse en cualquier localización con tal que en una misma sección cuando más se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 60 cm en la dirección longitudinal del miembro.

El refuerzo longitudinal cumplirá con las disposiciones de IV.3.2.2. que no se vean modificadas por este inciso.

El límite inferior para la cuantía de refuerzo longitudinal aquí indicado tiene el propósito de evitar que dicho refuerzo fluya en compresión a causa del flujo plástico (creep) del concreto. Al deformarse el concreto con el tiempo, va transfiriendo su carga al acero de refuerzo el cual puede llegar a fluir en compresión si su cuantía es muy pequeña; la columna se iría acortan-

do al paso del tiempo y se crearían esfuerzos y deformaciones no previstas en las vigas y en otras columnas. Otra razón para establecer una cuantía mínima de refuerzo longitudinal es suministrar una cierta resistencia a flexión.

El límite superior para la cuantía de refuerzo longitudinal es en esencia para evitar que se congestione el refuerzo, particularmente en las intersecciones con las vigas. Si el refuerzo es excesivo, se dificultan su colocación y el colado del concreto.

Se limitan a dos el número de barras por paquete a fin de disminuir el riesgo de fallas de adherencia en la columna y en especial en las intersecciones con las vigas. Por otra parte, se logra un mejor confinamiento del concreto del núcleo si las barras longitudinales están distribuidas en la periferia que si se concentran en paquetes. Esta disposición tiende a dejar fuera de uso la práctica anterior de concentrar la mayor parte del refuerzo longitudinal en las esquinas que, si bien aumenta la resistencia en flexión, propicia problemas de adherencia y de menoscabo en el confinamiento.

Al igual que en las vigas, las uniones de barras por traslape en columnas son vulnerables al desprendimiento del recubrimiento. Los traslapes sólo se permiten en la zona central de la columna, donde es poco probable que se desprenda el recubrimiento. Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos no presentan ese inconveniente y se permiten en cualquier localización, con tal que se cumpla con los requisitos que se incluyen sobre cantidad de uniones y separación entre ellas.

Se hace énfasis en la importancia con que se cumpla con los requisitos de la sección IV.3.2.2 que no resulten modificados por la sección IV.3.3.3.3.

#### IV.3.3.3.4 Refuerzo transversal en miembros a flexocompresión

Debe cumplirse con los requisitos de IV.3.2.2.3 y IV.3.3.2.4, y con los requisitos mínimos que aquí se establecen. No debe ser de grado mayor que el 42.

Se suministrará el refuerzo transversal mínimo que se especifica enseguida en ambos extremos de la columna en una longitud no menor que la mayor dimensión transversal de ésta, un sexto de su altura libre ni que 60 cm. En la parte inferior de columnas de planta baja este refuerzo debe llegar hasta media altura de la columna, y debe continuarse dentro de la cimentación al menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa (en los nudos se cumplirá con los requisitos de 5.4 Normas).

- a) En columnas de núcleo circular, la cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal o de estribos circulares,  $\rho_s$ , no será menor que

$$0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}, \quad \text{ni que} \quad 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$$

- b) En columnas de núcleo rectangular, la suma de las áreas de estribos y grapas,  $A_s h$ , en cada dirección de la sección de la columna no será menor que

$$0.3 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) s h c, \quad \text{ni que} \quad 0.12 \frac{f'_c}{f_y} s h c$$

donde

$A_c$  área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal.

$A_g$  área transversal de la columna.

$f_y$  esfuerzo de fluencia del acero transversal.

- hc dimensión del núcleo, normal al refuerzo de área Ash
- s separación del refuerzo transversal

Este esfuerzo transversal debe estar formado por estribos cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos, de diámetro no menor que 9.5 mm (#3) y rematados como se indica en IV.3.3.2.3. Puede complementarse con grapas del mismo diámetro de los estribos, espaciadas igual que éstos a lo largo del miembro. Cada extremo de una grapa debe abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblado de  $135^{\circ}$  seguido de un tramo recto de al menos 10 diámetros de la grapa.

La separación del refuerzo transversal no debe exceder de la cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento, ni de 10 cm.

La distancia centro a centro, transversal al eje del miembro, entre ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 45 cm y entre grapas y ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 25 cm. Si el refuerzo consta de estribos sencillos, la mayor dimensión de éstos no excederá de 45 cm.

En el resto de la columna, el refuerzo transversal cumplirá con los requisitos de IV.3.2.2.

Respecto de esta sección, el refuerzo transversal de una columna tiene la función de suministrar la resistencia requerida a fuerza cortante y dar confinamiento adecuado al núcleo, así como restricción lateral al refuerzo longitudinal. El confinamiento lateral hace que aumente considerablemente la capacidad del concreto para deformarse en la dirección longitudinal sin fallar, con lo cual se evita el comportamiento frágil de la columna. El refuerzo mínimo que se especifica en esta sección es el necesario para confinar el concreto del núcleo y restringir lateralmente las barras longitudinales; este refuerzo sólo se pide en las zonas donde es probable que ocurra comportamiento inelástico durante sismos intensos. Los estribos que forman parte del refuerzo para el confinamiento deben ser rectangulares, con sus ramas paralelas a las caras de la columna. No obstante la tendencia hacia evitar que las columnas sufran comportamiento inelástico, debe preverse la posibilidad de que esto ocurra, de aquí la necesidad de suministrar el refuerzo transversal para confinamiento. En toda sección de una columna, el refuerzo transversal debe satisfacer el requisito que sea más estricto entre el necesario para confinamiento y el necesario para fuerza cortante, teniendo en cuenta que el primero únicamente es necesario en las zonas indicadas. Tanto el refuerzo para confinamiento como el necesario por fuerza cortante deben cumplir con de IV.3.2.2.3

Las zonas en que cabe esperar comportamiento inelástico durante sismos extraordinarios son las próximas a las intersecciones con las vigas, por ser en ellas máximos los momentos causados por las fuerzas laterales. Para tomar en cuenta que en las columnas de planta baja normalmente el punto de inflexión se encuentra más próximo a los nudos superiores, se pide que, además de cumplir con los requisitos generales que fijan la longitud confinada, ésta llegue por lo menos hasta media altura de la columna; por otro lado, para dar continuidad a la columna dentro de su cimentación, a fin de evitar que allí el confinamiento deba depender de otros refuerzos, se especifica que el refuerzo para confinar se continúe en la cimentación.

La primera fórmula del inciso a) se obtiene de obligar a que la resistencia a carga axial de la columna antes de perder el recubrimiento sea igual a la resistencia del núcleo confinado por la hélice, la cual se alcanza bajo de formaciones grandes de compresión cuando ya se desprendió el recubrimiento.

Durante un sismo violento, normalmente lo que va a incrementarse y quizá variar cíclicamente es la longitud de los momentos flexionantes que actúan en

las columnas y no tanto la magnitud de la carga axial (si el edificio es esbelto, los incrementos de carga axial en los primeros entresijos debidos al sismo sí pueden ser importantes); sin embargo, se ha mantenido el criterio del inciso a), en vista de que el confinamiento logrado también mejora la ductilidad de la columna aunque haya flexiones importantes adicionales a la carga axial. El límite  $0.12f'_c/f_y$  rige en secciones grandes; en ellas  $A_g/A_c$  tiende a 1.0 y la cuantía suministrada por la primera fórmula tiende a cero.

Se admite que el confinamiento suministrado por estribos cerrados rectangulares según se establece en el inciso b), es equivalente al que proporciona el zuncho en columnas circulares. Se sabe, sin embargo, que en realidad el confinamiento que da el estribo rectangular es menos eficiente debido a que la barra se flexiona y, por tanto, su acción sobre el núcleo disminuye al alejarse de las esquinas del estribo. Este inconveniente se pretende compensar usando más refuerzo transversal, y también por medio del uso de grapas intermedias, así como limitando las dimensiones de los estribos. En efecto, la cuantía volumétrica de refuerzo transversal de la columna cuadrada es aproximadamente un tercio mayor que la obtenida con las fórmulas del inciso a) para columnas con zuncho circular; por otra parte, la mayor dimensión de un estribo rectangular no debe exceder de 45 cm. Se recomienda el uso abundante de las grapas complementarias descritas en las Normas.

Los requisitos de separación máxima del refuerzo transversal y los relativos a la distancia entre ramas de estribos, entre éstas y grapas, a los de máxima dimensión de estribos sencillos que se establecen en esta sección, se refieren sólo al refuerzo para confinamiento.

#### **IV.3.3.3.5 Requisitos para fuerza cortante en flexocompresión**

Los elementos a flexocompresión se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes que se formen las articulaciones plásticas en las vigas. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del elemento en su altura libre suponiendo en cada extremo un momento igual a la mitad de  $1.5\Sigma M_g$ . La cantidad  $\Sigma M_g$  ésta definida en IV.3.3.3.2. En el extremo inferior de columnas de planta baja, se usará el momento resistente de diseño de la columna obtenido con la carga axial de diseño que conduzca al mayor momento resistente. En el extremo superior de columnas del último entresijo, se usará  $1.5\Sigma M_g$ .

Cuando las columnas se dimensionen por flexocompresión con el procedimiento optativo incluido en IV.3.3.3.2, el dimensionamiento por fuerza cortante se realizará a partir de la fuerza de diseño obtenida del análisis, usando un factor de resistencia igual a 0.5.

En elementos a flexocompresión en que la fuerza axial de diseño, incluyendo los efectos del sismo, sea menor que  $A_g f'_c/20$ , al calcular el refuerzo para fuerza cortante, si la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según los párrafos anteriores, se despreciará la contribución del concreto,  $V_c$ .

El refuerzo para fuerza cortante estará formado por estribos cerrados de una pieza, rematados como se indica en IV.3.3.2.3, o por hélices continuas, ambos de diámetros no menor que 9.5 mm (#3) y de grado no mayor que el 42.

Los requisitos que se indican van encaminados a suministrar a las columnas mayor resistencia a la fuerza cortante que a flexocompresión a fin de evitar que fallen por fuerza cortante, por ser ésta una forma de falla en la que no se pueden resistir ciclos de acciones como los que inducen los sismos. Una columna que falla por fuerza cortante se agrieta en diagonal y pronto pierde su capacidad para soportar la carga vertical, ocasionando un derrumbe brusco.

Aunque el criterio general de diseño tiende a que las articulaciones plásticas se formen en las vigas y no en las columnas, existe la posibilidad de que sean las columnas a las que se articulen, de aquí que sea necesario proporcionarles mayor resistencia a fuerza cortante que a flexocompresión.

Se requiere que al valuar los momentos resistentes de las columnas se tome 1.7 veces la fuerza axial causada por el sismo, cuando esto conduzca a un momento resistente mayor; la razón para el incremento es la misma que se expone en IV.3.3.3.

El procedimiento de diseño por fuerza cortante puede resultar demasiado conservador, o puede dar lugar a un proceso que diverge, pues al tratar de dar más capacidad a fuerza cortante aumentando la escuadría, se incrementan los momentos resistentes en los extremos de las columnas, lo que provoca que aumente la fuerza cortante por resistir y así sucesivamente. Por esta razón, se admite que no sea necesario suministrar más resistencia a fuerza cortante que la obtenida aplicando el procedimiento optativo, el cual se basa en la fuerza cortante proveniente del análisis y un factor  $FR = 0.5$ .

## IV.3.4 Losas planas

### IV.3.4.1 Requisitos generales para losas planas

Losas planas son aquellas que transmiten las cargas directamente a las columnas, sin la ayuda de vigas. Pueden ser macizas, o aligeradas por algún medio (bloques de material ligero, alvéolos formados por moldes, removibles, etc.). También pueden ser de espesor constante o pueden tener un cuadro o rectángulo de espesor menor en la parte central de los tableros, con tal que dicha zona quede enteramente dentro del área de intersección de las franjas centrales y su espesor sea por lo menos de dos tercios del espesor del resto de la losa, excepto el del ábaco, y no menor de 10 cm. Según la magnitud de la carga por transmitir, la losa puede apoyar directamente sobre las columnas o a través de ábacos, capiteles o una combinación de ambos. En ningún caso se admitirá que las columnas de orilla sobresalgan del borde de la losa.

Las losas aligeradas contarán con una zona maciza adyacente a cada columna de cuando menos 2.5h, medida desde el paño de la columna o el borde del capitel. Asimismo, contarán con zonas macizas de por lo menos 2.5h adyacentes a muros de rigidez, medidas desde el paño del muro, las cuales deberán ser más amplias si así lo exige la transmisión de las fuerzas sísmicas de la losa al muro. En los ejes de columnas deben suministrarse nervaduras de ancho no menor de 25 cm; las nervaduras adyacentes a los ejes de columnas serán de por lo menos de 20 cm de ancho y el resto de ellas de al menos 10 cm. En la zona superior de la losa habrá un firme de espesor no menor de 5 cm, monolítico con las nervaduras y que sea parte integral de la losa. Este firme y capa maciza debe ser capaz de soportar, como mínimo, una carga de 1000 kg en un área de 10x10 cm, actuando en la posición más desfavorable. En cada entre-eje de columnas y en cada dirección, debe haber al menos 6 hileras de casetones o alvéolos. La losa se revisará como diafragma con los criterios de IV.3.2.4, a fin de asegurar la correcta transmisión en su plano a los elementos verticales resistentes de las fuerzas generadas por el sismo.

El uso de estructuras formadas por losas planas y columnas se ha visto favorecido por las ventajas que presenta este sistema con respecto al que consta de vigas; dichas ventajas principalmente son las tres siguientes: a) para una cierta altura libre de entrepiso, se obtiene una altura total del edificio menor, con el siguiente menor peso de la construcción, menores aceleraciones horizontales y los ahorros en los acabados y en el costo de las instalaciones; b) la cimbra es más sencilla y menos costosa, pues resulta una cimbra plana sin huecos para las vigas; c) se facilita la colocación de ductos horizontales de instalaciones, por que no hay el estorbo que causan las vigas.

A cambio de las ventajas descritas, se tienen las desventajas siguientes: a) resulta una estructura de baja rigidez, tanto ante cargas verticales como ante fuerzas horizontales, por lo que se dificulta cumplir con las deformaciones admisibles, en particular las deformaciones laterales de entrepiso; b) la transmisión correcta de fuerzas y momentos entre la losa y columna es más difícil de lograr, desventaja que se acentúa si la estructura debe resistir las acciones laterales cíclicas causadas por los sismos.

Para evitar problemas derivados de flechas inmediatas y diferidas excesivas, se sugiere no usar losa plana para claros mayores de 7 u 8 metros si no se usa capitel ni ábaco; en caso de usar ábaco puede extenderse el uso del sistema hasta claros de 9 metros. Si en la orilla del piso la losa sobresale en voladizo, se recomienda que la longitud del voladizo no exceda de 5 veces el espesor de la losa.

Algunas sugerencias de carácter general son las que siguen:

- Usar al menos tres crujías en cada dirección, a fin de disminuir el número de uniones de orilla con relación al total de uniones losa-columna en un nivel, ya que la transmisión de momento entre losa y columna es más incierta en las conexiones de orilla que en las interiores. Para evitar que se vuelva más crítica la transmisión de fuerzas y momentos en las uniones de orilla, las Normas no admiten que la columna sobresalga del borde de la losa.
- Procurar que los tableros de losa tiendan a ser cuadrados, con objeto de utilizar eficientemente el peralte de la losa en ambas direcciones, es decir, evitar que en la dirección del claro corto rija el refuerzo mínimo por flexión. Al respecto, se recomienda que la relación de claro mayor a claro menor no exceda de 1.5.
- Para resolver el problema de la baja rigidez lateral y disminuir la magnitud de los momentos que deben transmitirse entre losa y columna durante los sismos, el sistema puede combinarse con muros de concreto reforzado. También podría combinarse con marcos de concreto, colocando éstos sólo en las fachadas, a fin de que las vigas no obligaran a aumentar la altura del edificio para una cierta altura libre de entrepiso.

En general, para construcciones de habitación u oficinas es suficiente la losa plana aligerada, sin capiteles ni ábacos; en este caso, el peralte puede suponerse inicialmente como el claro mayor entre 20. Para construcciones con cargas vivas mayores, como almacenes y bodegas o comercios de mercancía pesada, puede usarse losa aligerada o maciza con capiteles y/o ábacos. La función principal del capitel y del ábaco es aumentar las dimensiones de la sección crítica en la que podría fallar la losa por tensión diagonal alrededor de las columnas, debido a la transmisión de fuerzas y momentos. Una consecuencia del uso del ábacos o capiteles es que aumenta la rigidez lateral de la estructura. Si se usan ábacos o capiteles, el espesor de la losa aligerada puede suponerse inicialmente igual al claro mayor entre 30. De lo anterior resulta que la losa plana con capiteles y ábacos, bajo cargas vivas elevadas ( $450 \text{ kg/m}^2$  o más), compete ventajosamente con el sistema formado por vigas y losa, sin que, como se dijo en párrafos anteriores, el claro mayor exceda de aproximadamente 9 metros.

La zona maciza que en losas aligeradas se exige alrededor de columnas o capiteles tiene por objeto mejorar las condiciones de transmisión de fuerzas y momentos entre losa y columna. La que se exige adyacente a muros para sismo, obedece principalmente a favorecer la transmisión correcta de la fuerza de inercia entre losa y muro.

Las nervaduras anchas que se piden en las zonas de los ejes de columnas tienen el propósito de suministrar la mayor resistencia a flexión y a cortante que se requiere en esas zonas, con relación a las franjas centrales de la losa. En la orilla de losas planas aligeradas, se recomienda usar una nervadura de ancho no menor de 25 cm ni que el espesor de la losa, con al menos tres barras del #4 en cada lecho y estribos cerrados espaciados a cada medio espesor de la losa; el objeto de esta nervadura es disminuir las deformaciones por flexión del borde de la losa, en particular las diferidas debidas al flujo plástico (creep) del concreto.

Se pide en las Normas que existan cuando menos 3 hileras de casetones en cada entre-eje, a fin de que sean válidos los coeficientes para distribuir los momentos flexionantes en las franjas de columna y centrales, los cuales están obtenidos suponiendo que la losa es maciza.

La revisión de la losa como diafragma para garantizar la transmisión en su plano de las fuerzas generadas por el sismo, es de mayor importancia cuando la losa tiene aberturas o entrantes, o es muy alargada.

#### IV.3.4.2 Sistemas losa plana-columnas para resistir sismo

Si la altura de la estructura no excede de 20 m y, además, existen por lo menos 3 crujiás en cada dirección o hay trabes de borde, para el diseño por sismo podrá usarse  $Q = 3$ ; también podrá aplicarse este valor cuando el sistema se combine con muros de concreto reforzado que cumplan con 4.5.2 (Normas), incluyendo el inciso b) de esa sección, y que resistan no menos del 75% de la fuerza lateral. Cuando no se satisfagan las condiciones anteriores, se usará  $Q = 2$ . Con relación a los valores de  $Q$ , debe cumplirse, además, con IV.2.4. En todos los casos se respetarán las disposiciones siguientes:

I. Las columnas cumplirán con los requisitos de IV.3.3.3 para columnas de marcos dúctiles, excepto en lo referente al dimensionamiento por flexocompresión, el cual sólo se realizará mediante el procedimiento optativo que se establece en IV.3.3.3.2.

II. Las uniones losa-columna cumplirán con los requisitos de 5.4 (Normas) para uniones viga-columna, con las salvedades que sigue:

No es necesaria la revisión de la resistencia del nudo a fuerza cortante sino bastará cumplir con el refuerzo transversal indicado en 5.4.2 (Normas) para nudos confinados.

Los requisitos de anclaje de 5.4.4 (Normas) se aplicarán al refuerzo de la losa que pase por el núcleo de una columna. Los diámetros de las barras de la losa y columnas que pasen rectas a través de un nudo deben seleccionarse de modo que cumplan las relaciones siguientes:

$$\frac{h(\text{columna})}{db(\text{barras de losa})} > 20$$

$$\frac{h(\text{losa})}{db(\text{barras de columna})} > 15$$

donde  $h(\text{columna})$  es la dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de losa consideradas.

Para esta parte, en general, la disipación de energía en las zonas de comportamiento inelástico de las losas planas durante sismos intensos es menor

que la que ocurre en los marcos dúctiles, de aquí que estas estructuras deban diseñarse para que tengan resistencias laterales mayores que los marcos dúctiles, es decir con valores de  $Q$  menores.

La causa principal de la menor disipación de energía que se mencionó es que, en parte, la transmisión de momentos entre losa y columna ocurre por la torsión de la losa, mientras que en una estructura de vigas y columnas la transmisión de momentos entre vigas y columnas implica principalmente la flexión de estos elementos. Las zonas de comportamiento inelástico en un marco dúctil se forman principalmente en las vigas y se comportan realmente como articulaciones causadas por flexión en las que durante varios ciclos puede haber una franca disipación de energía, en buena parte debido a la fluencia de la zona de tensión; las zonas de comportamiento inelástico en una estructura formada por losa plana y columnas pueden formarse en la losa alrededor de las columnas o en las propias columnas. Si el comportamiento inelástico ocurre en la losa, aunque una porción se debe a flexión de la losa, hay otra parte significativa causada por torsión de la misma, la cual no implica fluencia del refuerzo, sino más bien daño en el concreto, por lo que la disipación de energía por este concepto es mínima. Otro efecto desfavorable de la torsión que ocurre en la losa es que la va debilitando alrededor de la columna y causa que disminuya el número de ciclos de acción del sismo que la losa puede soportar antes que pierda su capacidad de transmitir la carga vertical a la columna y se produzca la llamada falla por punzonamiento.

Al asignarle un valor de  $Q$  a un sistema estructural, también interviene el buen o mal funcionamiento que dicho sistema a tenido en sismos anteriores. El funcionamiento de estructuras altas formadas por losas planas y columnas en general no fue satisfactorio durante los sismos de 1985, y por esta razón se limita a 20 m la altura de la construcción para poder aplicar  $Q = 3$ . Los requisitos de que haya al menos tres crujías o existan vigas de borde tienden a disminuir la fluencia desfavorable de las conexiones de orilla losa-columna; las conexiones de orilla entre losa y columna son menos eficientes que las interiores en cuanto a la energía disipada bajo las acciones cíclicas causadas por los sismos.

Si el sistema losa plana-columnas se combina con muros de concreto reforzado, de manera que éstos sean capaces de resistir, en cada entrepiso, al menos el 75% de la correspondiente fuerza cortante, puede aplicarse  $Q = 3$ . En este caso, no se limita la altura de construcción, ni se exigen 3 crujías o vigas de borde; de hecho, se supone que el comportamiento de la estructura estará gobernado por los muros de concreto, a los que de acuerdo con 4.5.2 (Normas) les corresponde  $Q = 3$ . Para cumplir con el requisito de que en cada entrepiso los muros sean capaces de resistir no menos del 75% de la fuerza cortante que en él actúa, puede analizarse la estructura completa, aislar los muros y determinar qué fuerzas cortantes actúan en ellos; si en cada entrepiso la fuerza cortante que actúa sobre los muros es al menos el 75% de la total de ese entrepiso, se puede suponer que se cumple con el requisito. Se sobrentiende que los muros han de ser continuos desde la cimentación hasta la azotea, sin variaciones bruscas en rigidez, ni en resistencia.

La intención de pedir que las columnas cumplan con los requisitos para columnas de marcos dúctiles es asegurar cierta capacidad de giro inelástico y de disipación de energía en los extremos de estos elementos, cuando la falla tienda a ocurrir en las columnas y no en la losa.

En cuanto a la revisión de los nudos, se admite prescindir de verificar su resistencia a fuerza cortante, por que el nudo está confinado en todas direcciones por la losa y si ésta llegara a debilitarse alrededor del nudo y disminuyera la eficacia del confinamiento que suministra, la pequeña dimensión vertical del nudo, que es igual al espesor de la losa, dificulta la formación de un mecanismo de falla definido por grietas inclinadas causadas por la fuerza cortante.

#### IV.3.4.3 Análisis para losas planas

Las fuerzas y momentos internos pueden obtenerse por medio de métodos reconocidos de análisis elástico suponiendo que la estructura se divide en marcos ortogonales cada uno formado por una fila de columnas y franjas de losa limitadas por las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado. Se tomará en cuenta que la rigidez de la losa no está concentrada sobre el eje de columnas, como ocurre en un marco formado por vigas y columnas. Para el análisis ante fuerzas laterales, sólo se considerará efectivo un ancho de la losa igual a  $c_2 + 3h$ , centrado con respecto al eje de columnas ( $c_2$  es la dimensión transversal de la columna normal a la dirección del análisis y  $h$  el espesor de la losa). El análisis ante cargas verticales puede realizarse con el procedimiento aproximado que se incluye adelante si se cumple con las restricciones que allí se indican.

Para valuar momentos de inercia de losas y columnas puede usarse la sección de concreto no agrietada sin considerar el refuerzo. Se tendrá en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de vigas equivalentes en losas aligeradas, y de columnas con capiteles o ábacos. También se tendrá en cuenta los efectos de vigas y aberturas. Si sólo se usan capiteles, se supondrá que el momento de inercia de las losas es infinito desde el centro de la columna hasta el borde del capitel, y en las columnas desde la sección inferior del capitel hasta el centro de la losa.

Al analizar los marcos equivalentes por carga vertical en cada dirección deben usarse las cargas totales que actúan en las losas.

Se considerarán franjas de columnas y franjas centrales. Una franja de columna va a lo largo de un eje de columna y su ancho a cada lado del eje es igual a la cuarta parte del claro menor, entre ejes del tablero correspondiente. Una franja central es la limitada por dos franjas de columna.

El tomar en cuenta que la rigidez de la losa no está concentrada sobre el eje de columnas significa que hay que considerar la forma de trabajo estructural de sistemas losa plana-columnas, en la cual juegan un papel importante las torsiones en la losa.

En las Normas se establecen formas simplificadas que permiten analizar estas estructuras como si fueran marcos planos. Ante fuerzas horizontales se reduce la rigidez de la losa al prescribir un ancho efectivo de  $c_2 + 3h$ , lo cual equivale en cierta forma a asociar a la losa el elemento a torsión; esto es, la flexibilidad de la losa se suma a la de este elemento por estar conectados en serie. Bajo cargas verticales se reduce la rigidez de las columnas a la mitad, lo que equivale a asociar a las columnas los elementos a torsión; aquí, la flexibilidad de las columnas se suman a la del elemento a torsión.

En losas aligeradas, la variación del momento de inercia puede tomarse en cuenta en forma aproximada usando el promedio de los momentos de inercia de la sección del centro del claro y de una sección adyacente a la columna, o al ábaco o capitel, que incluya a la zona maciza que se deja alrededor de estos elementos. Los capiteles deben reforzarse con anillos cerrados horizontales y barras paralelas a la superficie del capitel situadas en planos verticales y ancladas en la losa en sus extremos superiores y en la columna en los extremos inferiores; en particular, este refuerzo es necesario si el sistema losa-columna debe resistir fuerzas de sismo.

En cuanto a la necesidad de considerar la totalidad de la carga en cada dirección ortogonal de la losa. Supóngase que se coloca refuerzo para tomar toda la carga en una dirección y no se usa refuerzo en la otra dirección, pensando que esto no es necesario en vista de que ya se tomó toda la carga en la primera dirección; la falla ocurriría en la dirección normal al refuerzo con una

resistencia prácticamente nula, pues es evidente que el refuerzo usado en nada contribuye para evitar la falla en la otra dirección.

Referente al ancho de las franjas de columna, se hace hincapié en que éste es igual, a cada lado del eje de columnas, a la cuarta parte del claro menor, tanto si la franja es paralela al claro largo como si lo es al claro corto. La razón de esto es que las curvaturas, y por tanto los momentos, tienden a concentrarse cerca del eje de columnas independientemente de cuanto se extiende la losa hacia los lados.

#### IV.3.4.4 Análisis aproximado por carga vertical

El análisis bajo cargas verticales uniformes de estructuras que cumplan con los requisitos que siguen, formadas por losa planas y columnas sin capiteles ni ábacos, puede efectuarse asignando a las columnas la mitad de sus rigideces angulares y usando el ancho completo de la losa para valuar su rigidez. Las limitaciones que deben satisfacer son:

- La estructura da lugar a marcos sensiblemente simétricos.
- Todos los entrepisos tienen el mismo número de crujeas.
- En una cierta dirección, ningún claro es mayor que 1.2 veces el menor ellos.
- El espesor de la losa es aproximadamente igual al 5% del claro del claro del mayor tablero.

El procedimiento que se plantea en esta sección resuelve el principal problema que se tenía en el análisis por carga vertical de sistemas regulares losa plana-columna, esto es, la obtención satisfactoria de los momentos en los claros extremos. Al no tomar en cuenta el giro relativo que ocurre entre la elástica media de la losa y la elástica de la columna, se obtienen en la losa momentos negativos mayores que los correctos en su unión con las columnas de orilla, y momentos negativos interiores y positivos menores. En los claros interiores la importancia de estos efectos es considerablemente menor. Al reducir la rigidez de las columnas, se aumenta el giro en los nudos con lo que se obtiene un efecto equivalente al del giro relativo entre losa y columna, y disminuyen los momentos negativos exteriores de los claros extremos y aumentan los negativos interiores y los positivos.

Con el cálculo aproximado por carga vertical que dan las Normas, las mayores diferencias con resultados de análisis más precisos se tienen en los momentos de las columnas; pero bajo carga vertical los momentos en las columnas son pequeños comparados con los causados por el sismo, que son los que rigen el diseño. Por otra parte, las columnas de estructuras con losa plana han fallado bajo carga vertical y sismo, pero no bajo carga vertical sola. Las consideraciones anteriores permiten juzgar que para el análisis por carga vertical no se requiere mayor precisión que la que da el procedimiento aproximado de la sección.

#### IV.3.4.5 Transmisión de momento entre losa y columnas

Cuando por excentricidad de la carga vertical o por la acción de fuerzas laterales haya transmisión de momento entre losa y columna, se supondrá que una fracción del momento dada por:

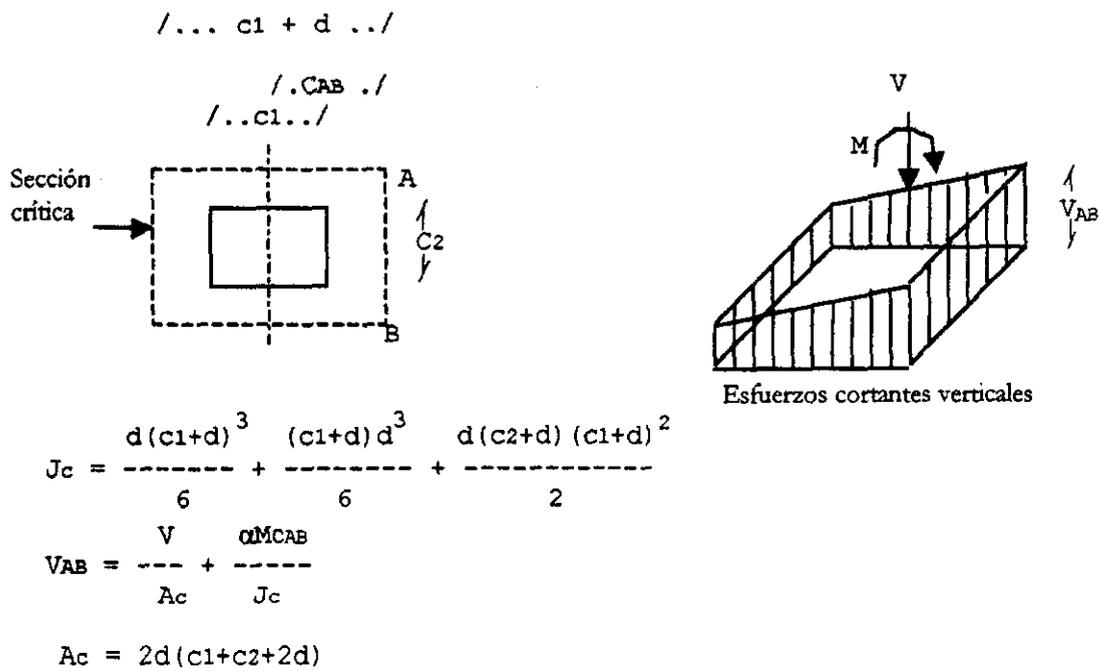
$$1 - \alpha = \frac{1}{1 + 0.67 [(c_1 + d)/(c_2 + d)]^{1/2}}$$

se transmite por flexión en un ancho igual a  $c_2 + 3h$ , centrado con el eje de columnas; el refuerzo de la losa necesario para este momento debe colocarse en el ancho mencionado respetando siempre la cuantía máxima de refuerzo. El resto del momento, esto es, la fracción  $\alpha$ , se admitirá que se transmite por esfuerzos cortantes y torsiones, según se indica en 2.1.5h (Normas).

Referente a lo anterior, cuando en una conexión losa-columna se transmite momento, una fracción de la transmisión ocurre por flexión en la losa, y el resto por torsiones y esfuerzos cortantes.

El refuerzo de estribos de vigas ahogadas en la losa, que se prescribe en 2.1.5h (Normas), es el que ha demostrado ser más eficiente para mejorar la ductilidad de la losa en la vecindad de la columna, en particular ante acciones cíclicas. En buena parte, esto se explica por el hecho, de que si la sección de la columna no difiere mucho de la cuadrada, en ambas direcciones la mayor parte del momento se transmite por flexión de la losa, es decir por el trabajo en flexión y cortante de la viga ahogada, la cual cuenta con barras longitudinales y estribos, y trabaja efectivamente como una viga ancha que llega a la columna. Aquí se hace hincapié en la importancia de tomar en cuenta el refuerzo mínimo de estribos que se pide en 2.1.5h (Normas).

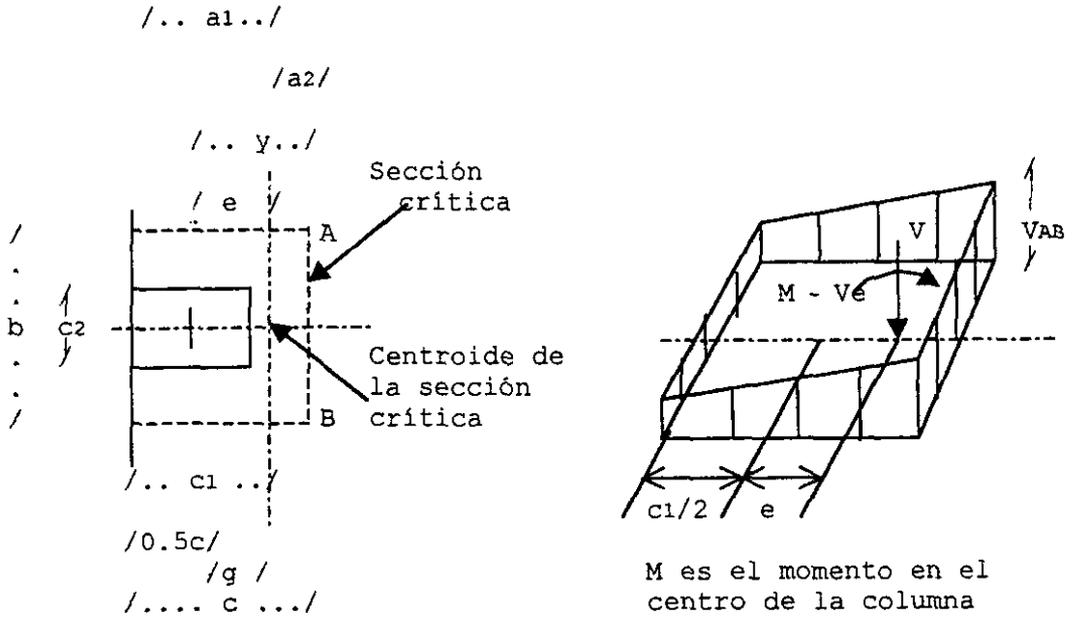
El momento  $\alpha M$  que se transmite por esfuerzos cortantes y torsiones se obtiene de aplicar el factor  $\alpha$  al momento que actúa de la losa sobre la columna cuando la fuerza cortante está aplicada en el centroide de la sección crítica que se define en 2.1.5h (Normas). La fracción que se transmite por flexión se obtiene de multiplicar el mismo momento  $M$  por  $(1 - \alpha)$  en una conexión interior,  $M$  es el momento en el centro del nudo pues el centroide de la sección crítica queda en el centro del nudo. En una conexión de orilla, el centroide de la sección crítica queda excéntrico con respecto al centro del nudo y el momento que se afecta por  $\alpha$  es  $M - V_e$ . El momento  $V_e$  es el necesario para transportar la fuerza  $V$  del centro del nudo al centroide de la sección crítica. La fuerza  $V$  aplicada en el centroide de la sección crítica origina una distribución uniforme de esfuerzos cortantes verticales en dicha sección ( $V_u/A_c$ ). En la figura 4.5 se dan expresiones para valuar esfuerzos cortantes en conexiones losa-columna interiores. Para conexiones de orilla se aplican las fórmulas de la figura 4.6.



ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

Fig.4.5 Cálculo del esfuerzo cortante máximo para una columna interior

El ancho  $(c_2 + 3h)$  en que se trasmite por flexión la fracción  $(1 - \alpha)M$  es mayor que el ancho de la sección crítica  $(c_2 + d)$ , el cual crea una cierta inconsistencia en el equilibrio del nudo, pero no invalida a lo antes expuesto.



$$V_{AB} = \frac{V}{Ac} + \frac{\alpha(M - Ve)}{Jc} a_2$$

$$Ac = (2c + b)d \quad (d \text{ es el peralte efectivo de la losa})$$

$$a_2 = \frac{c}{2} - g \quad ; \quad c = c_1 + d/2$$

$$g = \frac{bc}{2(2c+b)}$$

$$Jc = \frac{dc^3}{6} + \frac{cd^3}{6} + 2cdg^2 + bd\left(\frac{c}{2} - g\right)^2$$

$$e = y - \frac{c}{2} + g$$

$$y = c - c_1/2$$

Fig.4.6 Cálculo del esfuerzo cortante máximo en una losa, en una conexión de orilla

#### IV.3.4.6 Dimensionamiento del refuerzo para flexión

En estructuras sujetas a carga vertical y fuerzas laterales de sismo se admitirá proceder en la forma siguiente:

I. Determinese el refuerzo necesario por carga vertical y distribúyase en las franjas de columnas y centrales de acuerdo con lo señalado en IV.3.4.9, excepto el necesario para momento negativo exterior en claros extremos, el cual se colocará como si fuera refuerzo por sismo. Al menos la mitad del re-

fuerzo negativo por carga vertical de las franjas de columna quedará en un ancho  $c_2 + 3h$  centrado con respecto al eje de columnas.

II. Determinese el refuerzo necesario por sismo y colóquese en el mencionado ancho  $c_2 + 3h$ , de modo que al menos el 60% de él cruce el núcleo de la columna correspondiente.

El refuerzo necesario por sismo puede obtenerse a partir de la envolvente del momentos resistentes necesarios.

Para este requisito, el que el refuerzo para momento negativo exterior se coloque como si fuera para sismo quiere decir que la totalidad de este momento debe resistirse con refuerzo colocado en un ancho igual  $c_2 + 3h$  y que al menos el 60% de él debe cruzar el núcleo de la columna. Para este momento, la franja de columna no incluida en el ancho  $c_2 + 3h$ , así como las franjas centrales, contarán con el refuerzo mínimo por flexión y por cambios volumétricos de 2.1.2a y 3.10 (Normas), el cual debe tenerse en cuenta en toda la losa.

Cuando hay transmisión importante de momento entre losa y columna, como ocurre en las conexiones de orilla bajo carga vertical o en todas las conexiones cuando actúa el sismo, los momentos en la proximidad del eje de columna aumentan con relación a las que allí ocurren en claros interiores bajo carga vertical; de aquí el requisito de concentrar el refuerzo para sismo y el de conexiones de orilla bajo cargas verticales cerca del eje de columnas. Los coeficientes de IV.3.4.9 para distribuir los momentos en franjas de columna y centrales son aplicables a claros interiores bajo carga vertical.

El término "refuerzo necesario por sismo" que se menciona en el párrafo II se refiere al refuerzo necesario para el momento que es igual a la diferencia entre el momento de diseño,  $M_u$ , bajo la combinación carga muerta, carga viva reducida y sismo, y el momento de diseño bajo la combinación carga muerta y carga viva máxima.

#### IV.3.4.7 Disposiciones complementarias sobre el refuerzo

Además de los requisitos de IV.3.4.5 y IV.3.4.6 el refuerzo cumplirá con lo siguiente:

Al menos la cuarta parte del refuerzo negativo que se tenga sobre un apoyo en una franja de columna debe continuarse a todo lo largo de los claros adyacentes.

Al menos la mitad del refuerzo positivo máximo debe extenderse en todo el claro correspondiente.

En las franjas de columnas debe existir refuerzo positivo continuo en todo el claro en cantidad no menor que la tercera parte del refuerzo negativo máximo que se tenga en la franja de columna en el claro considerado.

El refuerzo del lecho inferior que atraviesa el núcleo de una columna no será menor que la mitad del que lo cruce en el lecho superior y debe anclarse de modo que pueda fluir en las caras de la columna.

Toda nervadura de losa aligerada llevará, como mínimo, a todo lo largo, una barra en el lecho inferior y una en el lecho superior.

Todo refuerzo cumplirá con los requisitos de anclaje de 3.1 (Normas) que sean aplicables.

Se respetarán las disposiciones sobre refuerzo mínimo por flexión y por

cambios volumétricos de 2.1.2a y 3.10 (Normas). Asimismo, las relativas a refuerzo máximo por flexión de 2.1.2b).

Las dos primeras disposiciones que en esta sección se marcan tienen por objeto tomar en cuenta variaciones en la posición de los puntos de inflexión, en particular a causa de que la intensidad del sismo exceda a la prevista.

El requisito para el refuerzo positivo de las franjas de columnas va encaminado a asegurar que estas franjas cuenten con una cierta resistencia mínima autónoma del resto de la losa y que por sí solas en un momento dado formen marcos con las columnas.

La cantidad que se pide de refuerzo del lecho inferior que atraviesa el núcleo de una columna suministra cierta resistencia a flexión positiva en caso de que durante un sismo extraordinario se invierta el signo del momento flexionante en la losa cerca de la columna. Otra función importante que tiene este refuerzo es disminuir el riesgo de falla catastrófica por punzonamiento de la losa, pues ésta podría quedar colgando de dicho refuerzo en caso de ocurrir el punzonamiento. Se hace notar que para este fin no es útil el refuerzo de la losa del lecho superior, porque se separaría de ella al desprenderse el recubrimiento.

Al revisar el refuerzo máximo por flexión en losa aligeradas, debe cuidarse de no incluir los bloques de aligeramiento al valuar los anchos de las secciones resistentes.

#### IV.3.4.8 Secciones críticas para momento

Las secciones críticas para flexión negativa en las franjas de columna y central se supondrá a una distancia  $c/2$  del eje de columnas correspondientes. Aquí  $c$  es la dimensión transversal de la columna paralela a la flexión, o el diámetro de la intersección con la losa o el ábaco, del mayor como circular recto, con vértice de  $90^0$ , que pueda inscribirse en el capitel.

En columnas se considerará como crítica la sección de intersección con la losa o el ábaco. Si hay capitel se tomará la intersección con el arranque del capitel.

En una losa plana que falla por flexión se forman líneas de fluencia negativas que son tangentes a las caras de los apoyos interiores. Es por ello que la sección crítica se supone a  $c/2$  del eje de columnas. En un apoyo exterior no se forma línea de fluencia a menos que exista una viga de orilla con suficiente rigidez y resista en torsión; sin embargo, el acero de flexión de la losa fluye en el paño de la columna, por lo que también en las columnas de orilla procede suponer la sección crítica a  $c/2$ .

#### IV.3.4.9 Distribución de los momentos en las franjas

Los momentos flexionantes en secciones críticas a lo largo de las losas de cada marco se distribuirán entre las franjas de columna y las franjas centrales, de acuerdo con los porcentajes indicados en la tabla siguiente:

	franja de columna	franja central
momentos positivos*	60	40
momentos negativos	75	25

\* Si el momento positivo es adyacente a una columna se distribuirá como si fuera negativo.

Los coeficientes que en este requisito se dan para distribuir los momentos en las franjas de columna y centrales provienen de soluciones elásticas de tableros interiores de losas planas y macizas. Pueden aplicarse al momento positivo y al negativo interior de tableros de orilla; el refuerzo para el momento negativo exterior de tableros de orilla debe distribuirse como se establece en el inciso I de IV.3.4.6. En losa aligerada son aplicables los coeficientes con tal que en cada dirección haya al menos 6 hileras de casetones o alvéolos entre ejes de columnas.

#### IV.3.4.10 Efecto de la fuerza cortante

Se aplicará las disposiciones de 2.1.5h (Normas) con especial atención a la transmisión correcta del momento entre columnas y losa, y a la presencia de aberturas cercanas a las columnas. Se tendrá en cuenta el refuerzo mínimo de estribos que allí se indica.

Para este párrafo de las Normas, si existe una abertura próxima a una columna, se recomienda tratar la conexión como si fuera de orilla, suponiendo que el borde de la losa es el borde de la abertura. Se hace destacar la importancia de tomar en cuenta el refuerzo mínimo que se indica al final de 2.1.5h (Normas), a fin de contar con cierta capacidad de deformación inelástica en las conexiones losa-columna.

#### IV.3.4.11 Peraltes mínimos

Puede omitirse el cálculo de deflexiones en tableros interiores de losas planas macizas si su peralte efectivo mínimo no es menor que

$$kL(1 - \frac{2c}{3L})$$

donde L es el claro mayor y k un coeficiente que se termina como sigue:

Losas con ábacos que cumplan con los requisitos de IV.3.4.12

$$k = 0.0006 (f_s w)^{1/4} \geq 0.020$$

Losas sin ábacos

$$k = 0.00075 (f_s w)^{1/4} \geq 0.025$$

En las expresiones anteriores  $f_s$  es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio en  $\text{kg/cm}^2$  (puede suponerse igual a  $0.6f_y$ ),  $w$  es la carga en condiciones de servicio, en  $\text{kg/m}^2$ , y  $c$  la dimensión de la columna o capitel paralela a L.

Los valores obtenidos con  $kL(1 - 2c/3L)$  deben aumentarse 20% en tableros exteriores y 20% en losas aligeradas.

En ningún caso el espesor de la losa,  $h$ , será menor de 10 cm, si existe ábaco, o menor de 13 cm si no existe.

Para estos requisitos, en tableros de orilla la flecha máxima es mayor que en tableros interiores debido a la falta de continuidad en el borde de orilla. En losas aligeradas la flecha máxima es mayor que en losas macizas por la menor rigidez de aquellas. Normalmente un piso formado por losa plana tiene tableros de orilla y tableros interiores; sin embargo, se usa un espesor constante en todo el piso, definido por los tableros de orilla. Podría suponerse que todos los tableros son interiores si la losa sobresale en voladizo entre 4 y 5 veces su espesor, en todos los ejes exteriores de columnas.

En un piso de losa plana aligerada que tenga tableros de orilla el espesor se determina aplicando un factor igual a  $1.2 \times 1.2$ , al espesor que resulte de la ecuación  $kL(1-2c/3L)$ .

#### IV.3.4.12 Dimensiones de los ábacos

Las dimensiones de cada ábaco en planta no serán menores que un tercio del claro en la dirección considerada. El peralte efectivo del ábaco no será menor que 1.3 por el peralte efectivo del resto de la losa, pero no se supondrá mayor que 1.5 por dicho peralte, para fines de dimensionamiento.

Clarificando lo que se maneja como ábaco en las Normas, éste es una zona de la losa de mayor espesor, que se deja alrededor de las columnas o de los capiteles. Las funciones del ábaco es mejorar las condiciones de transmisión de fuerzas y momentos entre losa y columna y aumentar el brazo interno del momento negativo de la losa para flexión. Además, permite disminuir el espesor de la losa y aumentar la rigidez lateral de la estructura. Los requisitos de dimensiones que se establecen en IV.3.4.12 son necesarios para que los ábacos cumplan con las funciones mencionadas.

#### IV.3.4.13 Aberturas

Se admiten aberturas de cualquier tamaño en la intersección de dos franjas centrales, a condición de que se mantenga, en cada dirección, el refuerzo total que se requeriría si no hubiera la abertura.

En la intersección de dos franjas de columna, las aberturas no deben interrumpir más de un octavo del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

En la intersección de una franja de columna y una franja central, las aberturas no deben interrumpir más de un cuarto del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

Deben cumplirse los requisitos para fuerza cortante de 2.1.5h (Normas) y se revisará que no exceda la cuantía máxima de acero de tensión de 2.1.2b (Normas) calculada con el ancho que resulte descontando las aberturas.

Las disposiciones que aquí se dan se refieren más bien al efecto de las aberturas sobre los esfuerzos de flexión de la losa, y ponen de manifiesto que el efecto de una abertura es mayor en franjas de columna que en franjas centrales.

El efecto general de las aberturas es interrumpir la continuidad y uniformidad del flujo de esfuerzos de flexión y cortantes, y provocar concentraciones de esfuerzos. La influencia de una abertura depende de su localización y de su tamaño.

La intención de colocar a los lados de una abertura el refuerzo que en ella se interrumpe es mantener el momento de fluencia total necesario para el equilibrio en una sección de la losa que cruce por la abertura. En ciertos casos podría ocurrir que la sección se volviera sobrerreforzada, al disminuir el área de concreto a compresión y no disminuir el acero de refuerzo. Por esta razón se pide en las Normas revisar que no se exceda el refuerzo máximo admisible en las secciones afectadas por aberturas y se use sólo el ancho que resulte de descontar las aberturas.

## EJEMPLO DE APLICACIÓN

### V.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EDIFICIO DE OFICINAS

Se plantea de manera didáctica un edificio con planta de 23m x 20m con altura de 18m a 6 niveles. Sus elementos resistentes son a base de losa reticular y columnas, ambos de concreto reforzado. No se contempla el análisis y diseño de la cimentación.

Considérese que se tiene una área disponible de terreno de 40x35 m en zona III del Distrito Federal, y se propone construido sensiblemente al centro del terreno. Su uso está destinado a oficinas con muros divisorios para sus diferentes áreas, las cuales estarían formadas por un bastidor de tablarroca y vidrios. Exteriormente sería cubierto con cancelería de aluminio y cristales.

Es importante establecer que toda vez que se refiera a Normas, será en general a las NTC para diseño y construcción de estructuras de concreto, excepto que se indique otra cosa.

### V.2 CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

El ejemplo se basa en las disposiciones para marcos dúctiles y losas planas reticulares. Se usó un factor de comportamiento sísmico de  $Q_x = 3$  y  $Q_y = 2$  para su análisis y diseño. Por esto y lo anterior tenemos:

- Por su uso (oficinas), altura (18m) y ubicación (zona III), según el artículo 174 le corresponde el subgrupo B1.
- El coeficiente sísmico  $c = 0.4$  (art. 206).
- Concreto clase 1 y por tanto  $f'c \geq 250 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f^*c = 0.8f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f''c = 0.85f^*c = 170 \text{ kg/cm}^2$  para  $f^*c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\gamma \geq 2.2 \text{ ton/m}^3$ .
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

Por su asimetría, el artículo 176 y lo visto en IV.2.5, se multiplicará el factor de comportamiento sísmico por 0.8.

### V.3 LOSAS

#### V.3.1 Determinación del peralte

La estructura tiene tableros de hasta 9x8 m y una aproximación para determinar el peralte de la losa es la relación claro mayor entre 20. Dicha aproximación considera que se trata de una construcción destinada para habitación u oficinas con losas aligeradas sin capitel ni ábacos. Por lo que:

$$h = 900/20 = 45 \text{ cm.}$$

Por la longitud del tablero, es aceptable usar casetones de 60x60 cm o mayores. En base a lo anterior, se usarían casetones recuperables de 60x60x40 con unacapa de compresión de 5 cm.



### V.3.3 Elevación, plantas y tableros

El edificio a tratar tiene la distribución mostrada. Las dimensiones de las columnas indicadas con la letra c, son las que aparecen en V.4.

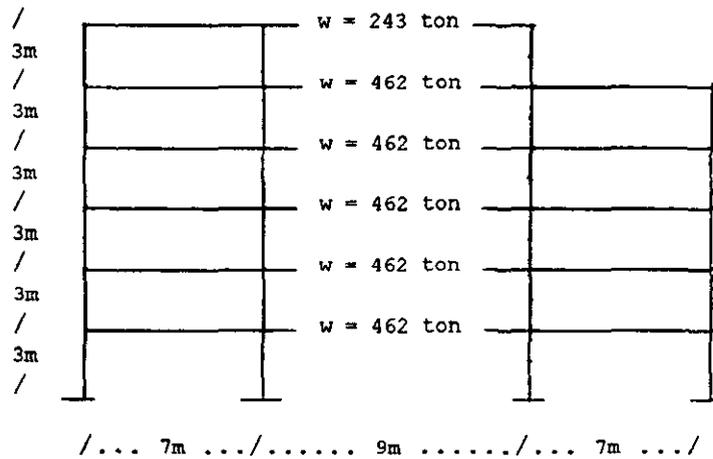


Fig. V.2 Elevación sentido X

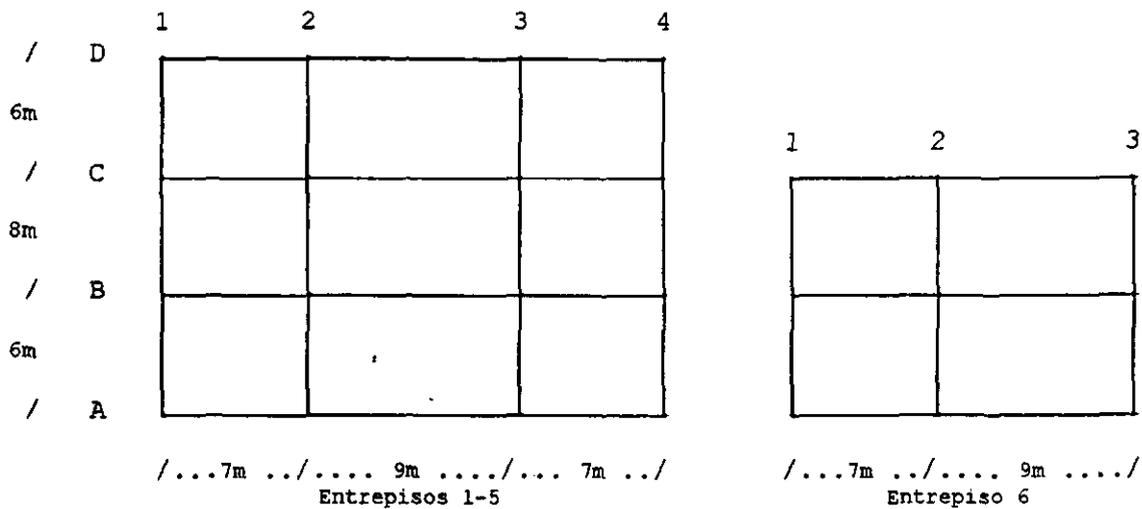


Fig. V.3 Plantas de entresijos

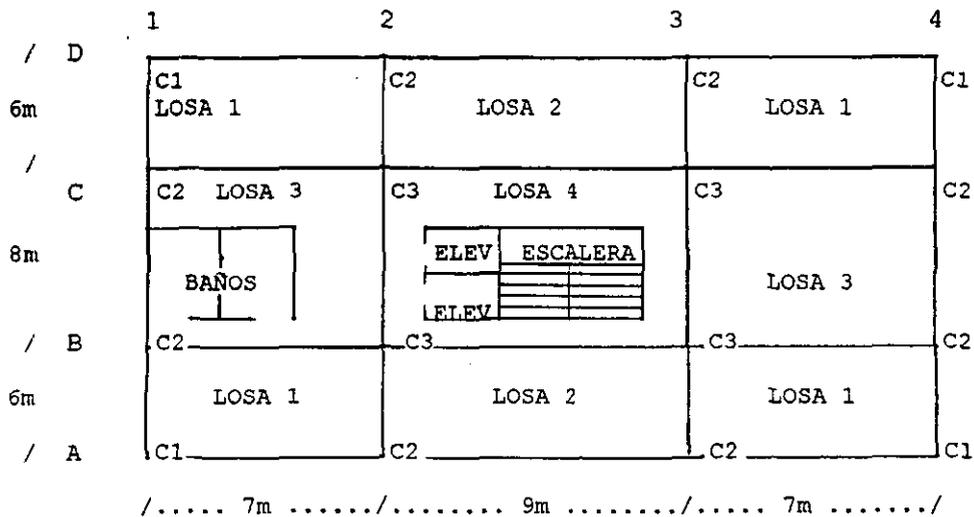


Fig. V.4  
Distribución de losas y posición de columnas.

### V.3.4 Cargas muertas y vivas

Las cargas vivas correspondientes para una construcción destinada a oficinas son las siguientes:

- Wazotea : viva máxima,  $W_m = 100 \text{ kg/m}^2$  y viva instantánea,  $W_a = 70 \text{ kg/m}^2$ .
- y
- Wentrep : viva máxima,  $W_m = 250 \text{ kg/m}^2$  y viva instantánea,  $W_a = 180 \text{ ''}$

La carga muerta en azotea es:

enladrillado	0.02x1600 =	32	kg/m <sup>2</sup>	
mezcla	0.01x2000 =	20		
impermeabilizante	=	1		
firme de concreto	0.02x2000 =	40		
peso adicional (art.197)	=	20		
tezontle	0.15x1250 =	188		
losas: 1,2,3 y 4	=	666,	617,	565 y 562
peso adicional	=	20		
plafond e instalaciones	=	<u>30</u>		
	CM <sub>1,2,3 y 4</sub> =	1017,	968,	916 y 913 kg/m <sup>2</sup>

por lo que las cargas totales son:

Wcargas análisis vertical	(CM+W <sub>m</sub> ) <sub>1,2,3 y 4</sub> =	1117,	1068,	1016 y 1013 kg/m <sup>2</sup>
Wcargas análisis horizontal	(CM+W <sub>a</sub> ) <sub>1,2,3 y 4</sub> =	1087,	1038,	986 y 983 ''

La carga muerta para cada entrepiso es:

piso de granito 30x30	=	55	kg/m <sup>2</sup>	
firme de concreto	0.02x2000 =	40		
peso adicional	=	20		
losas 1, 2, 3 y 4	=	666,	617,	565 y 449
peso adicional	=	20		
plafond e instalaciones	=	30		
paredes divisorias (oficinas)	=	<u>100</u>		
	CM <sub>1,2,3 y 4</sub> =	931,	882,	830 y 714 kg/m <sup>2</sup>

por lo que las cargas totales son:

Wcargas análisis vertical	(CM+W <sub>m</sub> ) <sub>1,2,3 y 4</sub> =	1181,	1132,	1080 y 964 kg/m <sup>2</sup>
Wcargas análisis horizontal	(CM+W <sub>a</sub> ) <sub>1,2,3 y 4</sub> =	1111,	1062,	1010 y 894 ''

Es importante comentar que en realidad no se requiere tantos pesos, sin embargo, se dejarán para la aplicación de "tipos de cargas" en V.5.3.6 así como para algunos cálculos en donde se pretende ser más claro.

### V.3.5 Revisión del peralte mínimo y deflexiones

Las Normas y el Reglamento (ver IV.3.4.11 y III.7) establecen que se puede omitir el cálculo de las deflexiones de losas aligeradas sin ábacos si:

- $d_{\text{mín}} > kL(1 - 2c/3L)1.2$  tableros interiores
- y
- $d_{\text{mín}} > kL(1 - 2c/3L)1.2x1.2$  tableros exteriores

donde L es el claro mayor, y k (para losas sin ábacos) se determina como

$$k = 0.00075 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.025$$

siendo  $f_s$  el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ ,  $w$  es la carga en condiciones de servicio, en  $\text{kg}/\text{m}^2$ , y  $c$  la dimensión de la columna o capitel paralela a  $L$ .

Revisión de losas en azotea:

$f_y = 4200 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ,  $f_s = 0.6f_y = 2520 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ,  $w_{1,2,3 \text{ y } 4} = 1117, 1068, 1016 \text{ y } 1013 \text{ kg}/\text{m}^2$ .

$$k_1 = 0.00075 \sqrt[4]{2520 \times 1117} \geq 0.025$$

$$0.031 \geq 0.025$$

$$k_2 = 0.00075 \sqrt[4]{2520 \times 1068} \geq 0.025$$

$$0.03 \geq 0.025$$

$$k_3 = 0.00075 \sqrt[4]{2520 \times 1016} \geq 0.025$$

$$0.03 \geq 0.025$$

$$k_4 = 0.00075 \sqrt[4]{2520 \times 1013} \geq 0.025$$

$$0.03 \geq 0.025$$

$$d_1 = 0.031 \times 700 [1 - (2 \times 40 / 3 \times 700)] \times 1.2 \geq 40 \text{ cm}$$

$$25 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

$$d_2 = 0.030 \times 900 [1 - (2 \times 70 / 3 \times 900)] \times 1.2 \geq 40 \text{ cm}$$

$$31 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

$$d_3 = 0.030 \times 800 [1 - (2 \times 70 / 3 \times 800)] \times 1.2 \geq 40 \text{ cm}$$

$$27 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

$$d_4 = 0.030 \times 900 [1 - (2 \times 80 / 3 \times 900)] \times 1.2 \times 1.2 \geq 40 \text{ cm}$$

$$37 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

Revisión de losas en entresijos:

$f_y = 4200 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ,  $f_s = 0.6f_y = 2520 \text{ kg}/\text{cm}^2$ ,  $w_{1,2,3 \text{ y } 4} = 1181, 1132, 1080 \text{ y } 964 \text{ kg}/\text{m}^2$ .

$$k_1 = 0.00075 \sqrt[4]{2520 \times 1181} \geq 0.025$$

$$0.031 \geq 0.025$$

$$k_2 = 0.00075 \sqrt[4]{2520 \times 1132} \geq 0.025$$

$$0.031 \geq 0.025$$

$$k_3 = 0.00075 \sqrt[4]{2520 \times 1080} \geq 0.025$$

$$0.03 \geq 0.025$$

$$k_4 = 0.00075 \sqrt[4]{2520 \times 964} \geq 0.025$$

$$0.03 \geq 0.025$$

$$d_1 = 0.031 \times 700 [1 - (2 \times 40 / 3 \times 700)] \times 1.2 \geq 40 \text{ cm}$$

$$25 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

$$d_2 = 0.031 \times 900 [1 - (2 \times 70 / 3 \times 900)] \times 1.2 \geq 40 \text{ cm}$$

$$32 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

$$d_3 = 0.030 \times 800 [1 - (2 \times 70 / 3 \times 800)] \times 1.2 \geq 40 \text{ cm}$$

$$27 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

$$d_4 = 0.030 \times 900 [1 - (2 \times 80 / 3 \times 900)] \times 1.2 \times 1.2 \geq 40 \text{ cm}$$

$$37 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

...

Se puede apreciar que en ningún caso la  $d$  supuesta es menor que la mínima, por lo que se puede omitir el cálculo de deflexiones.

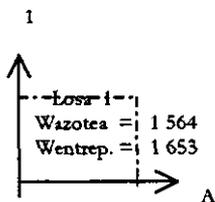
## V.4 DIMENSIONES DE COLUMNAS

Las áreas tentativas de columnas se pueden calcular con la siguiente expresión teórica:

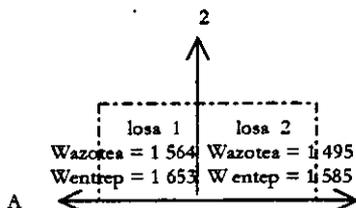
$$A = 2P/f''c = 2P/170 \text{ kg/cm}^2$$

donde  $P$  representa la bajada de cargas considerando las áreas de influencia de cada tablero a  $L/2$  de cada claro.

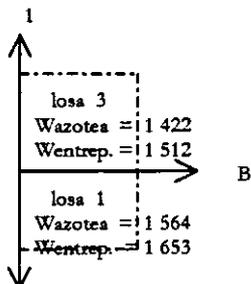
Se tomaron los entre-ejes A1, A2, B1 y B2 por ser los más representativos en cuanto a cargas. Las cargas se tomaron de V.3.4, incluso como cargas de diseño. Los pesos de las columnas no incluyen su peso propio.



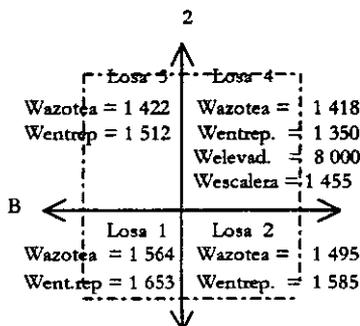
Nivel	P (kg)	A(cm <sup>2</sup> )	Sección
azotea	(3x3.5x1564) = 16 422	193	30 x 30
N-5	(3x3.5x1653)+16 422 = 33 778.5	397	30 x 30
N-4	(3x3.5x1653)+33 778.5 = 51 135	602	30 x 30
N-3	(3x3.5x1653)+51 135 = 68 491.5	806	30 x 30
N-2	(3x3.5x1653)+68 491.5 = 85 848	1 010	40 x 40
N-1	(3x3.5x1653)+85 848 = 103 204.5	1 215	40 x 40



Nivel	P (kg)	A(cm <sup>2</sup> )	Sección
azotea	(3x3.5x1564)+(3x4.5x1495) = 36 604.5	431	30 x 30
N-5	(3x3.5x1653)+(3x4.5x1585)+36 604.5 = 75 358.5	887	30 x 30
N-4	(3x3.5x1653)+(3x4.5x1585)+75 358.5 = 114 112.5	1 342	40 x 40
N-3	(3x3.5x1653)+(3x4.5x1585)+114 112.5 = 152 866.5	1 798	40 x 50
N-2	(3x3.5x1653)+(3x4.5x1585)+152 866.5 = 191 620.5	2 254	40 x 60
N-1	(3x3.5x1653)+(3x4.5x1585)+191 620.5 = 230 374.5	2 710	40 x 70



Nivel	P (kg)	A(cm <sup>2</sup> )	Sección
azotea	(3x3.5x1564)+(4x3.5x1422) = 36 330	427	30 x 30
N-5	(3x3.5x1512)+(4x3.5x1653)+36330 = 75 348	886	30 x 30
N-4	(3x3.5x1512)+(4x3.5x1653)+75348 = 114 366	1 345	40 x 40
N-3	(3x3.5x1512)+(4x3.5x1653)+114366 = 153 384	1 805	40 x 50
N-2	(3x3.5x1512)+(4x3.5x1653)+153384 = 192 402	2 264	40 x 60
N-1	(3x3.5x1512)+(4x3.5x1653)+231420 = 231 420	2 723	40 x 70



Nivel	P (kg)	A(cm <sup>2</sup> )	Sección
azotea	(10.5x1564)+(13.5x1495)+(14x1422)+(18x1418)+8000 = 90 036.5	1 059	40 x 30
N-5	(10.5x1653)+(13.5x1585)+(14x1512)+(18x1350)+1455+90 036.5 = 175 713.5	2 067	50 x 40
N-4	(10.5x1653)+(13.5x1585)+(14x1512)+(18x1350)+1455+175 713.5 = 261 390.5	3 075	60 x 50
N-3	(10.5x1653)+(13.5x1585)+(14x1512)+(18x1350)+1455+261 390.5 = 347 067.5	4 083	70 x 60
N-2	(10.5x1653)+(13.5x1585)+(14x1512)+(18x1350)+1455+347 067.5 = 432 744.5	5 091	70 x 70
N-1	(10.5x1653)+(13.5x1585)+(14x1512)+(18x1350)+1455+432 744.5 = 518 421.5	6 099	80 x 80

Concluyendo tenemos: columnas  $c_1 = 40 \times 40$  cm,  $c_2 = 40 \times 70$  cm y  $c_3 = 80 \times 80$  cm en toda la altura del edificio. Por supuesto que en un caso real, es conveniente revisar aspectos tales como los económicos y estéticos, en cuanto a las dimensiones de las columnas.

## V.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

Para el análisis ante cargas verticales, las Normas indican que las fuerzas y momentos internos pueden obtenerse por análisis elástico considerando que los marcos están formados por una fila de columnas y un ancho equivalente de losas limitadas por las líneas medias de los tableros de las mismas adyacentes al eje de columnas.

Para el análisis de cargas laterales se considera un ancho equivalente de losa igual a  $c_2 + 3h$ , centrado al eje de columnas, donde  $c_2$  es la dimensión transversal de la columna normal a la dirección del análisis y  $h$  el espesor de la losa.

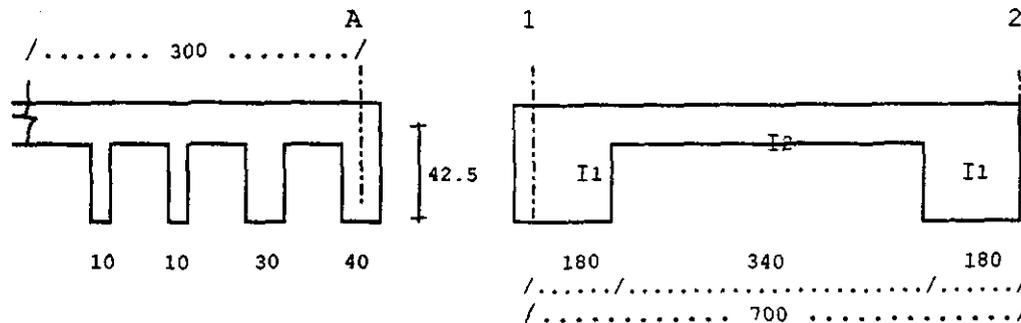
Tomaremos para ambos análisis  $h=45$  cm ya que las Normas señalan que para valuar los momentos de inercia de vigas y columnas, puede usarse la sección de concreto no agrietada sin considerar el refuerzo. Por otra parte, también indican que se tomen en cuenta los efectos de aberturas.

Finalmente, el análisis mediante marcos equivalentes por carga vertical de be considerar las cargas totales que actúan en las losas para cada dirección.

### V.5.1 Cálculo de momentos de inercia de vigas y columnas

Para valuar los momentos de inercia,  $I$ , debemos considerar los anchos equivalentes, por lo que nos llevarán a elementos de vigas (losas) de secciones variables, compuestas de zonas macizas y nervadas.

Así por ejemplo, para cargas verticales con  $L/2$  del marco A en los ejes 1 y 2 tenemos una viga de ancho equivalente de 320 cm. Para la zona maciza se tiene un área  $A = 320 \times 45 = 14\ 400$  cm<sup>2</sup> y momento  $I_1 = 320 \times 45^3 / 12 = 2\ 430\ 000$  cm<sup>4</sup>, en tanto que su zona nervada, es una viga tipo L con el mismo ancho para el patín y con un de nervio  $b = 40 + 30 + 10 + 10 = 90$  cm que son los nervios que entran en 320 cm



Su área es  $A_2 = 320 \times 5 + 90 \times 40 = 5200$  cm<sup>2</sup> y su altura centroidal es:

$$y = \frac{(320 \times 5 \times 42.5) + (90 \times 40 \times 20)}{(320 \times 5) + (90 \times 40)} = 26.92 \text{ cm}$$

y su momento de inercia será:

$$I = \frac{320 \times 5^3}{12} + 320 \times 5 (42.5 - 26.92)^2 + \frac{90 \times 40^3}{12} + 90 \times 40 (26.92 - 20)^2 = 1\,044\,103 \text{ cm}^4$$

De manera aproximada podemos obtener los momentos que necesitamos con la gráfica del anexo que para este caso, se tendría  $b_e/b_w = 320/90 = 3.55$ ,  $t/h = 0.11$  con los que podemos entrar y obtener  $k = 1.5$ , valor con el que

$$I = \frac{1.5 \times 90 \times 45^3}{12} = 1\,025\,156 \text{ cm}^4$$

Como podemos apreciar, se tienen dos inercias, el de la zona maciza y la nervada. En losas aligeradas, la variación del momento de inercia puede tomarse en forma aproximada usando el promedio de los momentos de inercia de la sección del centro del claro y de una sección adyacente a la columna, o al capitel o al ábaco, que incluya la zona maciza que se deja alrededor de estos elementos. Aplicando lo anterior tenemos:

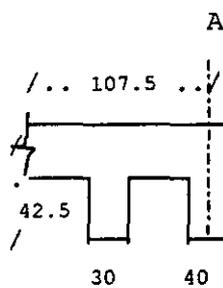
$$A = A_1 + A_2 / 2 = 14\,400 + 5\,200 / 2 = 9\,800 \text{ cm}^2$$

y

$$I = I_1 + I_2 / 2 = 2\,430\,000 + 1\,044\,103 / 2 = 1\,737\,051 \text{ cm}^4$$

En el caso del ancho equivalente para el análisis ante carga lateral, se cuenta con un ancho  $c_2 + 1.5h = 40 + 1.5(45) = 107.5 \text{ cm}$  de donde la zona maciza tiene área  $A_1 = 127.5 \times 45 = 5\,737.5 \text{ cm}^2$  e  $I_1 = 127.5 \times 45^3 / 12 = 968\,203 \text{ cm}^4$ . Para la zona nervada con patín de  $127.5$  y nervio  $b = 30 + 40 = 70$  se tiene:

$$A_2 = (127.5 \times 5) + (40 \times 70) = 3\,437.5 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{(127.5 \times 5 \times 42.5) + (40 \times 70 \times 20)}{3\,437.5} = 24.17 \text{ cm}$$


$$I_2 = \frac{127.5 \times 5^3}{12} + (127.5 \times 5) (42.5 - 24.17)^2 + \frac{70 \times 40^3}{12} + (40 \times 70) (24.17 - 20)^2$$

$$I_2 = 637\,543 \text{ cm}^4$$

Si lo calculamos por gráfica  $b_e/b_w = 127.5/70 = 1.82$ ,  $t/h = 5/45 = 0.11$  y  $k = 1.2$ , por lo que

$$I = 1.2 \times 70 \times 45^3 / 12 = 637\,875 \text{ cm}^4$$

entonces  $I = I_1 + I_2 / 2 = 802\,873 \text{ cm}^4$ .

Es importante anotar que del nivel 1 a 5 existe el hueco de escalera y elevador, mismo que se tomó en cuenta descontando un nervio de  $10 \text{ cm}$  a todo lo largo del sentido letras y, de manera semejante en el sentido números. En realidad la zona hueca es  $3.4 \times 5.5 = 18.7 \text{ m}^2$  y respecto del total en planta sólo representa el  $4\%$  de  $477.36 \text{ m}^2$ .

Para las  $I$  de columnas, sólo se tiene tres tipos de secciones por lo que sus momentos serán:

sentido X

$$\text{Marco A y D : } I = 40^4 / 12 = 213\,333 \text{ cm}^4, \quad A = 1\,600 \text{ cm}^2$$

$$I = 70 \times 40^3 / 12 = 373\,333 \text{ cm}^4, \quad A = 2\,800 \text{ cm}^2$$

$$\text{Marco B y C : } I = 40 \times 70^3 / 12 = 1\,143\,333 \text{ cm}^4, \quad A = 2\,800 \text{ cm}^2$$

$$I = 80^4 / 12 = 3\,413\,333 \text{ cm}^4, \quad A = 6\,400 \text{ cm}^2$$

sentido Y

$$\text{Marco 1 y 4 : } I = 40^4 / 12 = 213\,333 \text{ cm}^4, \quad A = 1\,600 \text{ cm}^2$$

$$I = 70 \times 40^3 / 12 = 373\,333 \text{ cm}^4, \quad A = 2\,800 \text{ cm}^2$$

$$\text{Marco 2 y 3 : } I = 40 \times 70^3 / 12 = 1\,143\,333 \text{ cm}^4, \quad A = 2\,800 \text{ cm}^2$$

$$I = 80^4 / 12 = 3\,413\,333 \text{ cm}^4, \quad A = 6\,400 \text{ cm}^2$$

Tabla V.1. Momentos de inercia para vigas

N i v e l o	M a r c o	T i p o	Losa equivalente L/2						Longitud equivalente C2+1.5h, C2+3h						Vertical		Lateral			
			maciza		área		inercia		nervadura		área		inercia		área		inercia			
			cm	A1	I1	patín	alma	A2	I2	cm	A1	I1	patín	alma	A2	I2	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>
6	A	L	320	14400	2430000	320	90	5200	1044103	128	5738	968203	128	70	3438	637543	9800	1737051	4587	802873
	B	T	700	31500	5315625	700	180	10700	2159581	205	9225	1556719	205	100	5025	948528	21100	3737603	7125	1252623
	C	L	440	19800	3341250	440	140	7800	1550865	128	5738	968203	128	90	4238	755510	13800	2446057	4987	861856
1-5	A=D	L	320	14400	2430000	320	90	5200	1044103	128	5738	968203	128	70	3438	637543	9800	1737051	4587	802873
	B=C	T	700	31500	5315625	700	170	10300	2083740	205	9225	1556719	205	100	5025	948528	20900	3699682	7125	1252623
6	1	L	370	16650	2809687	370	100	5850	1177572	128	5738	968203	128	65	3238	607179	11250	1993629	4487	787691
	2	T	800	36000	6075000	800	165	10600	2149182	205	9225	1556719	205	90	4625	886040	23300	4112091	6925	1221379
	3	L	490	22050	3720937	490	125	7450	1504195	148	6638	1120078	148	85	4138	761679	14750	2612566	5387	940878
1-5	1=4	L	370	16650	2809687	370	100	5850	1177572	128	5738	968203	128	65	3238	607179	11250	1993629	4487	787691
	2=3	T	800	36000	6075000	800	155	10200	2065882	205	9225	1556719	205	90	4625	886040	23100	4070441	6925	1221379

### V.5.1.1 Centroides de niveles

Para obtenerlos, tomaremos el área de cada tablero multiplicado por su peso y por su distancia. Los pesos se tomaron de V.3.4. Sólo se muestra cargas horizontales, es de esperarse que el resultado es el mismo por cargas verticales.

Niveles 1-5

$$X = \frac{2(42 \times 1111 \times 3.5) + 2(54 \times 1062 \times 11.5) + 2(42 \times 1111 \times 19.5) + (56 \times 1010 \times 3.5) + [(72 - 18.7)894 \times 11.5] + (56 \times 1010 \times 19.5)}{4(42 \times 1111) + 2(54 \times 1062) + 2(56 \times 1010) + (53.3 \times 894)}$$

$$X = \frac{5\,314\,313.3}{462\,114.2} = 11.5 \text{ m}$$

$$Y = \frac{2(42 \times 1111 \times 3) + (54 \times 1062 \times 3) + 2(56 \times 1010 \times 10) + (53.3 \times 894 \times 10) + 2(42 \times 1111 \times 17) + (54 \times 1062 \times 17)}{462\,114.2}$$

$$Y = \frac{4\,621\,142}{462\,114.2} = 10 \text{ m}$$

Nivel 6

$$X = \frac{(42 \times 1087 \times 3.5) + (54 \times 1038 \times 11.5) + (56 \times 986 \times 3.5) + (72 \times 983 \times 11.5) + 2(8000 \times 9.75)}{(42 \times 1087) + (54 \times 1038) + (56 \times 986) + (72 \times 983) + 16000} = \frac{1\,967\,567}{243\,698} = 8.07 \text{ m}$$

$$Y = \frac{(42 \times 1087 \times 3) + (54 \times 1038 \times 3) + (56 \times 986 \times 10) + (72 \times 983 \times 10) + (8000 \times 9.15) + (8000 \times 10.85)}{243\,698} = 7.08 \text{ m}$$

de donde se desprende que, el peso de entrepisos N1-N5 es 462 ton y en N6 es 243 ton.

## V.5.2 Rigidez de entrepisos

La rigidez de entrepiso es la relación entre la fuerza cortante absorbida por un marco, muro o contraviento en un entrepiso y el desplante horizontal relativo entre los dos niveles que lo limitan.

Las fórmulas de Wilbur se aplican a marcos regulares formados por piezas de momentos de inercia constante.

Hipótesis: los giros en todos los nudos de un nivel y de los dos pisos adyacentes son iguales, excepto en el nivel de desplante, en donde puede suponerse empotrado o articulado según el caso.

Como el edificio es empotrado:

$$\begin{aligned} \text{1er. entrepiso} \quad R_1 &= \frac{48 E}{h_1 \left[ \frac{4h_1}{\sum K_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{t1} + \frac{\sum K_{c1}}{12}} \right]} \\ \text{2do. entrepiso} \quad R_2 &= \frac{48 E}{h_2 \left[ \frac{4h_2}{\sum K_{c2}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{c1}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum K_{t2} + \frac{\sum K_{c1}}{12}} \right]} \\ \text{pisos intermedios} \quad R_n &= \frac{48 E}{h_n \left[ \frac{4h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{h_m + h_n}{\sum K_{tm}} + \frac{h_n + h_o}{\sum K_{tn}} \right]} \end{aligned}$$

Para el entrepiso superior, si se acepta que el cortante del penúltimo piso es el doble de la del último, se encuentra que es aplicable la fórmula para entrepisos intermedios, poniendo  $2h_m$  en vez de  $h_m$  y haciendo  $h_o = 0$

$$R_s = \frac{48 E}{h_n \left[ \frac{4h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{2h_m + h_n}{\sum K_{tm}} + \frac{h_n}{\sum K_{tn}} \right]}$$

donde

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

Aplicando las ecuaciones anteriores al marco A tenemos:



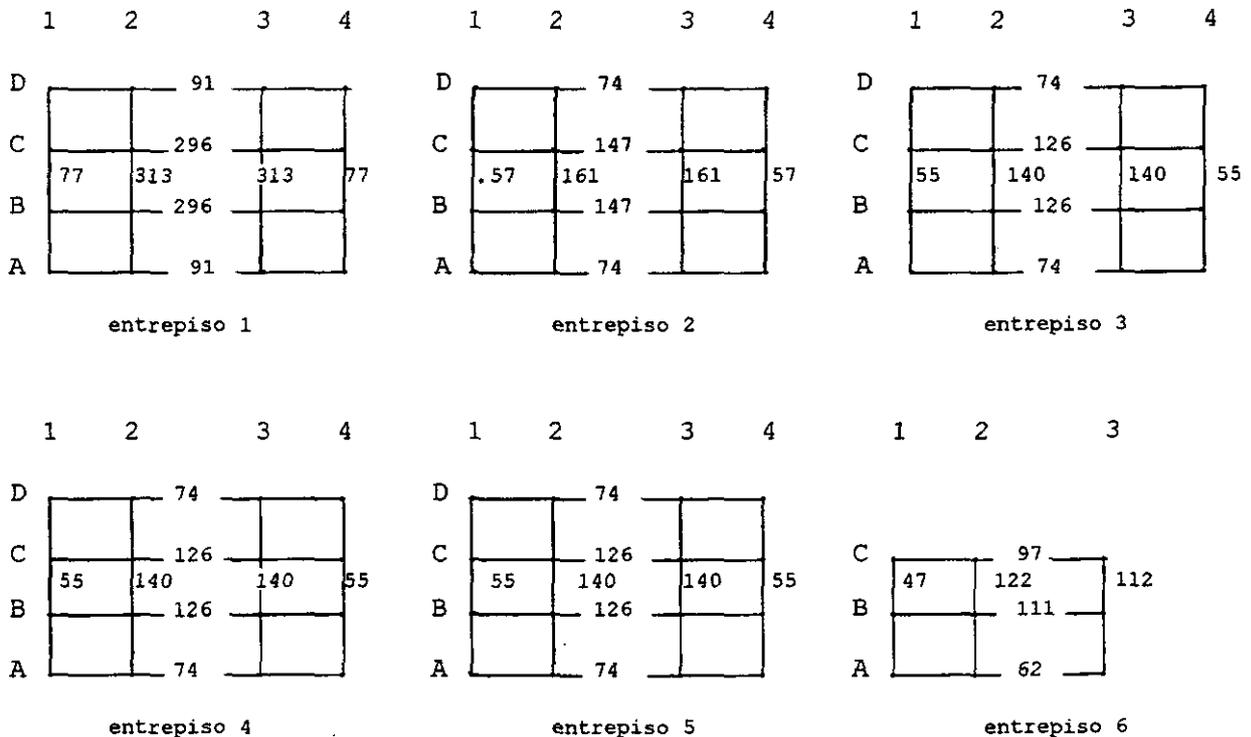
### Rigidez del nivel 6

$$\Sigma K_c = \frac{213\ 333 + 2(373\ 333)}{300} = 3\ 200\ \text{cm}^3$$

$$\Sigma K_t = \frac{1\ 737\ 051}{700} + \frac{1\ 737\ 051}{900} = 4\ 412\ \text{cm}^3$$

$$K_6 = \frac{48\ (221.4)}{300 \left[ \frac{4(300)}{3\ 200} + \frac{2(300) + 300}{6\ 893} + \frac{300}{4\ 412} \right]} = 62\ \text{ton/cm}$$

### Resumen de rigideces.



### V.5.3 Hipótesis del método

Para la distribución de fuerzas cortantes, fuerzas sísmicas posición de la fuerzas cortantes de cada entrepiso, centro de torsión, excentricidades, etcétera, que se habrán de calcular en el ejemplo, se darán los planteamientos necesarios de su obtención. Estos no son más que la justificación esencial para los mismos, de suerte que para mayor profundidad se invita a recurrir a la literatura especializada que se indica en la bibliografía.

Para calcular las fuerzas cortantes se acepta la hipótesis de que los pisos son diafragmas rígidos e indeformables horizontalmente, por lo que no se deforman sino que sólo giran y se trasladan paralelamente así mismos. Gracias a eso, cada sistema de piso distribuye la acción sísmica entre todos los marcos de su nivel inmediato inferior. Tal hipótesis no es válida en algunos edificios; como en aquellos cuya longitud en planta es varias veces su ancho, y

cuya rigidez ante cargas laterales no está distribuida de una manera sensiblemente uniforme en todo su largo. También es el caso de losas precoladas en edificios y de los que poseen elementos verticales resistentes a cargas laterales cuya rigidez sea comparable con la de las losas.

La fuerza cortante sísmica determinada para cada entrepiso debe distribuirse entre los diferentes elementos resistentes de ese entrepiso (marcos y muros) de acuerdo con la rigidez de cada uno de ellos.

Para esta distribución se toma en cuenta una traslación  $\Delta$ , y un giro  $\theta$  y dicha distribución se realiza en dos etapas:

En una primera etapa se supone que el cortante  $V$  actúa en el centro de torsión  $C_t$  o centro de rigideces de la planta (fig. V.5) y que es la posición de la resultante de los vectores proporcionales a las rigideces de cada marco.

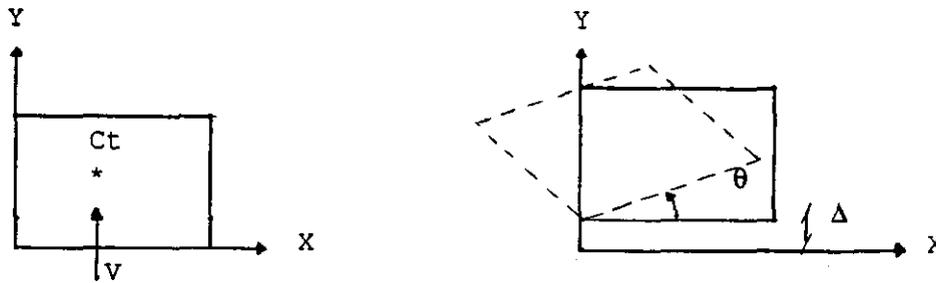


Fig. V.5 Traslación y giro

El  $C_t$  es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante sísmica para que el movimiento relativo de los dos niveles consecutivos que limitan el entrepiso no produzca giro, sino sólo traslación. Es decir, el cortante total aplicado en  $C_t$ , produce cortantes únicamente en los marcos paralelos a la dirección supuesta del sismo.

Las coordenadas del  $C_t$  ( $X_k, Y_k$ ) se obtienen considerando que en la planta de cada marco actúa un vector de magnitud proporcional a la rigidez de entrepiso de ese marco, la posición de la resultante de los vectores de rigidez coincide con la posición de  $C_t$  (fig. V.6). La rigidez de entrepiso de cada elemento se designarán por  $K$  es este trabajo y se suponen conocidas. En general es posible usar valores aproximados para fines de una distribución preliminar y refinarlos teniendo en cuenta el sistema de fuerzas laterales obtenidas en cada elemento mediante la primera estimación de rigideces.

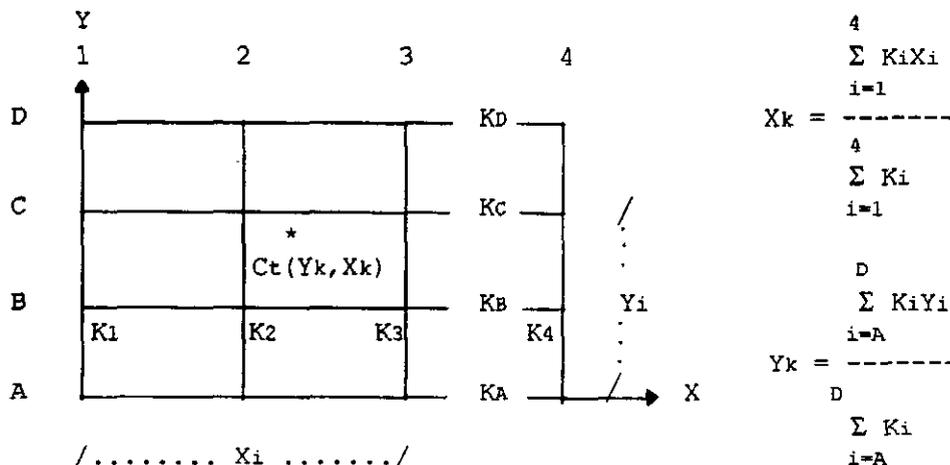


Fig. V.6 Coordenadas de los elementos resistentes y centro de torsión

Pero, normalmente el cortante no está aplicado en Ct sino en un punto que se denomina centro de cortante Cv (Xv, Yv). La posición de este punto se obtiene considerando que las fuerzas de piso que determinan el cortante de entrepiso, están aplicadas en los centros de masa Cm o centros de gravedad de cada piso.

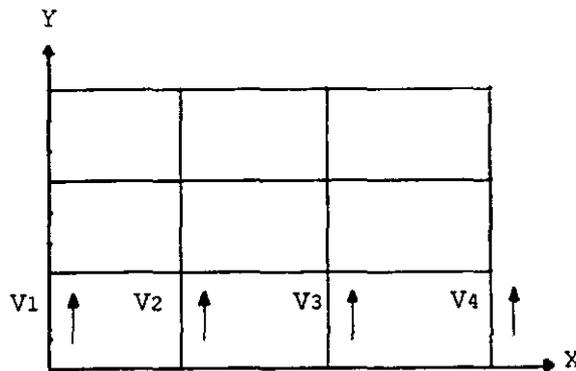
El Cv es la posición de la fuerza cortante, la que a su vez es la resultante de las fuerzas de piso que actúan arriba del entrepiso considerado.

Recordemos que las coordenadas de Cm ( $\bar{X}, \bar{Y}$ ) corresponden a la posición de la resultante de los pesos que gravitan sobre un piso i.

El Cv del piso i tiene las coordenadas

$$X_v = \frac{\sum F_{yi} \bar{X}_i}{V_{yi}}, \quad Y_v = \frac{\sum F_{xi} \bar{Y}_i}{V_{xi}}$$

En esencia, la primera etapa propone una fuerza cortante aplicada en Ct. De esta manera, se produce solamente desplazamiento paralelo a la dirección de V y en el elemento i paralelo a la fuerza aparece un cortante directo Vdi. Dicho cortante Vdi sólo lo toman los marcos paralelos a la dirección del sistema, para cada uno valdrá:



$$V = \sum_{i=1}^4 V_i$$

$$V_{di} = \frac{V K_i}{\sum_{i=1}^4 K_i}$$

Fig. V.7 Cálculo del Vdi

donde

Ki Rigidez del elemento i, paralelo a Y (dirección de V)

$\sum K_i$  Suma de rigideces paralelos a Y (dirección de V)

V/ $\sum K_i$  Desplazamiento  $\Delta$

En la segunda etapa un momento de torsión Mt está aplicado entorno de Ct.

En dicha etapa se consideran los efectos de Mt, el cual produce cortantes en todos los marcos. El giro  $\theta$  del piso en torno de Ct lo causa el Mt; que es el producto de la fuerza cortante sísmica V por su distancia al centro de torsión llamada excentricidad torsional calculada es.

La distancia es, es la distancia entre Ct y Cv (fig. V.8), medida perpendicularmente a la fuerza V.

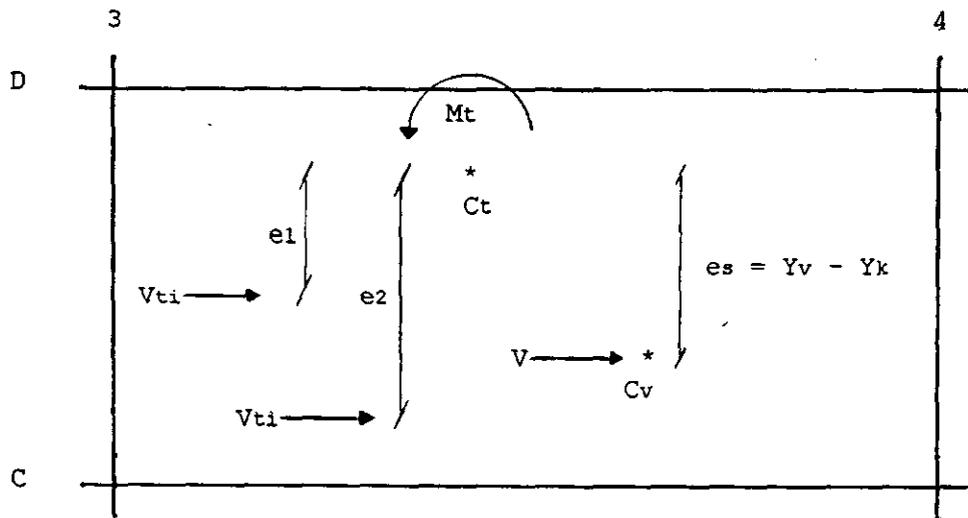


Fig. V.8 Excentricidades de un entrepiso

donde

$V$  = posición calculada de la fuerza cortante sísmica

$V_{ti}$  = posiciones de diseño de la fuerza cortante

En esta etapa aparece un elemento  $i$  paralelo a  $V$ , al cual se le conoce como cortante de torsión  $C_t$ . El  $C_t$  y el  $C_v$  para el sentido de  $V$  indicado genera un  $e_s$ , mostrado en sus coordenadas  $Y$ .

Tomando en cuenta la incertidumbre que existe en cuanto a la posición de  $C_t$  y  $C_v$  y considerando los efectos de amplificación dinámica de la torsión, el Reglamento estipula la necesidad de modificar  $e_s$ . Por lo que, el  $M_t$  en el entrepiso considerado, es igual al producto de la fuerza cortante en el entrepiso por la más desfavorable de las siguientes excentricidades:

$$e_1 = 1.5e_s + 0.1b$$

y

$$e_2 = e_s - 0.1b$$

donde  $e_s$  es la distancia entre la línea de acción de la cortante y el centro de torsión (fig.V.8), y  $b$  la mayor dimensión del entrepiso medida perpendicular a la dirección supuesta del sismo. En las ecuaciones anteriores, a la excentricidad amplificada se le suma en el mismo sentido, la excentricidad accidental  $0.1b$ , en tanto a  $e_s$  se le resta, en sentido contrario, la excentricidad accidental; puede ocurrir en éste último caso la excentricidad resultante sea de signo opuesto al de  $e_s$ .

Con lo anterior se puede calcular los dos momentos torsionantes, a saber:

$$M_{t1} = V e_1$$

y

$$M_{t2} = V e_2$$

así como sus dos cortantes por torsión que son:

$$V_{txi} = \frac{M_{ti} K_{xi} Y_{ki}}{J} \quad (\text{eje X})$$

y

$$V_{tyi} = \frac{M_{ti} K_{yi} X_{ki}}{J} \quad (\text{eje Y})$$

donde

$J = \sum K_i Y_{ki}^2 + \sum K_i X_{ki}^2$  el momento polar de inercia de las rigideces de todos los marcos del piso, respecto a  $C_t$

$X_{ki}, Y_{ki}$  = distancias de los elementos resistentes respecto a  $C_t$  del entrepiso (fig. V.9)

$M_{ti}/J = \theta$  giro, conocido como rigidez torsional del piso  $i$ .

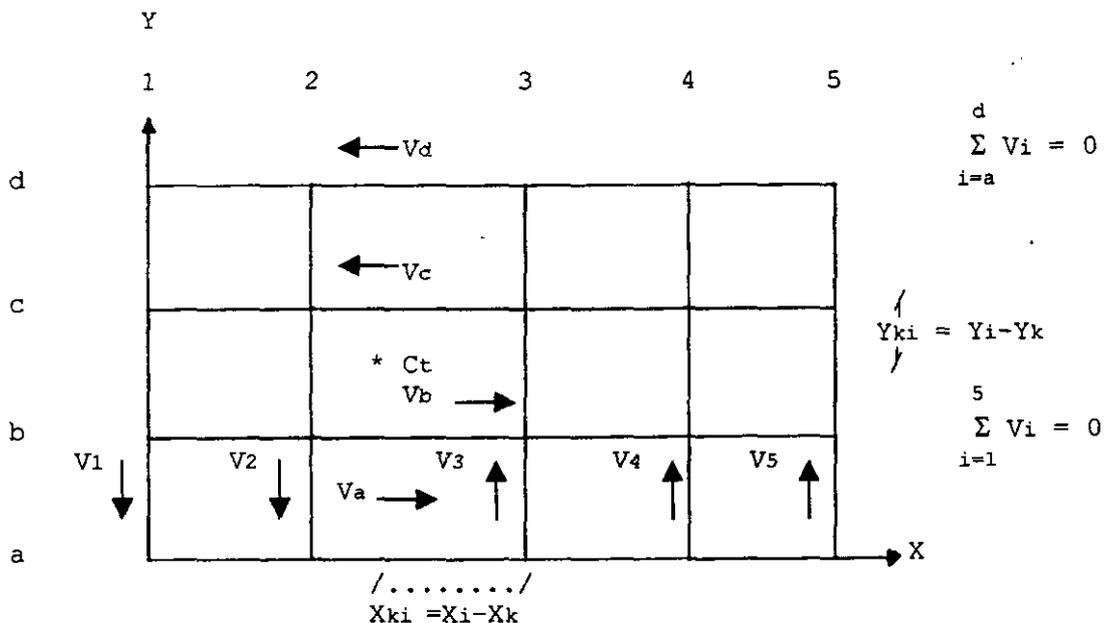


Fig. V.9 Distancias de los elementos resistentes respecto de  $C_t$ .

Los marcos paralelos al sismo, son los únicos que reciben  $V_{di}$ , la magnitud de éste se suma o resta al  $V_{ti}$ , según la posición de cada marco respecto a  $C_t$ . Se adicionan si el marco está del mismo lado que  $V$  y se restan en caso contrario, acorde con los  $e_1$  y  $e_2$ .

Los  $V_{di}$  siempre tiene la misma dirección y sentido que  $V$ , en tanto los  $V_{ti}$  tienen el sentido de  $M_t$  (fig. V.10).

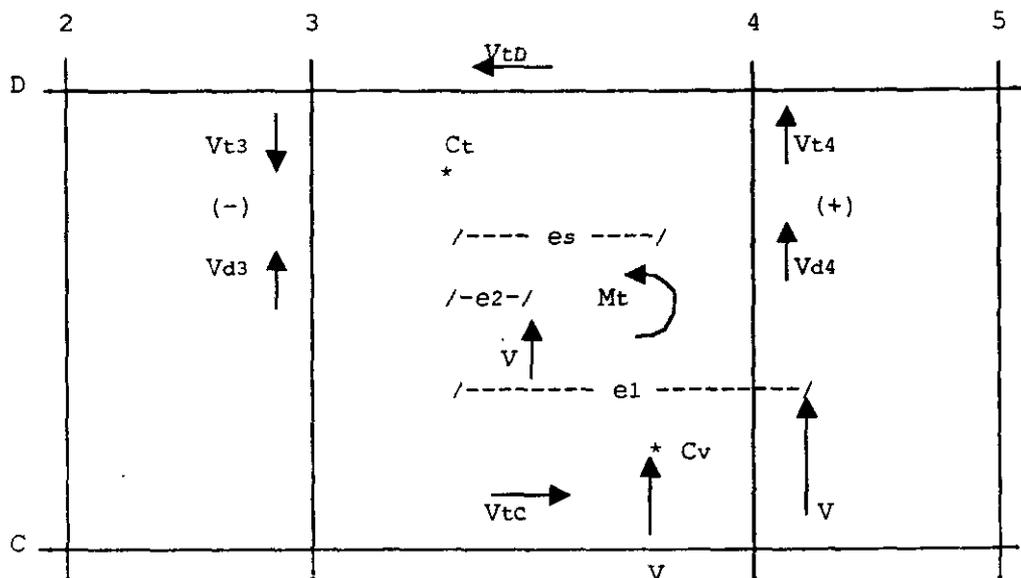


Fig. E.10 Sentido de los  $V_{di}$  y  $V_{ti}$

Para un marco  $i$  en el eje  $X$  en que  $V$  actúa perpendicular a dicho marco, el cortante total de diseño,  $V_{xdis}$ , será:

$$V_{xdis} = V_{dxi} + V_{txi} + 0.30V_{tyi} \quad \text{por efecto de } V_x$$

$$V_{xdis} = V_{xtot} + 0.30V_{tyi}$$

Y

$$V_{xdis} = 0.30V_{txi} + V_{tyi} \quad \text{por efecto de } V_y$$

Rige el mayor de éstos.

Con el sistema de cargas que actúa en cada marco, muro y/o contravientos, éste se analizará por algún método aproximado o exacto según las necesidades de refinamiento.

### V.5.3.1 Fuerzas sísmicas, cortantes y posición de cortante

Con lo desarrollado arriba, procederemos a continuar con el ejemplo planteado. Recordando que el edificio está destinado a oficinas, pertenece el grupo B1, tiene una altura de 18 m y por encontrarse en la zona III, según el Reglamento en sus artículos 174 y 206 vistos en el capítulo III y lo expuesto en IV.2.2 le corresponde un coeficiente sísmico  $c = 0.4$ ,  $T_a = 0.6$ ,  $T_b = 3.9$ ,  $r = 1$ . Además, como ya se indicó, se usará un factor de comportamiento sísmico  $Q_x = 3$  y  $Q_y = 2$ . Para el cálculo de los cortantes basales, nos apoyaremos en la sección IV.2.6 recordando que el edificio no cumple con la condición de simetría marcada en lo expuesto en IV.2.5, por lo que, el factor de comportamiento sísmico será afectado por 0.8 resultando  $Q_x = 2.4$  y  $Q_y = 1.6$ .

Puesto que no conocemos el período natural de vibración,  $T$ , o si  $T \geq T_a$  las Normas sísmicas indican que

$$Q_x' = Q_x = 2.4 \quad \text{y} \quad Q_y' = Q_y = 1.6$$

de 
$$\frac{V}{W} = \frac{c}{Q} \quad \text{según la sección IV.2.6}$$

se tiene que:

$$V_x = \frac{W c}{Q_x} = \frac{2\,553 \times 0.4}{2.4} = 425.50 \text{ ton}$$

$$V_y = \frac{W c}{Q_y} = \frac{2\,553 \times 0.4}{1.6} = 638.25 \text{ ton}$$

para el cálculo de las fuerzas sísmicas según II.5, tenemos por ejemplo para el nivel 6

$$F_{xi} = V_x \left( \frac{W_{ih}}{\sum W_{ih}} \right) = \frac{425.50 \times 43.74}{25\,164} = 73.96 \text{ ton}$$

Y

$$F_{yi} = V_y \left( \frac{W_{ih}}{\sum W_{ih}} \right) = \frac{638.25 \times 43.74}{25\,164} = 110.94 \text{ ton}$$

Con las columnas 6 y 7 se obtienen los cortantes de las columnas 8 y 9. Si no se estima  $T$ , se puede continuar con las columnas 24-31 para conocer la posición de los cortantes ( $X_v, Y_v$ ).

El artículo 207 permite la reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño.

Si es posible reducirlas, los desplazamientos calculados deben multiplicarse por su factor de comportamiento sísmico correspondiente a las características estructurales y de terreno, antes de compararlas con las admisibles.

Para estimar T, requerimos calcular los desplazamientos en cada nivel. Por lo que necesitamos evaluar los desplazamientos relativos entre los dos niveles que limitan un entrepiso. Se obtienen dividiendo la fuerza cortante del entrepiso entre la rigidez lateral del mismo. Los  $V_i/K_i$  son los desplazamientos de entrepiso que, al acumularse dan los desplazamientos aquí designados con  $X_i$  y  $Y_i$ .

Es importante aclarar, que el peso real del entrepiso 5 no es precisamente 462 ton, ya que de la planta 20 x 23m existe un área que de azotea y, sólo el área 16 x 14m de oficinas sería tipo entrepiso, pero si recordamos que la variación por  $m^2$  entre azotea y entrepiso es muy pequeña, no vale la pena refinar tanto.

Como parte final de la tabla V.2, se calcula la posición de la cortante en el entrepiso 6.

$$X_v = \frac{\sum F_{yi} \bar{X}_i}{V_{yi}} = \frac{895.29}{110.94} = 8.07 \text{ m}$$

$$Y_v = \frac{\sum F_{xi} \bar{Y}_i}{V_{xi}} = \frac{523.64}{73.96} = 7.08 \text{ m}$$

Utilizando los valores de la tabla se tiene las siguientes fuerzas y cortantes para cada nivel o entrepiso.

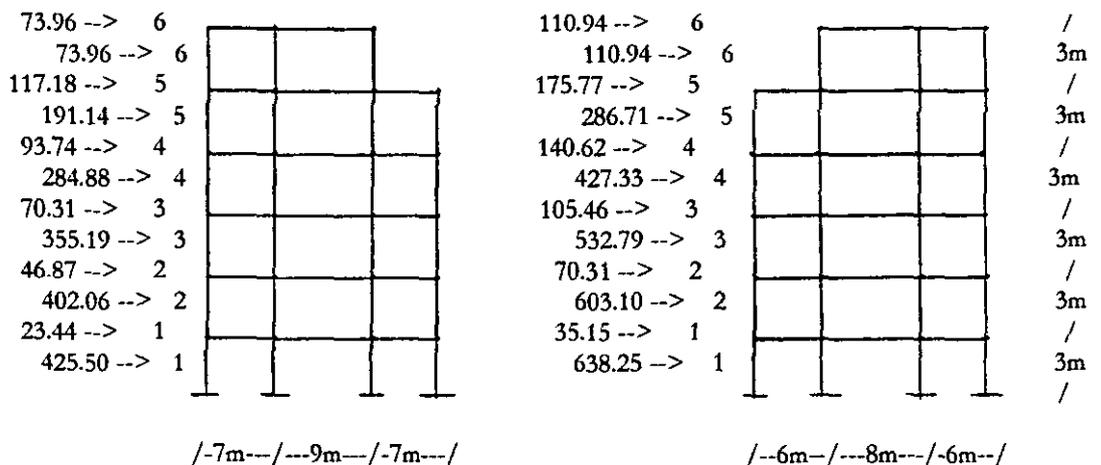


Fig. V.11 Fuerzas y cortantes sísmicas

Tabla V.2. Fuerza sísmica, cortante y posición del cortante en cada entrespiso

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
N	E	Wi	hi	Wihi	Fxi	Fyi	Vxi	Vyi	Kxi	Kyi	Vxi/Kxi	Vyi/Kyi	Xi	Yi	WiXi <sup>2</sup>	WiYi <sup>2</sup>	FxiXi	FyiYi	Fxi	Fyi	Vxi	Vyi	Xi	Yi	FxiYi	FyiXi	ΣFxiYi	ΣFyiXi	Xv	Yv
		t	m	t-m	t	t	t	t	t/cm	t/cm	cm	cm	cm	cm	t-cm <sup>2</sup>	t-cm <sup>2</sup>	t-cm	t-cm	t	t	t	t	m	m	t/m	t/m	t/m	t/m	m	m
6		243	18	4374	73.96	110.94			270	281	0.27	0.39	3.81	5.80	3527.41	8174.52	281.79	643.45	73.96	110.94			8.07	7.08	523.64	895.29			8.07	7.08
5	6	462	15	6930	117.18	175.77	73.96	110.94	400	390	0.48	0.74	3.54	5.41	5789.60	13521.86	414.82	950.92	117.18	175.77	73.96	110.94	11.50	10.00	1171.80	2021.35	523.64	895.29	10.17	8.87
4	5	462	12	5544	93.74	140.62	191.14	286.71	400	390	0.71	1.10	3.06	4.67	4325.98	10075.71	286.84	656.70	93.74	140.62	191.14	286.71	11.50	10.00	937.40	1617.13	1695.44	2916.64	10.61	9.24
3	4	462	9	4158	70.31	105.46	284.88	427.33	400	390	0.89	1.37	2.35	3.57	2551.40	5888.14	165.23	376.49	70.31	105.46	284.88	427.33	11.50	10.00	703.10	1212.79	2632.84	4533.77	10.79	9.39
2	3	462	6	2772	46.87	70.31	355.19	532.79	442	436	0.91	1.38	1.46	2.20	984.80	2236.08	68.43	154.68	46.87	70.31	355.19	532.79	11.50	10.00	468.70	808.56	3335.94	5746.56	10.87	9.46
1	2	462	3	1386	23.44	35.15	402.06	603.10	774	780	0.55	0.82	0.55	0.82	139.75	310.65	12.89	28.82	23.44	35.15	402.06	603.10	11.50	10.00	234.40	404.22	3804.64	6555.12	10.90	9.49
1	1	462	3	1386	23.44	35.15	425.50	638.25	774	780	0.55	0.82	0.55	0.82	139.75	310.65	12.89	28.82	23.44	35.15	425.50	638.25	11.50	10.00	234.40	404.22	4039.04	6959.34		

Σ = 2553 25164 425.50 638.25

17318.94 40206.97 1230.0 2811.06

4039.04 6959.35

Con las columnas 16-19 calcularemos T

$$T_x = 6.3 \left( \frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum F_{xi} X_i} \right)^{1/2} = 6.3 \left( \frac{17318.94}{981 \times 1230} \right)^{1/2} = 0.75$$

$$T_a \leq T_x \leq T_b \\ 0.6 \leq 0.75 \leq 3.79$$

por lo que las Fxi no se pueden reducir.

$$T_y = 6.3 \left( \frac{\sum W_i Y_i^2}{g \sum F_{yi} Y_i} \right)^{1/2} = 6.3 \left( \frac{40206.97}{981 \times 2811.06} \right)^{1/2} = 0.76$$

$$T_a \leq T_x \leq T_b \\ 0.6 \leq 0.76 \leq 3.79$$

luego las Fyi tampoco se pueden reducir. Entonces, tomamos los Fxi, Fyi, Vxi y Vyi calculados de 6-9 que son los que aparecen en 20-23.

### IV.5.3.2 Distribución de las fuerzas sísmicas

Como siguiente paso del análisis, se requiere distribuir las fuerzas sísmicas en los elementos resistentes.

El planteamiento para dicho cálculo ya fue descrito. De la sección V.5.2 y de la tabla V.2 se obtienen las rigideces y cortantes para la distribución de entrepiso. Sólo se ejemplifica el entrepiso E-1 en ambas direcciones. En la tabla V.5 se indican los cortantes para diseño, la cual tiene la corrección al entrepiso E-6 debida a la excentricidad  $e_{y2}$  como se verá más adelante.

Para el entrepiso E-1 tenemos:  $V_{x1} = 425.50$  ton,  $V_{y1} = 638.25$  ton,  $b_x = 23$  m,  $b_y = 20$  m,  $C_v(10.9, 9.49)$ .

Tabla V.3. Distribución de las fuerzas cortantes en los elementos resistentes entrepiso E-1 dirección X

M	Ki	Yi	KiYi	Yki	KiYki	KiYki <sup>2</sup>	Vdk	Vtx1 efecto	Vtx2 Vxi	Vty1 efecto	Vty2 Vyi	Vxtot	Vxtot ± 0.30Vtyi	0.30Vxtot ± Vtyi
A	91	0	0	-10.00	-910	9100.00	50.03	17.63	-9.50	30.61	-16.26	67.66	76.84	50.91
B	296	6	1776	-4.00	-1184	4736.00	162.72	22.94	-12.36	39.83	-21.16	185.66	197.61	95.53
C	296	14	4144	4.00	1184	4736.00	162.72	-22.94	12.36	-39.83	21.16	175.08	187.03	92.35
D	91	20	1820	10.00	910	9100.00	50.03	-17.63	9.50	-30.61	16.26	59.53	68.71	48.47

$\Sigma = 774$       7740      27672.00

7740

$Y_k = \frac{7740}{774} = 10$  m,  $e_{sy} = -0.51$  m,  $e_{y1} = -2.76$  m,  $e_{y2} = 1.49$  m,  $M_{tx1} = -1176.51$  t-m,  $M_{tx2} = 633.99$  t-m

Tabla V.4. Distribución de las fuerzas cortantes en los elementos resistentes entrepiso E-1 dirección Y

M	Ki	Xi	KiXi	Xki	KiXki	KiXki <sup>2</sup>	Vdy	Vty1 efecto	Vty2 Vyi	Vtx1 efecto	Vtx2 Vxi	Vytot	Vytot ± 0.30Vtxi	0.30Vytot ± Vtxi
1	77	0	0	-11.50	-885.5	10183.25	63.01	29.79	-15.82	17.16	-9.25	92.80	97.95	45.00
2	313	7	2191	-4.50	-1408.5	6338.25	256.12	47.38	-25.17	27.29	-14.71	303.50	311.69	118.34
3	313	16	5008	4.50	1408.5	6338.25	256.12	-47.38	25.17	-27.29	14.71	281.29	289.48	111.68
4	77	23	1771	11.50	885.5	10183.25	63.01	-29.79	15.82	-17.16	9.25	78.83	83.98	40.81

$\Sigma = 780$       8970      33043.00      638.26

8970

$X_k = \frac{8970}{780} = 11.50$  m,  $e_{sx} = -0.60$ ,  $e_{x1} = -3.20$  m,  $e_{x2} = 1.70$  m,  $M_{ty1} = -2042.40$  t-m,  $M_{ty2} = 1085.02$  t-m

y el momento polar de inercia  $J = 27\ 672 + 33\ 043 = 60\ 715$

Las ecuaciones a utilizadas son:

Sentido letras (eje X)

$$Y_k = \frac{\sum K_i Y_i}{\sum K_i}$$

$$V_{di} = \frac{V_{xi} K_i}{\sum K_i} = \Delta_x K_i$$

$$M_{tx1} = V_{xi} e_{y1}$$

$$M_{tx2} = V_{xi} e_{y2}$$

Sentido números (eje Y)

$$X_k = \frac{\sum K_i X_i}{\sum K_i}$$

$$V_{di} = \frac{V_{yi} K_i}{\sum K_i} = \Delta_y K_i$$

$$M_{ty1} = V_{yi} e_{x1}$$

$$M_{ty2} = V_{yi} e_{x2}$$

$$M_{ty1} = V_{yi} \text{ ex}_1$$

$$M_{ty1} = V_{yi} \text{ ex}_1$$

$$M_{ty2} = V_{yi} \text{ ex}_2$$

$$M_{ty2} = V_{yi} \text{ ex}_2$$

$$V_{tx1} = \frac{M_{tx1} K_i Y_{ki}}{J}$$

$$V_{tx1} = \frac{M_{tx1} K_i X_{ki}}{J}$$

$$V_{tx2} = \frac{M_{tx2} K_i Y_{ki}}{J}$$

$$V_{tx2} = \frac{M_{tx2} K_i X_{ki}}{J}$$

$$V_{ty1} = \frac{M_{ty1} K_i Y_{ki}}{J}$$

$$V_{ty1} = \frac{M_{ty1} K_i X_{ki}}{J}$$

$$V_{ty2} = \frac{M_{ty2} K_i Y_{ki}}{J}$$

$$V_{ty2} = \frac{M_{ty2} K_i X_{ki}}{J}$$

donde

$X_i, Y_i$  = distancia del marco  $i$  respecto de los ejes  $X$  e  $Y$  respectivamente

$\Delta_x, \Delta_y$  = desplazamiento del piso en los ejes  $X$  e  $Y$  respectivamente

$K_i X_{ki}, K_i Y_{ki}$  = momentos estáticos

$$\frac{M_{tx1}}{J}, \frac{M_{tx2}}{J}, \frac{M_{ty1}}{J}, \frac{M_{ty2}}{J} = \theta = \text{rigidez torsional}$$

$$\sum K_i X_{ki}^2 + \sum K_i Y_{ki}^2 = J = \text{momento polar de inercia}$$

La obtención del cortante de diseño que incluye el 30%, lleva doble signo a causa de que el sismo es alternante, es decir, puede ir en una u otra dirección. El cortante de diseño será el mayor de ambas combinaciones.

La tabla E.5 condensa los cortantes de diseño con la corrección del E-6 por efecto del  $e_{y2} = -0.56$ .

Tabla V.5 Cortantes de diseño

Marco	E-1 ton	E-2 ton	E-3 ton	E-4 ton	E-5 ton	E-6 ton
A	76.84	98.22	95.52	78.48	55.74	31.77
B	197.61	158.28	132.18	107.26	74.10	31.19
C	187.03	150.52	125.19	100.32	67.13	28.37
D	68.71	88.45	85.26	68.22	45.51	
1	97.95	115.47	109.21	89.92	63.81	30.92
2	311.69	263.18	225.19	182.79	126.21	56.40
3	289.48	246.43	209.94	167.45	110.83	48.76
4	83.98	100.32	93.89	74.37	48.36	

### V.5.3.3 Revisión de las excentricidades de diseño

Es importante recordar que en las Normas sísmicas se indica que la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo

valor de  $e_s$  calculado para los entrepisos que están abajo del analizado, y por tanto es necesario calcularlos y compararlos.

Para la revisión recorreremos de arriba hacia abajo. En la tabla siguiente se indican las excentricidades calculadas, las de diseño y las  $e_s/2$  que marcan las Normas sísmicas.

Nivel	$e_{sx}$ m	$e_{x1}$ m	$e_{x2}$ m	$e_{sy}$ m	$e_{y1}$ m	$e_{y2}$ m	$e_{sx}/2$ m	$e_{sy}/2$ m
6	-1.35	-3.72	0.25	1.40	3.50	0.00	-0.68	0.70
5	-1.33	-4.30	0.97	-1.13	-3.70	0.87	-0.66	-0.56
4	-0.89	-3.64	1.41	-0.76	-3.14	1.24	-0.44	-0.38
3	-0.71	-3.36	1.59	-0.61	-2.91	1.39	-0.36	-0.30
2	-0.63	-3.24	1.67	-0.54	-2.81	1.46	-0.32	-0.27
1	-0.60	-3.20	1.70	-0.51	-2.76	1.49	-0.30	-0.25

La tabla siguiente compara las excentricidades de diseño contra las  $e_s/2$  para ambos sentidos. Los renglones sin comparación se deben a que no existen excentricidades  $e_s/2$  positivas por lo que rige la que se indica.

Entrepiso	$e_{dis} > e_s/2$	Rige
E-6/E-5	$e_{x1} = -3.62 > -0.66, -0.44, -0.36, -0.32, -0.30$ $e_{x2} = 0.25 >$ $e_{y1} = 3.50 >$ $e_{y2} = 0.00 > -0.56, -0.38, -0.30, -0.27, -0.25$	-0.56
E-5/E-4	$e_{x1} = -4.30 > -0.44, -0.36, -0.32, -0.30$ $e_{x2} = 0.97 >$ $e_{y1} = -3.70 > -0.38, -0.30, -0.27, -0.25$ $e_{y2} = 0.87 >$	
E-4/E-3	$e_{x1} = -3.64 > -0.36, -0.32, -0.30$ $e_{x2} = 1.41 >$ $e_{y1} = -3.14 > -0.30, -0.27, -0.25$ $e_{y2} = 1.24 >$	
E-3/E-2	$e_{x1} = -3.36 > -0.32, -0.30$ $e_{x2} = 1.59 >$ $e_{y1} = -2.91 > -0.27, -0.25$ $e_{y2} = 1.39 >$	
E-2/E-1	$e_{x1} = -3.24 > -0.30$ $e_{x2} = 1.67 >$ $e_{y1} = -2.81 > -0.25$ $e_{y2} = 1.46 >$	

Podemos apreciar que sólo en el entrepiso E-6 no se cumple la excentricidad en  $e_{y2}$  por lo que rige -0.56 para dicho entrepiso.

#### V.5.3.4 Revisión de los momentos torsionantes

En las Normas sísmicas se establece que el momento torsionante del entrepiso analizado no se tomará menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

Al contrario de la revisión de las excentricidades, nuestro recorrido será de abajo hacia arriba. La siguiente tabla contiene los momentos torsionantes  $M_t$  y los  $M_t/2$  que se piden en las Normas. Incluye dicha tabla la corrección del entrepiso E-6.

Entrep	Mtx1	Mtx2	Mty1	Mty2	Mtx1/2	Mtx2/2	Mty1/2	Mty2/2
1	-1176.51	633.99	-2042.40	1085.20	-588.25	317.00	-1021.20	542.60
2	-1129.79	587.01	-1957.06	1007.18	-564.90	293.50	-978.53	503.59
3	-1035.38	493.71	-1792.84	847.14	-517.69	246.85	-896.42	423.57
4	-894.52	353.25	-1553.34	602.53	-447.26	176.62	-776.67	301.26
5	-706.26	166.29	-1231.42	278.11	-353.13	83.14	-615.71	139.05
6	258.70	-41.42	-401.55	28.14	129.35	-20.71	-200.78	14.07

La tabla siguiente compara los momentos torsionantes calculados contra los Mt/2. Los renglones sin comparación, son aquellos momentos en que según su sentido no existen iguales en signo y por lo cual rigen.

Entrepiso	Momento calculado contra momentos entrepisos superiores	Rige
E-1/E-2	Mtx1 = -1176.51 > -564.90, -517.69, -447.26, -353.13 Mtx2 = 633.99 > 293.50, 246.85, 176.62, 83.14 Mty1 = -2042.40 > -978.53, -896.42, -776.67, -615.71, -200.78 Mty2 = 1085.27 > 503.59, 423.57, 301.26, 139.05, 14.07	
E-2/E-3	Mtx1 = -1129.79 > -517.69, -447.26, -353.13 Mtx2 = 587.01 > 246.85, 176.62, 83.14 Mty1 = -1957.06 > -896.42, -776.67, -615.71, -200.78 Mty2 = 1007.18 > 423.57, 301.26, 139.05, 14.07	
E-3/E-4	Mtx1 = -1035.38 > -447.26, -353.13 Mtx2 = 493.71 > 176.62, 83.14 Mty1 = -1792.84 > -776.67, -615.71, -200.78 Mty2 = 847.14 > 301.26, 139.05, 14.07	
E-4/E-5	Mtx1 = -894.52 > -353.13 Mtx2 = 353.25 > 83.14 Mty1 = -1553.34 > -615.71, -200.78 Mty2 = 602.53 > 139.05, 14.07	
E-5/E-6	Mtx1 = -706.26 > Mtx2 = 166.29 > Mty1 = -1231.42 > -200.78 Mty2 = 278.11 > 14.07	

En este caso los momentos torsionantes previamente calculados rigen sobre los mínimos que piden las Normas.

Revisados las excentricidades de diseño y los momentos torsionantes, podemos obtener los cortantes por torsión que, al sumarles los cortantes directos darán los cortantes totales para cada marco. Es importante recordar que éstos últimos deberán considerar los efectos bidireccionales que se indican en las Normas sísmicas, tomando en cada dirección analizada el 100% de los efectos en el sentido de análisis y el 30% de los efectos que obran perpendicularmente a ella, con los signos que para cada combinación resulten más desfavorables.

### V.5.3.5 Momentos de volteo de los marcos

Las Normas sísmicas establecen que los momentos de volteo,  $M_v$ , deben ser mayores que el producto de la fuerza cortante en el nivel analizado multiplicado por su distancia al centro de gravedad,  $Y_g$ , de la parte de la estructura que se encuentre por encima de dicho nivel, todo lo anterior en caso de usar momentos de volteo reducidos, es decir,  $M_{vj}$ .

La reducción se realiza multiplicando  $M_v$  por el factor reductivo,  $j = 0.8 + 0.2z$ , donde  $z = h_i/h$ , es decir, la relación de la altura a la que se calcula el factor reductivo por el momento de volteo entre la altura total de la estructura.

Como ejemplo, se ilustra el cálculo de los momentos de volteo reducidos para el marco A, cuya posición de fuerzas sísmicas y sus cortantes se muestran en la figura V.12, misma que se obtienen de la tabla V.5, de donde se derivan las fuerzas sísmicas.

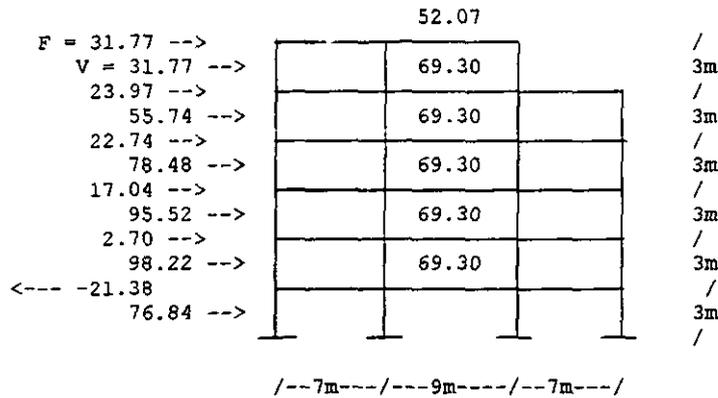


Fig. V.12 Momentos de volteo marco A

Nivel	Entrep	M ton	V ton	$M_v$ ton-m	z	j	$M_v j$ ton-m	$Y_g$ m	$V Y_g$ ton-m
6		52.07		0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
	6		31.77						
5		69.30		95.31	0.83	0.97	92.45	3.00	95.31
	5		55.74						
4		69.30		262.53	0.67	0.93	244.15	4.29	297.30
	4		78.48						
3		69.30		497.97	0.50	0.90	448.17	5.73	449.69
	3		95.52						
2		69.30		784.53	0.33	0.87	682.54	7.20	687.74
	2		98.22						
1		69.30		1079.19	0.17	0.83	895.73	8.69	853.53
	1		76.84						
0				1309.71	0.00	0.80	1047.77	10.18	782.23

Tabla V.5. Momentos de volteo del marco A

$$Y_0 = \frac{69.30(3) + 69.30(6) + 69.30(9) + 69.30(12) + 69.30(15) + 52.07(18)}{69.30(5) + 52.07} = 10.18 \text{ m}$$

$$Y_1 = \frac{69.30(3+6+9+12) + 52.07(15)}{69.30(4) + 52.07} = 8.69 \text{ m}$$

Los  $M_v$  se obtienen acumulando los V por h de cada entrepiso. Se debe cumplir  $M_v j > V Y_g$  para cada nivel, rige el mayor.

Podemos apreciar en la tabla V.5 que para los niveles 0 y 1 rige el momento de volteo reducido.

Nivel	Marco y momento de volteo para diseño							
	A	B	C	D	1	2	3	4
6	0.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	
5	95.31	93.57	85.11	0.00	92.76	169.20	146.28	0.00
4	244.15	317.89	266.44	136.53	273.74	541.44	445.26	145.08
3	449.69	614.60	531.70	313.89	515.24	1047.39	885.82	338.73
2	687.74	951.70	845.03	525.35	786.31	1623.62	1415.00	571.88
1	895.73	1375.45	1237.27	724.35	1019.23	2287.03	2025.65	798.69
0	1047.77	2011.67	1816.06	854.76	1217.47	3173.00	2810.85	962.21

Tabla V.6. Momentos de volteo para diseño

### V.5.3.6 Alimentación para programa Marco Plano (Marpla)

Para finalizar la parte de análisis se presenta el marco B con sus fuerzas sísmicas, mismas que se obtienen de la suma de cada cortante de arriba hacia abajo conforme a los datos de la tabla V.5. Las propiedades geométricas son tomadas de la tabla V.1 aclarando que se tomó un sólo tipo de inercia para la viga ( $I = 3699682 \text{ cm}^4$ ) que es ligeramente menor que la del nivel 6.

Se decidió tomar dicho marco por ser más representativo que el marco A que se venía ejemplificando, ya que el marco B tiene más variantes.

El programa proporciona momentos, cortantes, axiales como fuerzas internas, adicionalmente se tiene los desplazamientos verticales y horizontales así como los giros. Se corre de manera semejante a otros como el STRUDL y PAEM.

Antes de proporcionar los datos, convengamos en los recorridos de numeración para los nudos y miembros (barras). Para los nudos de abajo hacia arriba y, para los miembros; primero de arriba hacia abajo y de la misma manera avanzar de izquierda a derecha y luego de abajo hacia arriba. Esto con la finalidad de interpretación y ubicación de los resultados. El recorrido puede ser otro siendo secuencial. Es recomendable para cada marco un esquema similar al mostrado.

Las unidades en que se alimenta el paquete son : toneladas y centímetros y el programa las asume por omisión. Por ejemplo, para el módulo de elasticidad de este marco es  $221.40 \text{ ton/cm}^2$  pero al proporcionar el dato se accesa 221.40 sin unidades.

Los datos del marco B son por carga vertical y de manera semejante sería para cargas horizontales y combinaciones de estas.

Asumiendo que el paquete está cargado y que tenemos los datos (ver figura V.13) se procede a cargar los mismos.

Pedir MARPLA y seleccionar en el menú "Ingreso de datos nuevos", para iniciar la introducción de datos. Aparece el título "Datos generales" en donde tendremos:

- a) título del problema marco B
- b) número de nudos: 27

c) número de miembros: 40

d) número de condiciones de carga: 1 (ya que sólo analizamos por carga vertical). Si se quisieran las verticales por separado, sería 2 y si además necesitamos una combinación de las anteriores en una misma "corrida" anotaríamos 3.

e) número de propiedades geométricas: 3 (solicita tipos de: áreas, momentos de inercia y módulos de elasticidad de columnas y vigas).

f) número de grupo de cargas: 4, son las diferentes cargas que obran sobre los miembros ( ver "Datos de grupos de carga" ), en este caso existen 4 sobre las vigas y no hay en las columnas. Para las cargas en nudos, se usarían las fuerzas que para este marco son 6 y se cargarían en, "Datos de condición de carga" si se tratara de una combinación.

g) separación máxima de nudos: 0 (útil cuando el marco es modular pero no es nuestro caso).

h) número de apoyos: 4.

Al concluir con lo anterior, aparece el título "Lectura propiedades geométricas" en donde se darán las características de cada miembro. Recordemos que se registraron 3 tipos, por lo que se deberán ir dando valores para cada uno. Estos se obtienen de la sección V.5.1. Los valores que aparecen entre paréntesis son la secuencia de los tres tipos de propiedades, es decir, se registra un valor para cada inciso.

a) propiedad geométrica: 1, (2), (3).

b) momento de inercia: 1143333, (3143333), (3699682).

c) módulo de elasticidad: 221.4, (221.4), (221.4).

d) área: 2800, (6400), (20900)

Finalizada esta parte, aparece "Lectura de datos nudos" pidiendo los datos de cada nudo. Los puntos suspensivos equivalen a los paréntesis de arriba.

a) número de nudo: 1, 2,...

b) condición de frontera: 1 para los empotres de los primeros 4 nudos y, 0 (libre) para todos los demás. Otras opciones que aquí no se usarán son: 2 (articulación), 3 (carro).

c) coordenada en x: 0, que es la posición del nudo 1 en el eje X. Seguiría 700, 1600,...

d) coordenada en y: 0, posición en el eje Y del del nudo 1.

e) parámetro de generación: 0, ya que tenemos longitudes diferentes sobre todo en las vigas. Podríamos usar 1, en caso de que las crujeas tuvieran el mismo ancho. Al introducir 0, el programa regresa al inciso a) para el registro del nudo 2, 3,.... En caso de ser 1, seguiría:

f) nudo extremo por generar: 2, 3,...

g) coordenada x: 700 (hipotético, ya que no son iguales las grujías).

h) coordenada y: 0, también considerando que fueran iguales.

El siguiente paso es "Lectura datos de miembro", en donde se anotarán los datos de columnas y vigas conforme al recorrido establecido. Esto es:

a) número de miembro: 1, 2, 3,...

b) incidencia 1: 21, 17, 13, ... (indica desde donde empieza el miembro, el criterio que adopta la máquina es inferior o izquierdo para columnas y vigas respectivamente).

c) incidencia 2: 25, 21, 17, ... (criterio superior o derecho).

d) tipo de miembro: 0, para todos. Otras opciones son 1, 2 y 3.

e) propiedad geométrica: 1, (solicita el tipo propiedad geométrica para cada miembro, que para nuestro marco es 1 para columnas externas, 2 para columnas internas y 3 para todas las vigas).

f) parámetro de generación: 0, para todos. Otra opción es 1, en cuyo caso aparecen los incisos g), h) e i) procediendo como en el inciso e) de "Lectura datos nudos". Al registrar 0, regresa al inciso a) para continuar con el miembro siguiente. La opción 1 sí sería útil sobre todo en las columnas ya que todas son de la misma altura.

g) miembro extremo por generar: 2, 3,...

h) incidencia 1: 17, 13, ... (presumiendo ya registrado el 21).

i) incidencia 2: 21, 17, ... (presumiendo ya registrado el 25).

Con la inclusión de todos los datos anteriores, aparece "Datos de grupos de carga" y un subtítulo "grupo de cargas (1)" refiriéndose a las condiciones marcadas en el inciso c) de "Ingreso de datos nuevos". Para nuestro caso sólo tenemos 4 tipos para la condición de carga vertical. Por lo que:

a) número de cargas en el miembro: 1, puesto que se trata de una carga repartida. Si existiera además una concentrada y otra triangular en el miembro, anotaríamos 3, etc.

b) tipo de miembro: 0, para todos. Otras opciones serían 1, 2 y 3 como en "Lectura de datos nudos".

c) longitud del miembro cargado: 700, (longitud del miembro 24 en que obra la carga tipo 1). Seguirían 900, 700, 700,...

d) valor de la carga: 0.0786, 0.0725, 0.0741,...

e) distancia 1: 0, ya que la barra tiene una carga uniforme que inicia en cero.

f) distancia 2: 700, distancia donde termina la carga tipo 1.

g) ángulo con la normal al miembro: 0, puesto que no existen cargas concentradas o con algún tipo de carga con ángulo de incidencia.

Si hubiera más cargas en el miembro como ya se explicó arriba, aparecerán los incisos h), i) y j). En nuestro caso regresará al inciso a).

h) valor de la carga 2: 0.0456 (supuesto).

- i) distancia 1: 1.75 (supuesto), sería a partir de donde inicia la carga.
- j) distancia 2: 6.50 (supuesto), distancia final.

Terminada esta etapa, se presenta "Datos de condición de carga" y "condición de carga (1)" que se refieren a las condiciones que estamos analizando, en nuestro caso sólo la vertical. Si al mismo tiempo se calculara una combinación u otro tipo de condición, aparecería "condición de carga (2)", etc.

a) título de la condición de carga: vertical, (según la queramos identificar).

b) número de miembros cargados: 17 (que son el total de vigas que reciben carga).

c) miembro cargado: 24 (primer miembro cargado, seguiría 25, 26,...).

d) grupo de carga: 1 (tipo de carga que le corresponde al miembro 24).

e) parámetro de generación: 0, criterio similar al visto en "Lectura datos nudos".

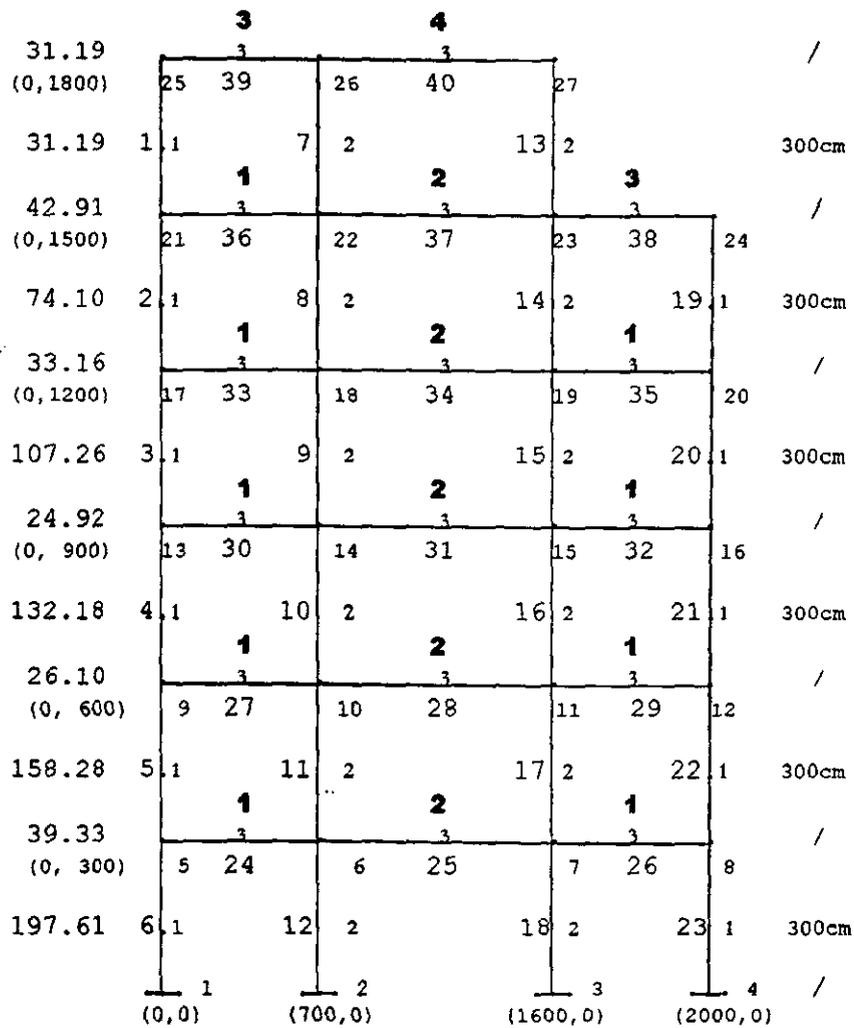
Dentro de esta misma etapa aparece "número de nudos cargados". Para nuestro caso se anotaría 0. Si quisiéramos introducirlos, anotaríamos 6, y a continuación preguntará el número de nudo que sería: 5, 9, 13,... En "momento" y "fuerza y" anotaríamos invariablemente 0, en tanto para "fuerza x" se introducirían 39.33, 26.10, 24.92,...

Después de haber registrado los datos, el programa regresa por omisión al menú principal. Seleccionar "listado y/o corrección" para verificar los datos introducidos. Terminada dicha verificación regresar al menú principal y seleccionar "gráfica de marco" para checar la figura. Después de pulsar Enter, pedir "análisis de la estructura" y aparecerá una serie de cuestionamientos que habrán de contestarse de la siguiente manera: si, no (para empezar a grabar), no (para continuar sin perder la información), no.

Introduciendo el disco en A grabar la información. Ya grabado seleccionar en el menú principal "impresión en pantalla".

Pasando por omisión a c:\> teclear MARPLA2 y pulsar Enter. Inicia la corrida, si no, checar nuevamente los datos.

Los resultados para el marco B aparecen en el anexo para: CM+Vmax, CM+Vacc, +Sismo y combinaciones para diseño.



/...700cm../...900cm...../...700cm../

Marco B

# de nudos = 27

# de miembros = 40

# de grupo de cargas **1** = 0.0786 ton/cm

**2** = 0.0725

**3** = 0.0741

**4** = 0.0726

Propiedades verticales

	A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	E <sub>c</sub> (ton/cm <sup>2</sup> )
1	2800	1143333	221.40
2	6400	3413333	221.40
3	20900	3699682	221.40

Fig. V.13 Tipología del marco B

## V.6 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MARCO B

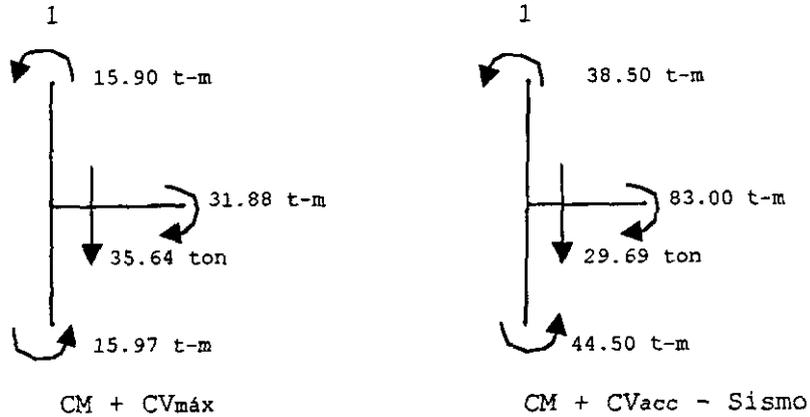
### V.6.1 Diseño de losa

Con los resultados del análisis del marco B se procederá al diseño de la losa del entre-eje 1-2 del nivel 2 de dicho marco. Como se vio en V.3.5, rigió el peralte necesario para limitar deformaciones laterales de entrepiso. Antes

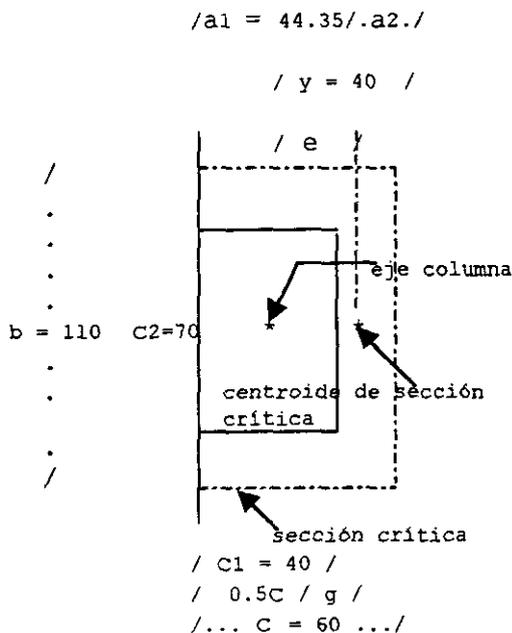
de iniciar el diseño de la losa, se harán la revisión por penetración de una columna de orilla y una central.

### V.6.1.1 Revisión por tensión diagonal alrededor de la columna exterior B-1.

Esta revisión se indica en 2.1.5h de las Normas y que se abordó en IV.3.4.5 y IV.3.4.10. Este tipo de revisión, se debe a que es frecuente en este tipo de estructuración (losa plana-columna) que el diseño esté regido por el cortante por penetración, en especial cuando son columnas de borde en las que existe una gran transferencia de momento entre losa y columna, la sección crítica para cortante por penetración se ve reducida por el borde libre. Las acciones que se presentan, provienen del análisis (consultar el anexo) y ya se encuentran afectadas por el factor de carga correspondiente.



Requerimos calcular las propiedades geométricas de la sección crítica. Para ello haremos un dibujo de la columna con la sección crítica a una distancia  $d/2$  alrededor de su perímetro, excepto en la parte libre de la columna. También requerimos de su centroide para calcular el momento polar,  $J$ . La columna tiene sección  $40 \times 70$  con la primera en la dirección analizada y el peralte efectivo de la losa es 40 cm. Apoyándonos en la figura 4.6 y sus ecuaciones, tenemos



$$c = c_1 + d/2 = 40 + 20 = 60 \text{ cm}$$

$$b = c_2 + d = 70 + 40 = 110 \text{ cm}$$

el área de la sección crítica es:

$$A_c = (2c + b)d = (2 \times 60 + 110)40 = 9200 \text{ cm}^2$$

obteniendo su centroide,  $e$ , se tiene

$$g = \frac{bc}{2(2c + b)} = \frac{110 \times 60}{2(2 \times 60 + 110)} = 14.35 \text{ cm}$$

$$y = c - c_1/2 = 60 - 20 = 40 \text{ cm}$$

$$a_2 = c/2 - g = 30 - 14.35 = 15.65 \text{ cm}$$

$$a_1 = 0.5c + g = 30 + 14.35 = 44.35 \text{ cm}$$

$$e = y - c/2 + g = 40 - 30 + 14.35 = 24.35 \text{ cm}$$

calculando el momento polar

$$J_c = \frac{dc^3}{6} + \frac{cd^3}{6} + 2cdg^2 + bd\left(\frac{c}{2} - g\right)^2$$

$$J_c = \frac{40 \times 60^3}{6} + \frac{60 \times 40^3}{6} + 2 \times 60 \times 40 \times 14.35^2 + 110 \times 40 (30 - 14.35)^2 = 4\,146\,087 \text{ cm}^4$$

Calculando la fracción del momento flexionante que se transmite por excentricidad de la fuerza cortante según lo visto en IV.3.4.5 se tiene:

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \left(\frac{c_1 + d/2}{c_2 + d}\right)^{1/2}} = \frac{1}{1 + 0.67 \left(\frac{40 + 20}{70 + 40}\right)^{1/2}} = 0.331$$

Esta es la fracción del momento flexionante que transmite la losa a la columna a través de momentos torsionantes, los cuales originan esfuerzos cortantes no uniformes equivalentes a los que produce una fuerza cortante colocada excéntricamente respecto al eje de la columna. La modificación  $(c_1 + d)$  por  $(c_1 + d/2)$  es por tratarse de columna de borde.

a) Revisión bajo CM +  $C_{v\text{máx}}$

El esfuerzo por cortante máximo es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{V}{A_c} + \alpha \left(\frac{M - Ve}{J_c}\right) a_2 = \frac{35644}{9200} + \frac{0.331(3188000 - 35644 \times 24.35)}{4\,146\,087} = 4.06 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante máximo de diseño admisible según 2.1.5h (Normas) sino se usa refuerzo, no debe exceder de

$$FR (0.5 + \gamma) \sqrt{f_c} \quad \text{ni} \quad FR \sqrt{f_c}$$

Conforme se indica en 2.1.5h (Normas) el FR se tomará igual a 0.7 en lugar de 0.8, y donde  $\gamma$  es la relación lado corto a lado largo de la sección de la columna.

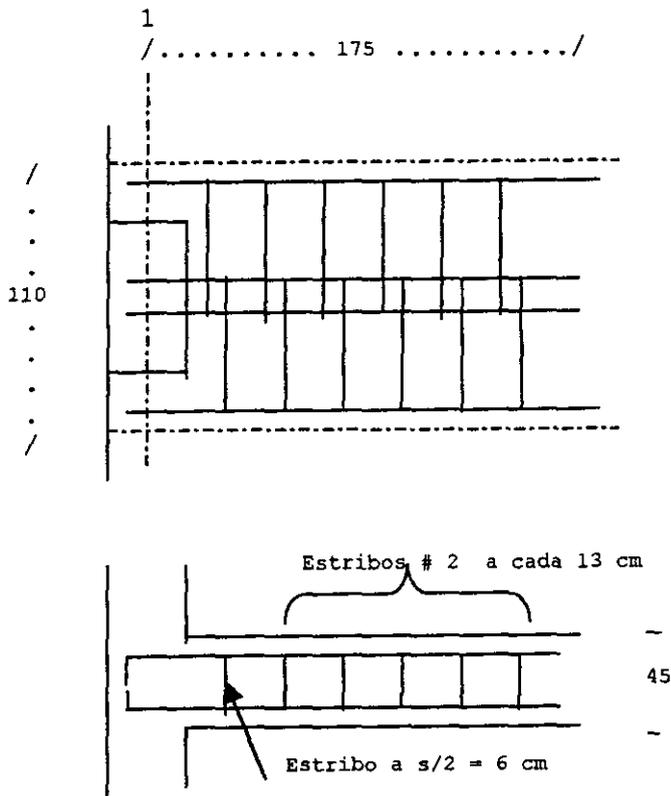
$$V_{\text{adm}} = 0.7 \left(0.5 + \frac{40}{70}\right) \sqrt{200} = 10.60 \text{ kg/cm}^2$$

y

$$V_{\text{adm}} = 0.7 \sqrt{200} = 9.90 \text{ kg/cm}^2$$

por lo que  $V_{\text{máx}} < V_{\text{adm}}$  luego, no se requiere refuerzo.

Sin embargo, en 2.1.5h se indica que se debe suministrar refuerzo mínimo a  $d/3 = 40/3 = 13 \text{ cm}$ . Se usarán estribos en 4 ramas con acero del # 2 tanto en el nervio principal como en sus nervios adyacentes, al menos en  $L/4 = 700/4 = 175 \text{ cm}$  en un ancho crítico  $b = 110 \text{ cm}$ .



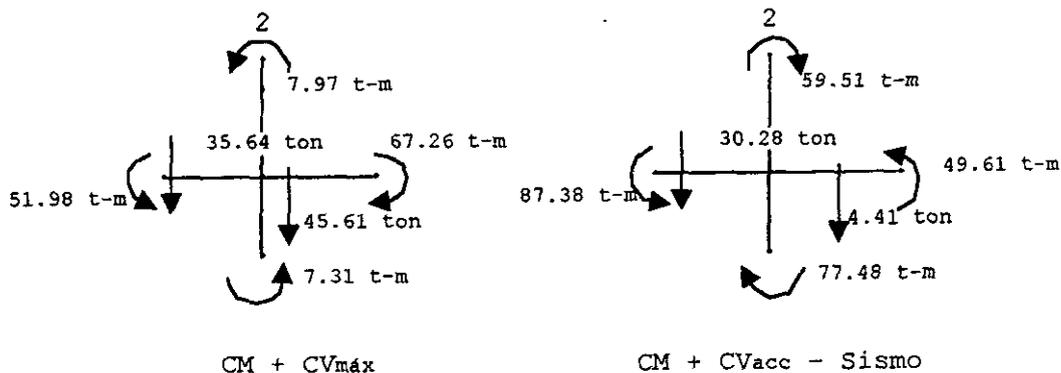
b) Revisión bajo CM + CVacc - Sismo

$$V_{\max} = \frac{29690}{9200} + \frac{0.331(8300000 - 29690 \times 24.35)}{4146087} = 3.83 \text{ kg/cm}^2$$

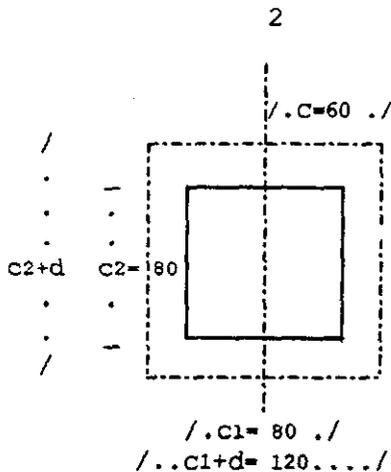
de donde es menor que la admisible, por lo que no requiere más que el refuerzo mínimo.

### V.6.1.2 Revisión por tensión diagonal alrededor de la columna interior B-2

Los cálculos son similares a la revisión anterior, excepto que se usará la figura 4.5 y sus fórmulas. Las acciones son las que se indican y están afectadas por sus factores correspondientes.



Las propiedades geométricas son las siguientes:



$$c = \frac{c1+d}{2} = 60 \text{ cm}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \left( \frac{c1+d}{c2+d} \right)^{1/2}}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 (120/120)^{1/2}} = 0.4012$$

$$J = \frac{d(c1+d)^3}{6} + \frac{(c1+d)d^3}{6} + \frac{d(c2+d)(c1+d)^2}{2}$$

$$J = \frac{40 \times 120^3}{6} + \frac{120 \times 40^3}{6} + \frac{40 \times 120 \times 120^2}{2} = 47\,360\,000 \text{ cm}^4$$

a) Revisión bajo CM + CV<sub>máx</sub>

$$V_{\text{máx}} = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M}{J} = \frac{35640 + 45610}{19200} + \frac{0.4012(6726000 - 5198000)}{47360000} = 4.24 \text{ kg/cm}^2$$

puesto que  $4.24 < 9.90 < 10.60 \text{ kg/cm}^2$ , sólo se requiere refuerzo mínimo, en este caso a  $L/4 = 900/4 = 225 \text{ cm}$  a partir del eje de columna con estribos del #2 a cada  $d/3 = 40/3 = 13 \text{ cm}$ .

b) Revisión bajo CM + CV<sub>acc</sub> - Sismo

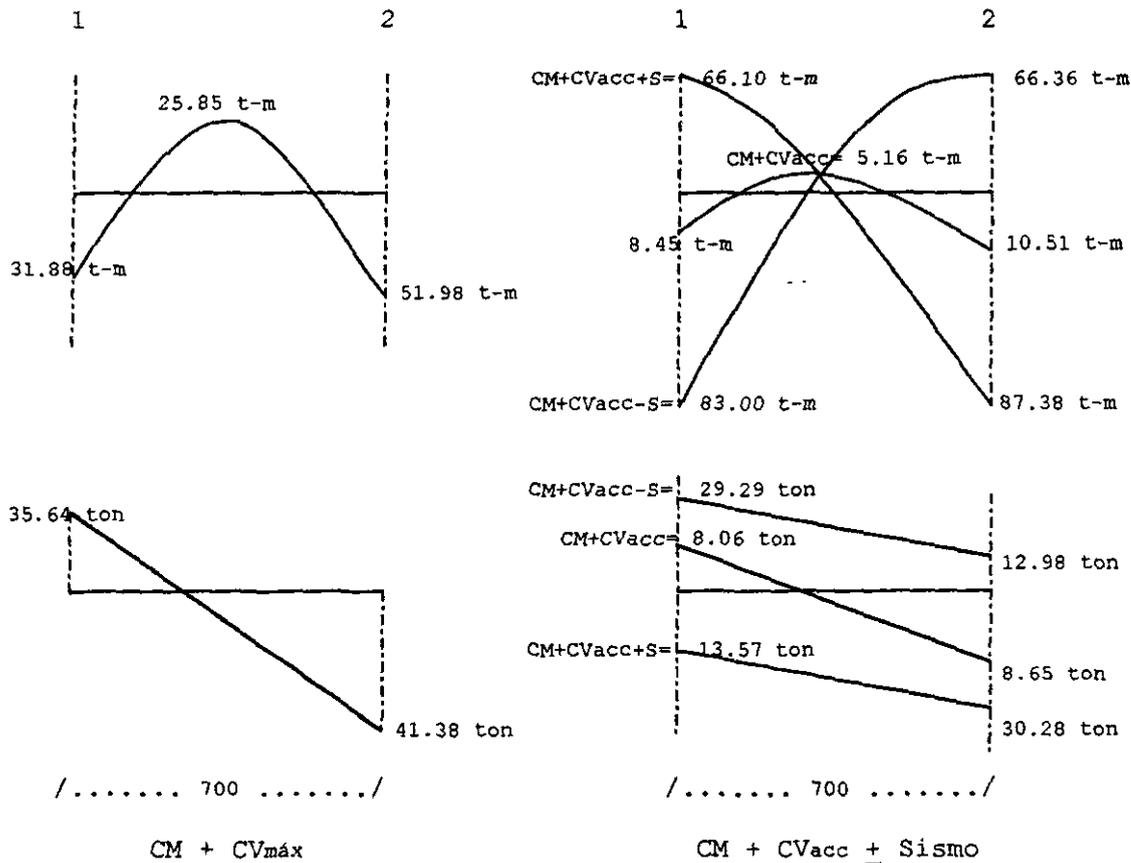
$$V_{\text{máx}} = \frac{12980 + 24210}{19200} + \frac{0.4012(7911000 + 6636000)}{47360000} = 2.06 \text{ kg/cm}^2$$

por lo que es menor que la admisible y sólo se requiere refuerzo mínimo como en a).

### V.6.1.3 Diseño por flexión de la losa

El dimensionamiento se debe llevar a cabo según se indicó en IV.3.4.6, IV.3.4.8 y IV.3.4.9. Los diagramas presentados ya están afectados por su factor correspondiente y que corresponde a los miembros 4, 5, 10, 11, 27 y 28, referente a la losa de los entre-ejes 1-2 del nivel 2 para el marco B del anexo.

Los diagramas corresponden a la dirección X y será en dicha dirección su seño, faltaría el correspondiente al sentido Y. Es de suponerse que las fuerzas internas mostradas son las más desfavorables que rigen para el dimensionamiento.



1.- Acero para el momento negativo exterior

El momento según lo visto en IV.3.4.8 para flexión negativa se debe tomar en la sección crítica localizada en el paño de la columna.

$$M_{crit} = 83 - 29.29x + (wx^2/2) = 83 - 29(0.20) + 2.17(1.1)(0.20^2/2) = 77.11 \text{ t-m}$$

donde  $x = c/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$  y  $w$  la carga.

Como es momento negativo exterior, tanto el refuerzo por carga vertical como por sismo se debe colocar en  $c+3h = 70 \times 3(45) = 205 \text{ cm}$ .

$$q - 0.5q^2 = \frac{M_R}{F_R b d^2 f''_c} = \frac{7\,711\,000}{0.9 \times 205 \times 40^2 \times 170} = 0.1537$$

resolviendo para  $0.5q^2 - q + 0.1537 = 0$  se tiene que  $q = 0.168$ .

$$\text{Su cuantía es } \rho = \frac{q f''_c}{f_y} = \frac{0.168 \times 170}{4200} = 0.0068,$$

$$\text{la cuantía mínima admisible será } \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635,$$

$$\text{la cuantía balanceada es } \rho_b = \frac{f''_c}{f_y} \times \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{170 \times 4800}{4200 \times 10200} = 0.11905$$

Como es una estructura diseñada para sismo, se admite una cuantía máxima del 75% correspondiente a la cuantía balanceada, por lo que

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75\rho_b = 0.01429$$

de donde

$$\rho_{\text{mín}} < \rho < \rho_{\text{máx}}$$

El acero  $A_s = \rho b d = 0.0068 \times 205 \times 40 = 55.76 \text{ cm}^2$ , se proponen 7#8+8#6 =  $7 \times 5.07 + 8 \times 2.85 = 58.29 \text{ cm}^2$ . Revisando la cuantía para éste acero, se tiene

$$\rho = 58.29 / (205 \times 40) = 0.0071, \text{ se acepta.}$$

Según las Normas, al menos el 60% del acero debe pasar por el núcleo de la columna, en este caso corresponderán a las 7#8 y el resto se repartirán en el restante ancho de 205 cm, es decir, en 135 cm quedarán repartidas las 8#6.

Fuera de  $c_2+3h$  quedan: 2 nervios de 15 cm y 5 nervios de 10 cm.

En estos se debe colocar acero mínimo que, para cada nervio tendremos

$$A_s = \rho_{\text{mín}} b d = 0.002635 \times 15 \times 40 = 1.58 \text{ cm}^2 = 1\#5 = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \rho_{\text{mín}} b d = 0.002635 \times 10 \times 40 = 1.05 \text{ cm}^2 = 1\#4 = 1.27 \text{ cm}^2$$

Verificando si existe transmisión de momentos por flexión entre losa y columna (ver IV.3.4.5), es decir, la fracción de momento flexionante transmitida por excentricidad de la fuerza cortante tenemos de V.6.1.1:

$$(1-\alpha)M_u = (1-0.331)8\ 300\ 000 = 5\ 552\ 700 < 7\ 711\ 000 \text{ kg-cm}$$

de donde se desprende que no hay problema de transmisión de momentos por flexión. De no haber sido así, el refuerzo por flexión en  $c_2+3h$  se tendría que calcular a partir de  $(1-\alpha)M_u$ .

## 2.- Acero para momento positivo exterior

Este acero será colocado también en  $c_2+3h$  por ser para sismo.

$$\text{Obteniendo su cuantía mediante } q - 0.5q^2 = \frac{6\ 610\ 000}{0.9 \times 205 \times 40^2 \times 170} = 0.132$$

resolviendo para  $0.5q^2 - q + 0.132 = 0$ , se tiene  $q = 0.142$ , por lo que

$$\rho = 0.142 \times 170 / 4200 = 0.006, \text{ de donde } \rho_{\text{mín}} < \rho < \rho_{\text{máx}}.$$

$A_s = 0.006 \times 205 \times 40 = 49.20 \text{ cm}^2 = 6\#8+8\#6 = 6 \times 5.07 + 8 \times 2.85 = 53.22 \text{ cm}^2$ , que revisando la cuantía tenemos  $\rho = 53.22 / (205 \times 40) = 0.0065$ , se acepta.

Recordando que el menos el 60% debe pasar por el núcleo de la columna, se tendrá en éste caso 6#8+1#6.

## 3.- Acero para momento positivo al centro del claro

El momento es  $M_u = 25.85 \text{ t-m}$ , del cual 60% será en franja de columna y 40% en franja central.

a) Momento en franja de columna

$$M_R = 0.6 \times 25.85 = 1\ 551\ 000 \text{ kg-cm}$$

Los nervios que caben en la franja de columna (200+1500 350 cm) son: 2 nervios de 30 cm, el nervio principal de 40 cm, uno de 15 cm y uno de 10 cm.

$$q - 0.5q^2 = \frac{1551000}{0.9 \times 125 \times 40^2 \times 170} = 0.051$$

para  $0.5q^2 - q + 0.51 = 0$  se obtiene  $q = 0.052$ ,

$$\rho = 0.052 \times 170 / 4200 = 0.0021 < \rho_{\min}, \text{ por lo que } \rho = \rho_{\min} = 0.002635$$

Cada nervio llevará:  $A_s = 0.002635 \times 10 \times 40 = 1.05 \text{ cm}^2 = 1\#4$   
 $A_s = 0.002635 \times 15 \times 40 = 1.58 \text{ cm}^2 = 1\#5$   
 $A_s = 0.002635 \times 40 \times 40 = 4.32 \text{ cm}^2 = 2\#8$   
 $A_s = 0.002635 \times 30 \times 40 = 3.24 \text{ cm}^2 = 2\#6$

b) Momento en franja central

$$M_R = 0.4 \times 25.85 = 1034000 \text{ kg-cm}$$

Los nervios que entran en la franja central son: 4 nervios de 10 cm y 1 de 15 cm.

$$q - 0.5q^2 = \frac{1034000}{0.9 \times 55 \times 40^2 \times 170} = 0.0768, \quad q = 0.08, \quad \rho = 0.08 \times 170 / 4200 = 0.0032$$

Cada nervio llevará:  $A_s = 0.0032 \times 10 \times 40 = 1.28 \text{ cm}^2 = 1\#4$   
 $A_s = 0.0032 \times 15 \times 40 = 1.92 \text{ cm}^2 = 1\#5$

4.- Acero para momento negativo interior

Debemos aplicar nuevamente IV.3.4.8, con la diferencia de que en el primero se colocó el refuerzo en c2+3h por haberse tratado de un momento externo que consideraba al mismo tiempo las dos condiciones de carga y aquí habrán de calcularse por separado, esto es, para CM+CV<sub>máx</sub> y CM+CV<sub>acc+Sismo</sub>.

a) Por CM+CV<sub>máx</sub> en franja de columna

$$M_{\text{crit}} = 51.98 - 41.38x + w(x^2/2) = 51.98 - 41.38(40) + 7.86(1.4)(0.40^2/2) = 36.31 \text{ t-m}$$

Por ser franja de columna (350 cm), el 75% del momento se coloca en la misma, es decir  $36.31 \times 0.75 = 27.23 \text{ t-m}$ .

$$q - 0.5q^2 = \frac{2723000}{0.9 \times 350 \times 40^2 \times 170} = 0.032, \quad q = 0.0325, \quad \rho = 0.0325 \times 170 / 4200 = 0.0013,$$

puesto que  $\rho < \rho_{\min}$ ,  $\rho = \rho_{\min} = 0.002635$

$A_s = 0.002635 \times 350 \times 40 = 36.89 \text{ cm}^2 = 8\#8 = 8 \times 5.07 = 40.56 \text{ cm}^2$ . La nueva cuantía es  $\rho = 40.56 / (350 \times 40) = 0.0029$ , bien.

De las 8 varillas, según IV.3.4.6, al menos 50% deben colocarse en c2+3h y las otras en el restante ancho de la franja de columna. Quedando,  $A_s = 18.45 \text{ cm}^2$  en c2+3h y lo mismo en el resto. Estas cantidades de acero se compararán con los que se obtengan en el inciso c).

b) Por CM+CV<sub>máx</sub> en franja central

Por ser condición vertical, se colocará el 25% del momento crítico anterior, esto es,  $M_r = 0.25 \times 36.31 = 9.08 \text{ t-m}$ .

La franja central cuenta con 4 nervios de 10 cm y 1 de 15 cm.

$$q - 0.5q^2 = \frac{980000}{0.9 \times 55 \times 40^2 \times 170} = 0.067, \quad q = 0.0694, \quad \rho = 0.0694 \times 170 / 4200 = 0.0028$$

$$\begin{aligned} \text{para cada nervio tenemos } A_s &= 0.0028 \times 10 \times 40 = 1.12 \text{ cm}^2 = 1\#4 \\ A_s &= 0.0028 \times 15 \times 40 = 1.68 \text{ cm}^2 = 1\#5 \end{aligned}$$

c) Por CM+CV<sub>acc</sub>+Sismo en franja de columna

El momento en la sección crítica es:

$$M_{\text{crit}} = 87.38 - 38.28(0.40) + 2.17(1.1)(0.40^2/2) = 72.26 \text{ t-m}$$

La colocación del refuerzo es diferente para un extremo interior, respecto de un extremo exterior, donde se coloca el refuerzo tanto para carga CM+CV<sub>máx</sub> como CM+CV<sub>acc</sub>+Sismo. Hay que separar el momento por efecto de cargas verticales de los producidos por cargas horizontales. Para ello, necesitamos restar el momento crítico calculado para la condición CM+CV<sub>máx</sub> al obtenido por CM+CV<sub>acc</sub>+Sismo, procediendo como sigue:

$$\frac{36.31}{1.4} \times 1.1 = 28.53 \text{ t-m}$$

esto se debe a que el momento anterior es a causa de CM+CV<sub>máx</sub> pero requerimos el debido a CM+CV<sub>acc</sub>+Sismo, de ahí los factores.

El momento producido por efecto sísmico es  $M = 72.26 - 28.53 = 43.73 \text{ t-m}$ .

Aplicando IV.3.4.9 a franja de columna por efecto de carga vertical tenemos que

$$M = 0.75 \times 28.53 = 21.40 \text{ t-m}$$

pero según IV.3.4.6 de éste momento, al menos el 50% se le debe sumar al producido por efecto sísmico, quedando en  $c_2 + 3h$ , por lo que

$$M = 10.70 + 43.73 = 54.43 \text{ t-m}$$

entonces el acero para sismo en franja de columna es:

$$q - 0.5q^2 = \frac{5443000}{0.9 \times 205 \times 40^2 \times 170} = 0.0108, \quad q = 0.114, \quad \rho = 0.114 \times 170 / 4200 = 0.0046$$

$A_s = 0.0046 \times 205 \times 40 = 37.42 \text{ cm}^2 = 4\#8 + 8\#6 = 4 \times 5.07 + 8 \times 2.85 = 43.08 \text{ cm}^2$ . Checando la cuantía  $\rho = 43.08 / (205 \times 40) = 0.0052$ , se acepta.

Esta área es mayor a la obtenida en el inciso a) para el ancho  $c_2 + 3h$  que fue de  $A_s = 18.45 \text{ cm}^2$  por lo tanto rige para dicho ancho.

Aquí el 60% de acero al núcleo de columna quedará:

$$A_s = 0.6 \times \frac{43.63}{54.33} \times 37.42 = 18.03 \text{ cm}^2 = 4\#8$$

Revisando el área de acero para la franja de columna restante tenemos, que el acero en a) fue  $18.45 \text{ cm}^2$ , el ancho a considerar es  $b = 350 - 205 = 145 \text{ cm}$  y el momento será el 50% de  $21.40 \text{ t-m}$ , es decir  $10.70 \text{ t-m}$ , entonces:

$$q - 0.5q^2 = \frac{1070000}{0.9 \times 145 \times 40^2 \times 170} = 0.03, \quad q = 0.03, \quad \rho = 0.03 \times 170 / 4200 = 0.0012$$

de donde  $\rho = \rho_{\min} = 0.002635$

$$A_s = 0.002635 \times 145 \times 40 = 15.48 \text{ cm}^2 < 18.45 \text{ cm}^2, \quad \text{sean } 6\#6$$

Por tratarse de un extremo, debemos revisar su transmisión de momento por flexión en  $c2+3h$ , de V.6.1.2 y del miembro 29 del marco B de la condición analizada ya afectada por su factor tenemos:

$$(1-\alpha)M_u = (1-0.4012)(87.38-49.61) = 22.62 \text{ t-m} < 54.33 \text{ t-m}$$

por lo que se queda el acero de  $4\#8+8\#6$  para  $c2+3h$ , ya calculado.

El momento en la franja central por cargas verticales es  $M = 0.25 \times 28.53 = 7.13 \text{ t-m}$ , éste momento resulta menor que el calculado para la franja central en el inciso b) donde resultó ser  $9.08 \text{ t-m}$ .

Puesto que el momento  $54.33 \text{ t-m}$  se colocó en  $c2+3h$ , el acero que irá en la franja central será el indicado en el inciso b).

d) Por CM+CVacc-Sismo

Este acero también se coloca en  $c2+3h$  entonces,

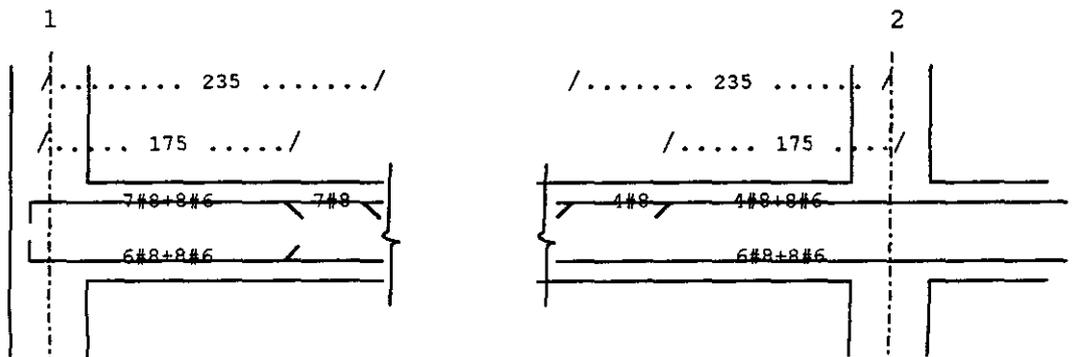
$$q - 0.5q^2 = \frac{6636000}{0.9 \times 205 \times 40^2 \times 170} = 0.132, \quad q = 0.142, \quad \rho = 0.142 \times 170 / 4200 = 0.006$$

$A_s = 0.006 \times 205 \times 40 = 49.20 \text{ cm}^2 = 6\#8+8\#6 = 6 \times 5.07 + 8 \times 2.85 = 53.22 \text{ cm}^2$ , revisando la cuantía  $\rho = 53.22 / (205 \times 40) = 0.0065$ , se acepta.

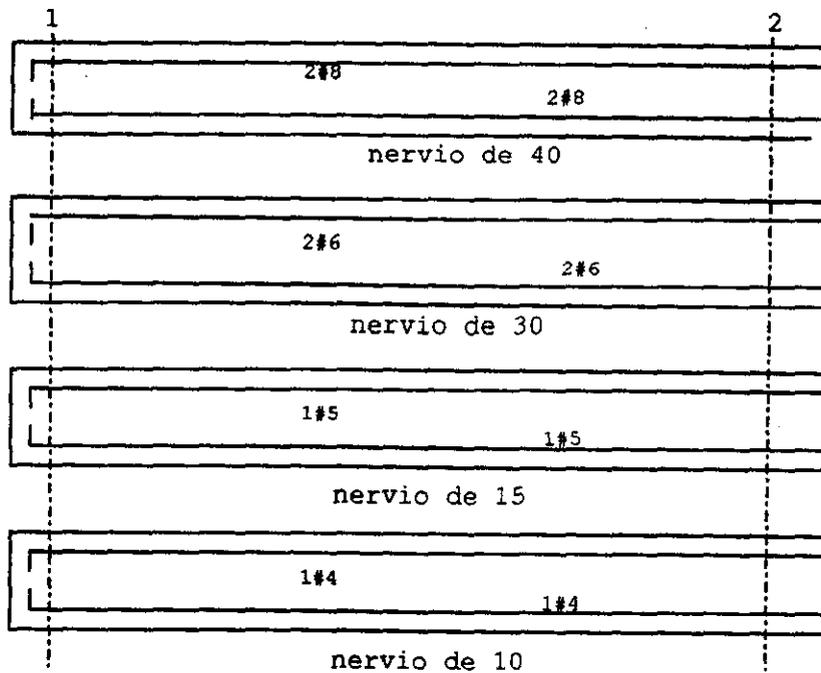
Recordando que el menos el 60% debe pasar por el núcleo de la columna, se tendrá  $6\#8+1\#6$ .

### 5.- Refuerzo por flexión

La posición del acero siguiente, debe ser completada por el acero mínimo que resultó en las revisiones de las secciones V.6.1.1 y V.6.1.2.



franja 205



### V.6.2 Diseño de la columna B-1 planta baja

Se procederá a dimensionar dicha columna en ambas direcciones bajo la acción de  $CM+CV_{m\acute{a}x}$  y  $CM+CV_{acc-Sismo}$ . En un caso real se deberá diseñar todas las columnas en ambas direcciones.

La estructura como ya se vio, no está contraventeada por lo que puede sufrir desplazamientos.

Se muestran las fuerzas y momentos internos del resultado del análisis sin sus factores correspondientes.

Es importante aclarar que las acciones para la columna B-1 en la dirección X se pueden consultar en el anexo, en tanto que para la dirección Y, obviamente son también del análisis del mismo marco pero no se dan en el anexo. Los datos para la dirección X son los del miembro 6 según la convención definida en V.5.3.6. El efecto sísmico es el de -Sismo del anexo, importante anotación para la revisión por tensión en V.6.2.4.

		CM+CV <sub>máx</sub>	CM+CV <sub>acc</sub>	Sismo en X	Sismo en Y
d i r	X				
	Y				
v e r t i c					

### V.6.2.1 Efectos de esbeltez por CM+CVmáx

De la sección V.5.1, los momentos de inercia para piso y columnas son:

Dirección X: sección 40x70,  $I_{piso} = 3699682 \text{ cm}^4$ ,  $I_{col} = 1143333 \text{ cm}^4$

Y

Dirección Y: sección 70x40,  $I_{piso} = 1993629 \text{ cm}^4$ ,  $I_{col} = 373333 \text{ cm}^4$

a) Revisión de esbeltez en dirección X

Debido a que la condición CM+CVmáx no produce desplazamientos apreciables tenemos

$$\psi_B = \frac{1143333/300 + 1143333/300}{3699682/700} = \frac{7622}{5285} = 1.44$$

$\psi_A = 0$  por estar empotrado.

Entrando a la figura 4.4a, obtenemos  $K = 0.63$  y con radio de giro  $r = 0.3h = 0.3 \times 40 = 12$  y la altura libre  $H = 300 - 45 = 255 \text{ cm}$ , se tiene que la longitud efectiva es:

$$H' = KH = 0.63 \times 255 = 161 \text{ cm}$$

y como se vio en IV.3.1.3.2b, el efecto de esbeltez se puede despreciar si:

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}, \quad \frac{161}{12} < 34 - 12 \frac{1.4 \times 4.420}{1.4 \times 8.539}, \quad 13.42 < 40.2$$

por lo que pueden despreciarse los efectos de esbeltez, luego  $F_{ab} = 1$ .

b) Revisión de esbeltez en dirección Y

Aplicando el criterio anterior

$$\psi_B = \frac{373333/300 + 373333/300}{1993629/600 + 1993629/800} = \frac{2489}{5815} = 0.43$$

$\psi_A = 0$  por estar empotrado.

de la figura 4.4a, obtenemos  $K = 0.58$  y con radio de giro  $r = 0.3 \times 70 = 21 \text{ cm}$  y altura libre  $H = 300 - 45 = 255 \text{ cm}$ , se tiene que la longitud efectiva es:

$$H' = KH = 0.58 \times 255 = 148 \text{ cm}$$

el efecto de esbeltez se puede despreciar si:

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}, \quad \frac{148}{21} < 34 - 12 \frac{1.4 \times 0.4679}{1.4 \times 0.8906}, \quad 7.05 < 40.3$$

por lo que  $F_{ab} = 1$ .

De estos dos incisos se desprende que  $P_u = 1.4 \times 150.60 = 211 \text{ ton}$ .  
 $M_x = 1.4 \times 8.539 = 11.95 \text{ t-m}$   
 $M_y = 1.4 \times 0.8906 = 1.25 \text{ t-m}$

pero según IV.3.1.3.2d, la excentricidad mínima para diseño es

$$e_{\text{mín}} = 0.05h = 0.05 \times 40 = 2 \text{ cm} \geq 2 \text{ cm}$$

debiéndose cumplir además que  $M_x > P_{uexmin}$   
 $11.95 > 211 \times 0.02$   
 $11.95 > 4.22 \text{ t-m,}$  bien

para la dirección Y se tiene

$$e_{ymin} = 0.05 \times 70 = 3.50 \text{ cm} \geq 2 \text{ cm}$$

entonces

$$M_y \geq 221 \times 0.035,$$

$$1.25 < 7.39 \text{ t-m, se toma } 7.39 \text{ t-m.}$$

### V.6.2.2 Diseño por CM+CVmáx por flexocompresión

Se diseña para

$$P_u = 211 \text{ ton, } e_x = \frac{11.95}{211} = 0.057 = 5.7 \text{ cm, } e_y = \frac{7.39}{211} = 0.035 = 3.5 \text{ cm}$$

que según lo visto en IV.3.3.3.3, se puede tomar  $\rho_{min} = 0.01$  y  $\rho_{max} = 0.04$  si  $P_u > 0.10 A_g f'_c$ .

$$211000 > 0.10(40 \times 70)250$$

$$211000 > 70000 \text{ ton}$$

supondremos  $\rho_{min} = 0.01$ .

$$\rho_{min} = \rho_{min} \frac{f_y}{f'_c} = 0.01 \frac{4200}{170} = 0.25$$

Conocemos que la sección es  $40 \times 70 = 2800 \text{ cm}^2$ , se considerará  $r = 5 \text{ cm}$ , el acero es

$$A_s = \rho_{min} b h = 0.01 \times 40 \times 70 = 28 \text{ cm}^2 = 10\#6 = 28.50 \text{ cm}^2 \text{ en dos caras.}$$

Cálculo de  $P_{RO}$

$$P_{RO} = \phi R (A_c f'_c + A_s f_y) = 0.8 [(2800 - 28.5) 170 + 28.5 \times 4200] = 414 \text{ ton}$$

Cálculo de  $P_{RX}$

$$d/h_x = h - r/h = 40 - 5/40 = 0.90$$

$$e_x/h_x = 5.7/40 = 0.14$$

apoyándonos en la figura C-2 del anexo y con  $q = 0.25$ , se obtiene  $K = 0.90$

$$P_{RX} = K \phi R b h f'_c = 0.9 \times 0.8 \times 40 \times 70 \times 170 = 342720 = 343 \text{ ton.}$$

Calculando  $P_{RY}$

$$d/h_y = 70 - 5/70 = 0.95$$

$$e_y/h_y = 3.5/70 = 0.05$$

entrando en la figura C-1 del anexo con  $q = 0.25$ , se obtiene  $K = 1.15$

$$P_{RY} = K \phi R b h f'_c = 1.15 \times 0.8 \times 40 \times 70 \times 170 = 437920 = 438 \text{ ton.}$$

entonces

$$PR = \frac{1}{1/PRX + 1/PRY - 1/PRO} = \frac{1}{1/343 + 1/438 - 1/414} = 357 > 211 \text{ ton}$$

por lo tanto se acepta la sección y el acero propuesto con cuantía mínima.

### V.6.2.3 Efectos de esbeltez bajo CM+CVacc+Sismo

De la sección V.5.1

Dirección X: sección 40x70,  $I_{piso} = 1252623 \text{ cm}^4$ ,  $I_{col} = 1143333 \text{ cm}^4$   
 Y  
 Dirección Y: sección 70x40,  $I_{piso} = 787691 \text{ cm}^4$ ,  $I_{col} = 373333 \text{ cm}^4$

a) Revisión de esbeltez en dirección X para carga vertical

Debido a que la condición CM+CVacc no produce desplazamientos apreciables tenemos

$$\psi_B = \frac{1143333/300 + 1143333/300}{1252623/700} \frac{7622}{1789} = 4.26$$

$\psi_A = 0$  por ser empotre.

Entrando a la figura 4.4a,  $K = 0.66$ ,  $r = 0.3 \times 40 = 12$ ,  $H = 255 \text{ cm}$ , se tiene

$$H' = KH = 0.66 \times 255 = 168 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2}, \quad \frac{168}{12} < 34 - 12 \frac{1.1 \times 1.69}{1.1 \times 3.194}, \quad 14 < 40.35$$

por lo que pueden desprejarse los efectos de esbeltez, luego  $F_{ab} = 1$ .

b) Efectos de esbeltez en dirección X por cargas laterales

En la sección IV.3.1.3.2b se vio que los efectos de esbeltez se pueden despreciar para cargas verticales y laterales con miembros no restringidos lateralmente, si:

$$\frac{\Delta_{entrep}}{h} \leq 0.08 \frac{V_{entrep}}{W_u}$$

donde

$$\Delta_{entrep} = \frac{V_{entrep} Q}{\sum K_{entrep}} = \frac{530.19 \times 3}{774} = 2.055 \text{ cm}$$

valores tomados de la tabla V.3 en las columnas 2 y 14. El valor de  $W_u$  se obtiene de la tabla V.2 y recordando que  $Q_x = 3$  se tiene

$$\frac{2.055}{300} \leq \frac{0.08 \times 530.19}{1.1 \times 2553}$$

$$0.007 \leq 0.015$$

de donde se puede desprejarse el efecto de esbeltez y por tanto  $F_{as} = 1$ .

c) Efectos de esbeltez en dirección Y por carga vertical

$$\psi_B = \frac{373333/300 + 373333/300}{787691/800 + 787691/600} = \frac{2489}{2298} = 1.08$$

$\psi_A = 0$  por ser empotrado.

entrando a la figura 4.4a,  $K = 0.62$ ,  $r = 0.3 \times 70 = 21$ ,  $H = 255$  cm, se tiene

$$H' = KH = 0.62 \times 255 = 158 \text{ cm}$$

$$\frac{158}{21} < 34 - 12 \frac{1.1 \times 0.2304}{1.1 \times 0.4388}, \quad 13.17 < 40.3, \text{ luego } F_{ab} = 1.$$

d) Efectos de esbeltez en dirección Y por cargas laterales

Los valores tomados de la tabla V.4 en las columnas 2 y 14 y 1 valor de  $W_u$  se obtiene de la tabla V.2 y recordando que  $Q_y = 2$  se tiene

$$\Delta_{entrep} = \frac{V_{entrep} Q}{\sum K_{entrep}} = \frac{783.10 \times 2}{780} = 2.01 \text{ cm}$$

$$\frac{2.01}{300} \leq \frac{0.08 \times 783.10}{1.1 \times 2553}$$

$$0.007 \leq 0.022 \quad \text{por lo tanto } F_{as} = 1.$$

#### V.6.2.4 Diseño por CM+CVacc+Sismo por flexocompresión

Se ilustrará el dimensionamiento en X por flexocompresión que en general, rige sobre tensión. En un diseño real hay que efectuarlo así como el diseño de ambos en la dirección Y.

Cálculo de axiales y momentos

1.- Por cargas gravitacionales

$$\text{Dirección vertical: } P_u = 1.1 \times 43.54 = 47.89 \text{ ton}$$

$$\text{Dirección X: } M_{2b} = 1.1 \times 3.194 = 3.51 \text{ t-m}$$

$$\text{de acuerdo a la sección IV.3.1.3.2d, } \begin{aligned} 3.51 &\geq 47.89 \times 0.05 \times 0.40 \\ 3.51 &\geq 0.96 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$\text{Dirección Y: } M_{2b} = 1.1 \times 0.4388 = 0.48 \text{ t-m}$$

$$\begin{aligned} \text{luego } 0.48 &\geq 47.89 \times 0.05 \times 0.70 \\ 0.48 &< 1.67, \text{ por lo que rige } 1.67 \text{ t-m} \end{aligned}$$

2.- Por cargas laterales

Se investigará si para el cálculo de  $M_c$ , es necesario tomar la fracción adicional referido a la carga axial en la sección IV.3.3.3.1 por efectos sísmicos por lo que:

a) Por cargas laterales en X

Dirección vertical	$P_u = 1.1 \times 81.96 = 90.16 \text{ ton}$
Dirección X	$M_{2s} = 1.1 \times 67.06 = 73.77 \text{ t-m}$
Dirección Y	$M_{2s} = 1.1 \times 0.00 = 0$

b) Por cargas laterales en Y

Dirección vertical	$P_u = 1.1 \times 28.13 = 30.94 \text{ ton}$
Dirección X	$M_{2s} = 1.1 \times 0.00 = 0$
Dirección Y	$M_{2s} = 1.1 \times 38.43 = 42.27 \text{ t-m}$

Los axiales y momentos de diseño tomando en cuenta el 30% de la dirección perpendicular a la analizada según IV.2.11 son:

Momento en X

$$P_u = 47.89 + (90.16 + 0.3 \times 30.94) = 147.33 \text{ ton}$$

$$M_{cx} = 3.51 + (73.77 + 0.30 \times 0) = 77.28 \text{ t-m}$$

verificando

$$77.28 > 147.33 \times 0.05 \times 0.40$$

$$77.28 > 2.95 \text{ t-m}$$

Momento en Y

$$P_u = 147.33 \text{ ton}$$

$$M_{cy} = 1.67 + (0 + 0.30 \times 42.27) = 14.35 \text{ t-m}$$

verificando

$$14.35 > 147.33 \times 0.05 \times 0.70$$

$$14.35 > 5.16 \text{ t-m}$$

por lo que no se considerará la fracción adicional ya que  $M_{cx}$  y  $M_{cy}$  cumplen.

Se dimensionará para:

$$P_u = 147.33 \text{ ton}, \quad e_x = \frac{77.28}{147.33} = 0.52 = 52 \text{ cm}, \quad e_y = \frac{14.35}{147.33} = 0.10 = 10 \text{ cm}$$

según IV.3.3.3.3, se puede tomar  $\rho_{\min} = 0.01$  y  $\rho_{\max} = 0.04$  si  $P_u > 0.10 A_g f'_c$ .

$$147330 > 0.10 (40 \times 70) 250$$

$$147330 > 70000 \text{ ton}$$

supondremos  $\rho_{\min} = 0.01$ .

$$q_{\min} = \rho_{\min} \frac{f_y}{f'_c} = 0.01 \frac{4200}{170} = 0.25$$

La sección es  $40 \times 70 = 2800 \text{ cm}^2$ , se considerará  $r = 5 \text{ cm}$ , el acero es

$$A_s = \rho_{\min} b h = 0.01 \times 40 \times 70 = 28 \text{ cm}^2 = 10 \#6 = 28.50 \text{ cm}^2 \text{ en dos caras.}$$

Cálculo de PRO

$$PRO = FR (A_c f'_c + A_s f_y) = 0.8 [(2800 - 28.5) 170 + 28.5 \times 4200] = 414 \text{ ton}$$

Cálculo de PRX

$$d/hx = h-r/h = 40-5/40 = 0.90$$

$$ex/hx = 52/40 = 1.30$$

de la figura C-2 del anexo y con  $q = 0.25$ , se obtiene  $K = 0.15$

$$PRX = KFRbhf^c = 0.15 \times 0.8 \times 40 \times 70 \times 170 = 57120 = 57 \text{ ton.}$$

Calculando PRY

$$d/hy = 70-5/70 = 0.95$$

$$ey/hy = 10/70 = 0.14$$

de la figura C-1 del anexo con  $q = 0.25$ , se obtiene  $K = 0.95$

$PRY = KFRbhf^c = 0.95 \times 0.8 \times 40 \times 70 \times 170 = 361760 = 362 \text{ ton.}$   
entonces

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{57} + \frac{1}{362} - \frac{1}{414}} = 55.89 < 147.33 \text{ ton}$$

por lo tanto no es suficiente la cuantía mínima.

Suponer  $\rho_{\text{máx}} = 0.04$ ,  $q_{\text{máx}} = \rho_{\text{máx}} f_y / f^c = 0.04 \times 4200 / 170 = 0.99$ ,  $A_s = 0.04 \times 40 \times 70 = 112 \text{ cm}^2 = 14\#10 = 14 \times 7.92 = 110.88$ , luego  $\rho = 110.88 / 40 \times 70 = 0.0396$  y  $q = 0.98$ .

Cálculo de PRO

$$PRO = 0.8[(2800-110.88)170+110.88 \times 4200] = 738277 = 738 \text{ ton}$$

Cálculo de PRX

$$d/hx = h-r/h = 40-5/40 = 0.90$$

$$ex/hx = 52/40 = 1.30$$

de la figura C-2 del anexo y con  $q = 0.98$ , se obtiene  $K = 0.41$

$$PRX = 0.41 \times 0.8 \times 40 \times 70 \times 170 = 156128 = 156 \text{ ton.}$$

Calculando PRY

$$d/hy = 70-5/70 = 0.95$$

$$ey/hy = 10/70 = 0.14$$

de la figura C-1 del anexo con  $q = 0.98$ , se obtiene  $K = 1.55$ .

$$PRY = 1.55 \times 0.8 \times 40 \times 70 \times 170 = 590240 = 590 \text{ ton.}$$

entonces

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{156} + \frac{1}{590} - \frac{1}{738}} = 148.14 > 147.33 \text{ ton, bien.}$$

Se acepta la sección  $40 \times 70$  y  $\rho = 0.396$  con  $A_s = 14\#10$  en dos caras

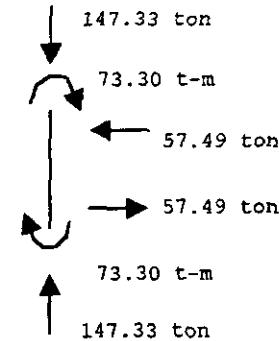
### V.6.2.5 Diseño por fuerza cortante

El diseño finaliza en esta parte y para la obtención de la fuerza cortante será a través del equilibrio de la columna en su altura libre, suponiendo en su extremo el momento máximo resistente.

$$P_u = 147.33 \text{ ton, de donde } K = \frac{147330}{40 \times 70 \times 170} = 0.31$$

considerando  $\rho_{\min} = 0.01$ ,  $q_{\min} = 0.01 \times 4200 / 170 = 0.25$ ,  $d/h = 0.95$  y  $K = 0.31$  se obtiene de la gráfica C-1,  $R = 0.22$ , de donde

$M_R = Rbh^2f_c = 0.22 \times 40 \times 70^2 \times 170 = 7330400 = 73.30 \text{ t-m}$ , sin FR. Con momento tenemos que el cortante es



Conforme a 2.1.5III (Normas), para valuar  $\rho$  se usará el área de las varillas de la capa más próxima a la cara de tensión o compresión mínima, que en el arreglo del acero longitudinal de la columna donde irán 7#10 de la cara de 70 cm se tiene

$$\rho = \frac{A_s(\text{cara de compresión mínima})}{bd} = \frac{2 \times 7.92}{40 \times 65} = 0.006$$

ya que  $\rho < 0.01$ , según 2.1.5I (Normas), el cortante que toma el concreto es

$$V_{CR} = FRbd(0.2 + 30\rho)\sqrt{f_c} = 0.8 \times 40 \times 62.08(0.2 + 30 \times 0.006)\sqrt{200} = 10674 = 10.67 \text{ ton}$$

de donde  $V_u > V_{CR}$ .

Revisando el cortante según 2.1.5b (Normas), tomando el máximo permitido tenemos

$$2FRbd\sqrt{f_c} > V_u$$

$$2 \times 0.8 \times 40 \times 65 \sqrt{200} > 57.49 \text{ ton}$$

$$58.83 > 57.49 \text{ ton}$$

por lo que se acepta la sección 40x70 y puesto que  $V_u > V_{CR}$  la separación es

$$s = \frac{FR A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{FR A_v f_y}{3.5b} \quad \text{pero no menor que 5 cm}$$

Si se consideran estribos del #3 en 4 rama,  $A_v = 4 \times 0.71 = 2.84 \text{ cm}^2$ , entonces la separación del refuerzo transversal por efecto de cortante será

$$s = \frac{0.8 \times 2.84 \times 4200 \times 65}{57490 - 10674} \leq \frac{0.8 \times 2.84 \times 4200}{3.5 \times 40}$$

$$13.24 \leq 68.16 \text{ cm}$$

por lo que

$$5 < 13.24 < 68.16 \text{ cm}$$

pero, como  $V_u > 1.5FRbd\sqrt{f_c}$

$$57.49 > 1.50 \times 0.8 \times 40 \times 65 \sqrt{200}$$

$$57.49 > 44.12$$

entonces, la separación máxima es  $0.25d = 0.25 \times 65 = 16.25$ , luego 13.24 cm ri-  
ge. Adicionalmente debemos cumplir según IV.3.3.3.4 con IV.3.2.2.3 en cuanto  
a la separación que al respecto tenemos:

$$s = \begin{cases} 850db/\sqrt{f_y} = 850 \times 3.18 / \sqrt{4200} = 41.70 \text{ cm} \\ 48d_e = 48 \times 0.95 = 45.60 \text{ cm} \\ b/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

de donde  $13.24 < 20 \text{ cm}$ , por lo que la separación a lo largo de la columna en la parte central será con estribos del #3 a cada 13 cm, y en los extremos sería a  $s/2 = 7 \text{ cm}$ . Sin embargo, para éstos últimos se deben comparar con la de la sección IV.3.3.3.4, teniendo

$$0.3 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} s \leq hc, \quad \text{ni que} \quad 0.12 \frac{f'_c}{f_y} s \leq hc$$

Si se despeja  $s$  y considerando los estribos del #3 en 4 ramas que se tomaron como base al revisar por fuerza cortante se tiene

$$s \leq \frac{A_{sh} f_y}{0.3 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) f'_c hc} \quad \text{y} \quad s \leq \frac{A_{sh} f_y}{0.12 f'_c hc}$$

donde

$$A_{sh} = \text{suma de áreas de estribos y grapas} = 4 \times 0.71 = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$A_g = \text{área transversal} = 70 \times 40 = 2800 \text{ cm}^2$$

$$A_c = \text{área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal} = (45-5)(70-5) = 2600 \text{ cm}^2$$

$$hc = \text{dimensión del núcleo, normal al refuerzo de área } A_{sh} = 65 \text{ cm.}$$

entonces

$$s \leq \frac{2.84 \times 4200}{0.3 \left( \frac{2800}{2600} - 1 \right) 250 \times 65} = 31.81 \text{ cm,} \quad s \leq \frac{2.84 \times 4200}{0.12 \times 250 \times 65} = 6.11 \text{ cm, rige}$$

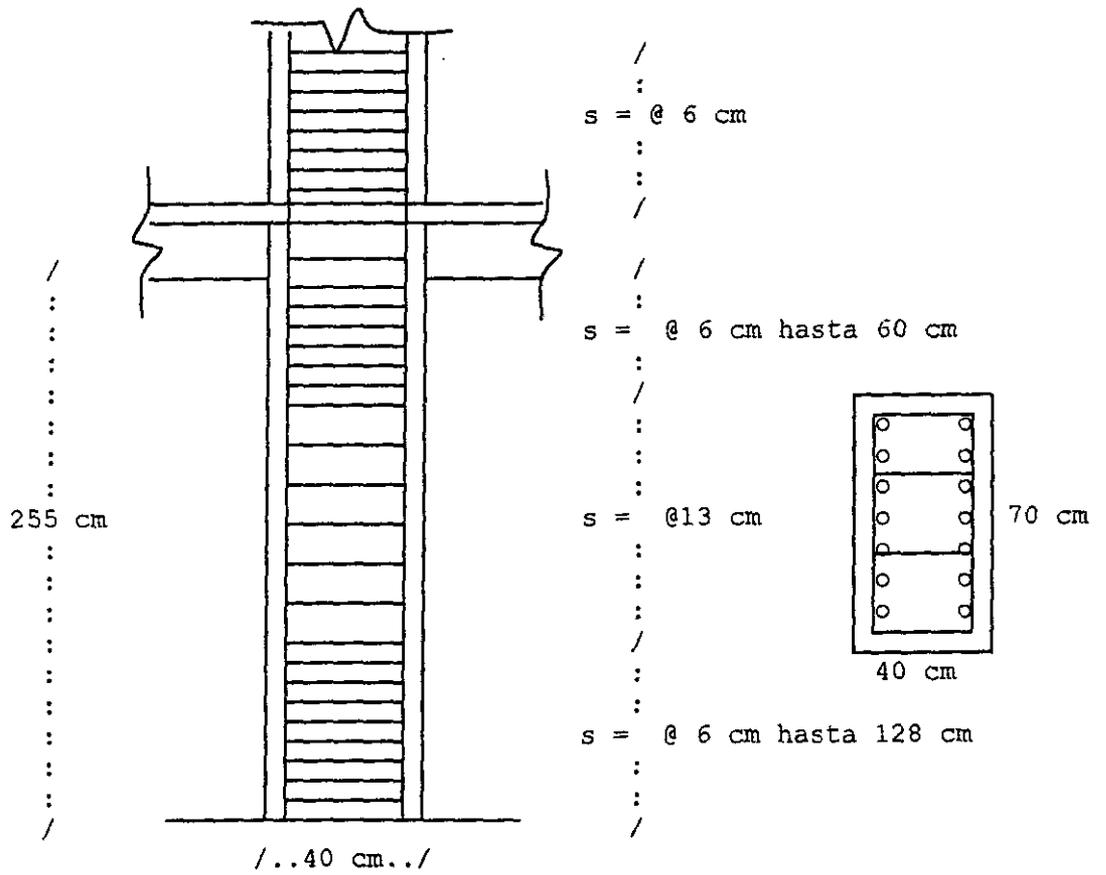
pero en la misma sección IV.3.3.3.4, la separación antes obtenida se debe comparar con

$$\frac{13.24}{2} = 7 \text{ cm,} \quad \frac{b}{4} = 10 \text{ cm y } 10 \text{ cm.4}$$

de donde la separación en los extremos será a cada 6 cm en la longitud mayor de las que se indican en IV.3.3.3.4, a saber:

$$h = 75 \text{ cm,} \quad L/6 = 255/6 = 42 \text{ cm y } 60 \text{ cm.}$$

por lo que se deberán colocar en la parte confinada en una longitud de 60 cm, estribos a cada 6 cm y en la parte central del elemento a cada 13 cm. Es importante aclarar que esta distribución es en el sentido X, por lo que se debe hacer un cálculo similar en el otro sentido y ver cual rige. En un cálculo previo, rigió ésta dirección (X).



Finalmente, se debe tomar en cuenta que por ser una columna de planta baja, el extremo inferior debe llevar refuerzo hasta  $L/2 = 255/2 = 128$  cm, y continuarlo dentro de la cimentación al menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El diseño del edificio aunque en términos generales satisface las solicitudes planteadas, como todo proyecto está sujeto a depuración, por lo que:

1.- La aplicación al ejemplo del método estático es satisfactoria. Esto en base a que la estructuración planteada es acorde a los lineamientos que marcan el Reglamento y sus Normas.

2.- En cuanto al Reglamento y sus Normas, tenemos que las versiones actuales son más estrictas como era de esperarse a raíz de los sismos de 1985. Algunos aspectos relevantes son: mayor importancia de la participación del Director de obra y el Corresponsable de la misma, la supervisión y seguridad para las construcciones es más severa sobre todo en lo referente a los sismos y cimentación (en especial para la zona III), los requisitos son más estrictos para losas reticulares, incrementos a los coeficientes sísmicos ( $c$ ) para las zonas II y III, reducción al factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ) en donde se refleja su severidad, reducciones a los límites de desplazamientos laterales así como incrementos a las separaciones entre edificios y linderos.

Vale mencionar algunas novedades y otras limitantes que se nos marcan como son las siguientes: para los factores de esbeltez se incluyen factores de amplificación para momentos que originan o no desplazamientos laterales, así como la supresión de uno de los métodos aproximados; el uso de dos tipos de concretos, que en general serán del tipo I para construcciones del grupo A y subgrupo B1 en tanto que el tipo II para el subgrupo B2; se tiene como novedoso el capítulo referente a marcos dúctiles en las Normas de concreto en la aplicación del valor de  $Q$ ; se limita a dos el número de barras de acero a fin de disminuir las fallas por adherencia.

3.- El programa MARPLA proporciona los elementos mecánicos así como los giros y desplazamientos requeridos en el análisis los cuales son necesarios para el diseño de los miembros, además, es un paquete accesible de manejar para su alimentación e interpretación de resultados.

4.- Para el diseño de la losa no se presentó inconveniente alguno, no obstante, las secciones de columnas requieren de la cuantía máxima. Esto genera dificultades de colado y armado en la unión con la losa, así como su repercusión económica. Además, debemos procurar que las uniones sean más resistentes en las vigas y/o losas para evitar fallas laterales de entrepiso por la formación de articulaciones plásticas en los extremos de las columnas, es decir, que dichas articulaciones son deseables que se presenten en las vigas. Esto no descarta su presencia que, para procurar evitarlas, es necesario proporcionar a las columnas mayor resistencia a fuerza cortante que a flexocompresión.

5.- El edificio no es demasiado asimétrico como para haberlo castigado en su cálculo con un factor de comportamiento sísmico reducido.

6.- Puesto que el análisis y diseño del edificio es de tipo didáctico y se utilizó factores de  $Q$  diferentes en ambas direcciones, un valor de  $Q = 2$  en ambos sentidos nos llevaría a una solución más adecuada para el tipo de estructuración planteada.

Con lo arriba expuesto se recomienda lo siguiente:

1.- Los métodos estáticos son una alternativa de solución aproximada que, a diferencia de los métodos dinámicos que son más difíciles para su análisis, nos permiten desarrollos menos engorrosos que los segundos, aunque éstos últimos van más apegados a la realidad. La versión presentada por las Normas proporciona muy buena aproximación.

2.- Las versiones actuales del Reglamento y sus Normas a pesar de su severidad, permiten márgenes de tolerancia aceptables para la aplicación del método estático.

3.- Se recomienda además del programa MARPLA, otros paquetes con similares características y de fácil acceso. En el mercado encontramos entre otros los siguientes: STRULL, SUPER-ETABS y PAEM, éste último desarrollado por ingenieros de la Universidad Autónoma Metropolitana.

4.- Para la estructura analizada se recomienda lo siguiente:

a) Como se acotó en la sección V.4, en cuanto al dimensionamiento de columnas, éstas eran secciones tentativas y obedecían a resultados que daban dimensiones viables para análisis y posible diseño, pero que deberían atenderse entre otros aspectos: la estética, lo económico y su armado.

Por lo antes citado, es de recomendar (si verdaderamente se requiere en base a los incisos siguientes) ampliar secciones de las columnas, en particular las C1 y C2.

b) Analizar y diseñar con factores de comportamiento sísmico sin la reducción del 20% y sopesar si se requiere llevar a cabo lo planteado en el inciso anterior.

c) Asignar  $Q = 2$  en ambas direcciones para que ligado a lo anterior lleguemos a una estructuración más adecuada en todos los aspectos.

## REFERENCIAS

1. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación, México, D.F. (Agosto, 1993)
2. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Departamento del D.F. (Nov. 1987)
3. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Departamento del D.F. (Feb. 1993)
4. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas", Gaceta Oficial del Departamento del D.F. (Julio, 1987)
5. Comentarios al título sexto, "Seguridad Estructural de las Construcciones" del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Instituto de Ingeniería, UNAM, ES-1, México, D.F. (Dic. 1991)
6. "Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Instituto de Ingeniería, UNAM, ES-2, México, D.F. (Nov. 1991)
7. "Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Metálicas", Instituto de Ingeniería, UNAM, ES-3, México, D.F. (Julio. 1993)
8. "Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Instituto de Ingeniería, UNAM, ES-7, México, D.F. (Mayo 1991)
9. "Manual de diseño por sismo. Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, 406, México, D.F. (Julio 1977)
10. "Diseño y construcción de estructuras de concreto", Instituto de Ingeniería, UNAM, 401, México, D.F. (Julio 1977)
11. Meli, R. "Manual de diseño sísmico de edificios, Limusa, México, D.F. (1985)
12. Meli, R. "Diseño estructural, Limusa, México, D.F. (1985)
13. Rosenblueth, E. Diseño de estructuras resistentes a sismos, YMCYC, México, D.F. (1992)
14. Dowrick, J. Diseño de estructuras resistentes a sismos, Limusa, México, D.F. (1990)
15. "Experiencias derivadas de los sismos de Septiembre de 1985", Limusa y Fundación ICA, México, D.F. (1988)
16. Crespo, W. Acciones y cargas, ENEP-UNAM Aragón, Neza, Edo. México (1991)
17. Solorzano, A. Apuntes de ingeniería sísmica, ENEP-UNAM Aragón, Neza, Edo. México (1995)
18. González, O. Aspectos Fundamentales del concreto reforzado, Limusa, México, D.F. (1996).

\*\*\*\*\*

ANALISIS DE UN MARCO PLANO

marcoB+CM+CVmax

DATOS GENERALES

numero de nudos= 27  
 numero de miembros= 40  
 condiciones de carga= 1  
 propiedades geometricas= 3  
 grupos de carga= 4

propiedad geometrica	momento inercia	area	modulo de elasticidad
1	1143333.00	2800.00	221.40
2	3413333.00	6400.00	221.40
3	3699682.00	20900.00	221.40

COORDENADAS DE NUDOS

nudo	giro	tras.y	tras.x	coor.x	coor.y
1	1	1	1	0.00	0.00
2	1	1	1	700.00	0.00
3	1	1	1	1600.00	0.00
4	1	1	1	2300.00	0.00
5	0	0	0	0.00	300.00
6	0	0	0	700.00	300.00
7	0	0	0	1600.00	300.00
8	0	0	0	2300.00	300.00
9	0	0	0	0.00	600.00
10	0	0	0	700.00	600.00
11	0	0	0	1600.00	600.00
12	0	0	0	2300.00	600.00
13	0	0	0	0.00	900.00
14	0	0	0	700.00	900.00
15	0	0	0	1600.00	900.00
16	0	0	0	2300.00	900.00
17	0	0	0	0.00	1200.00
18	0	0	0	700.00	1200.00
19	0	0	0	1600.00	1200.00
20	0	0	0	2300.00	1200.00
21	0	0	0	0.00	1500.00
22	0	0	0	700.00	1500.00
23	0	0	0	1600.00	1500.00
24	0	0	0	2300.00	1500.00
25	0	0	0	0.00	1800.00
26	0	0	0	700.00	1800.00
27	0	0	0	1600.00	1800.00

DATOS DE MIEMBROS

miembro	nudo1	nudo2	tipo	prop. geo.	long.
1	21	25	0	1	300.00
2	17	21	0	1	300.00
3	13	17	0	1	300.00
4	9	13	0	1	300.00
5	5	9	0	1	300.00
6	1	5	0	1	300.00

7	22	26	0	2	300.00
8	18	22	0	2	300.00
9	14	18	0	2	300.00
10	10	14	0	2	300.00
11	6	10	0	2	300.00
12	2	6	0	2	300.00
13	23	27	0	2	300.00
14	19	23	0	2	300.00
15	15	19	0	2	300.00
16	11	15	0	2	300.00
17	7	11	0	2	300.00
18	3	7	0	2	300.00
19	20	24	0	1	300.00
20	16	20	0	1	300.00
21	12	16	0	1	300.00
22	8	12	0	1	300.00
23	4	8	0	1	300.00
24	5	6	0	3	700.00
25	6	7	0	3	900.00
26	7	8	0	3	700.00
27	9	10	0	3	700.00
28	10	11	0	3	900.00
29	11	12	0	3	700.00
30	13	14	0	3	700.00
31	14	15	0	3	900.00
32	15	16	0	3	700.00
33	17	18	0	3	700.00
34	18	19	0	3	900.00
35	19	20	0	3	700.00
36	21	22	0	3	700.00
37	22	23	0	3	900.00
38	23	24	0	3	700.00
39	25	26	0	3	700.00
40	26	27	0	3	900.00

GRUPOS DE CARGA EN MIEMBROS

grupo	tipo miembro	longitud	carga	dist1	dist2	angulo
1	0	700.0000	0.0786	0.0000	700.0000	0.000
2	0	900.0000	0.0725	0.0000	900.0000	0.000
3	0	700.0000	0.0741	0.0000	700.0000	0.000
4	0	900.0000	0.0726	0.0000	900.0000	0.000

CONDICION DE CARGA( 1 )

VERTICAL  
CARGAS EN MIEMBROS

miembro	grupo	miembro	grupo	miembro	grupo
24	1	25	2	26	1
27	1	28	2	29	1
30	1	31	2	32	1
33	1	34	2	35	1
36	1	37	2	38	3
39	3	40	4		

\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*

CONDICION DE CARGA ( 1)  
marcoB+CM+CVmax  
VERTICAL

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS

NUDO	GIRO	DESPLZ.VERT.	DESPLZ.HORZ.
1	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
2	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
3	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
4	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
5	-.24403E-03	-.72883E-01	-.17903E-02
6	-.32432E-04	-.79039E-01	-.12634E-02
7	.43078E-04	-.72398E-01	-.28936E-03
8	.25355E-03	-.60315E-01	.23119E-03
9	-.20975E-03	-.13371E+00	-.30734E-02
10	-.26421E-04	-.14480E+00	-.31052E-02
11	.48071E-04	-.13150E+00	-.31238E-02
12	.22800E-03	-.10859E+00	-.31517E-02
13	-.21340E-03	-.18222E+00	-.70836E-02
14	-.20670E-04	-.19741E+00	-.70513E-02
15	.51488E-04	-.17742E+00	-.69569E-02
16	.24565E-03	-.14457E+00	-.69871E-02
17	-.21106E-03	-.21833E+00	-.12795E-01
18	-.19887E-04	-.23690E+00	-.12787E-01
19	.75587E-04	-.21015E+00	-.12876E-01
20	.22750E-03	-.16823E+00	-.12526E-01
21	-.19439E-03	-.24200E+00	-.21805E-01
22	.92589E-05	-.26328E+00	-.21503E-01
23	.69343E-05	-.22976E+00	-.20370E-01
24	.40805E-03	-.17946E+00	-.21834E-01
25	-.32163E-03	-.25296E+00	-.31969E-01
26	-.74223E-04	-.27674E+00	-.33459E-01
27	.44277E-03	-.23632E+00	-.36793E-01

\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*

CONDICION DE CARGA ( 1)  
VERTICAL

ELEMENTOS MECANICOS

MIEMBRO	MOMENTO-1	MOMENTO-2	CORTANTE-1	CORTANTE-2	AXIAL-1	AXIAL-2
1	-.1370E+04	-.1585E+04	-.9852E+01	.9852E+01	.2265E+02	-.2265E+02
2	-.1192E+04	-.1164E+04	-.7856E+01	.7856E+01	.4891E+02	-.4891E+02
3	-.1173E+04	-.1169E+04	-.7805E+01	.7805E+01	.7463E+02	-.7463E+02
4	-.1136E+04	-.1142E+04	-.7592E+01	.7592E+01	.1002E+03	-.1002E+03
5	-.1199E+04	-.1141E+04	-.7802E+01	.7802E+01	.1257E+03	-.1257E+03
6	-.4420E+03	-.8539E+03	-.4320E+01	.4320E+01	.1506E+03	-.1506E+03
7	-.8830E+03	-.1304E+04	-.7289E+01	.7289E+01	.6358E+02	-.6358E+02
8	-.5928E+03	-.4460E+03	-.3463E+01	.3463E+01	.1246E+03	-.1246E+03
9	-.5975E+03	-.5935E+03	-.3970E+01	.3970E+01	.1865E+03	-.1865E+03
10	-.5692E+03	-.5402E+03	-.3698E+01	.3698E+01	.2485E+03	-.2485E+03
11	-.5527E+03	-.5224E+03	-.3584E+01	.3584E+01	.3106E+03	-.3106E+03
12	-.2270E+03	-.3904E+03	-.2058E+01	.2058E+01	.3733E+03	-.3733E+03
13	.1473E+04	.3669E+04	.1714E+02	-.1714E+02	.3098E+02	-.3098E+02
14	.4190E+03	.7313E+02	.1640E+01	-.1640E+01	.9261E+02	-.9261E+02
15	.6014E+03	.7228E+03	.4414E+01	-.4414E+01	.1546E+03	-.1546E+03
16	.5507E+03	.5679E+03	.3728E+01	-.3728E+01	.2169E+03	-.2169E+03
17	.5334E+03	.5586E+03	.3640E+01	-.3640E+01	.2792E+03	-.2792E+03
18	.2025E+03	.4195E+03	.2073E+01	-.2073E+01	.3420E+03	-.3420E+03
19	.1299E+04	.1604E+04	.9678E+01	-.9678E+01	.2321E+02	-.2321E+02
20	.1120E+04	.1089E+04	.7361E+01	-.7361E+01	.4889E+02	-.4889E+02
21	.1119E+04	.1149E+04	.7562E+01	-.7562E+01	.7436E+02	-.7436E+02
22	.1183E+04	.1140E+04	.7746E+01	-.7746E+01	.9975E+02	-.9975E+02
23	.4318E+03	.8597E+03	.4305E+01	-.4305E+01	.1246E+03	-.1246E+03
24	.2053E+04	-.3871E+04	.2491E+02	.3011E+02	-.3483E+01	.3483E+01
25	.4814E+04	-.4836E+04	.3260E+02	.3265E+02	-.5008E+01	.5008E+01
26	.3883E+04	-.2043E+04	.3014E+02	.2488E+02	-.3441E+01	.3441E+01
27	.2277E+04	-.3713E+04	.2546E+02	.2956E+02	.2102E+00	-.2102E+00
28	.4804E+04	-.4848E+04	.3258E+02	.3267E+02	.9596E-01	-.9596E-01
29	.3738E+04	-.2260E+04	.2962E+02	.2540E+02	.1843E+00	-.1843E+00
30	.2315E+04	-.3653E+04	.2560E+02	.2942E+02	-.2134E+00	.2134E+00
31	.4791E+04	-.4865E+04	.3254E+02	.3271E+02	-.4854E+00	.4854E+00
32	.3696E+04	-.2269E+04	.2955E+02	.2547E+02	.2001E+00	-.2001E+00
33	.2361E+04	-.3610E+04	.2573E+02	.2929E+02	-.5031E-01	.5031E-01
34	.4797E+04	-.4817E+04	.3260E+02	.3265E+02	.4569E+00	-.4569E+00
35	.3675E+04	-.2388E+04	.2935E+02	.2567E+02	-.2317E+01	.2317E+01
36	.2535E+04	-.3408E+04	.2626E+02	.2876E+02	-.1996E+01	.1996E+01
37	.4737E+04	-.5055E+04	.3227E+02	.3298E+02	-.5822E+01	.5822E+01
38	.3509E+04	-.1604E+04	.2866E+02	.2321E+02	.9678E+01	-.9678E+01
39	.1585E+04	-.3887E+04	.2265E+02	.2922E+02	.9852E+01	-.9852E+01
40	.5191E+04	-.3669E+04	.3436E+02	.3098E+02	.1714E+02	-.1714E+02

PROBLEMA TERMINADO

\*\*\*\*\*

ANALISIS DE UN MARCO PLANO

marcoB+CM+CVacc

DATOS GENERALES

numero de nudos= 27  
 numero de miembros= 40  
 condiciones de carga= 1  
 propiedades geometricas= 3  
 grupos de carga= 4

propiedad geometrica	momento inercia	area	modulo de elasticidad
1	1143333.00	2800.00	221.40
2	3419333.00	6400.00	221.40
3	1252623.00	7125.00	221.40

COORDENADAS DE NUDOS

nudo	giro	tras.y	tras.x	coord.x	coord.y
1	1	1	1	0.00	0.00
2	1	1	1	700.00	0.00
3	1	1	1	1600.00	0.00
4	1	1	1	2300.00	0.00
5	0	0	0	0.00	300.00
6	0	0	0	700.00	300.00
7	0	0	0	1600.00	300.00
8	0	0	0	2300.00	300.00
9	0	0	0	0.00	600.00
10	0	0	0	700.00	600.00
11	0	0	0	1600.00	600.00
12	0	0	0	2300.00	600.00
13	0	0	0	0.00	900.00
14	0	0	0	700.00	900.00
15	0	0	0	1600.00	900.00
16	0	0	0	2300.00	900.00
17	0	0	0	0.00	1200.00
18	0	0	0	700.00	1200.00
19	0	0	0	1600.00	1200.00
20	0	0	0	2300.00	1200.00
21	0	0	0	0.00	1500.00
22	0	0	0	700.00	1500.00
23	0	0	0	1600.00	1500.00
24	0	0	0	2300.00	1500.00
25	0	0	0	0.00	1800.00
26	0	0	0	700.00	1800.00
27	0	0	0	1600.00	1800.00

DATOS DE MIEMBROS

miembro	nudo1	nudo2	tipo	prop.geo.	long.
1	21	25	0	1	300.00
2	17	21	0	1	300.00
3	13	17	0	1	300.00
4	9	13	0	1	300.00
5	5	9	0	1	300.00
6	1	5	0	1	300.00

7	22	26	0	2	300.00
8	18	22	0	2	300.00
9	14	18	0	2	300.00
10	10	14	0	2	300.00
11	6	10	0	2	300.00
12	2	6	0	2	300.00
13	23	27	0	2	300.00
14	19	23	0	2	300.00
15	15	19	0	2	300.00
16	11	15	0	2	300.00
17	7	11	0	2	300.00
18	3	7	0	2	300.00
19	20	24	0	1	300.00
20	16	20	0	1	300.00
21	12	16	0	1	300.00
22	8	12	0	1	300.00
23	4	8	0	1	300.00
24	5	6	0	3	700.00
25	6	7	0	3	900.00
26	7	8	0	3	700.00
27	9	10	0	3	700.00
28	10	11	0	3	900.00
29	11	12	0	3	700.00
30	13	14	0	3	700.00
31	14	15	0	3	900.00
32	15	16	0	3	700.00
33	17	18	0	3	700.00
34	18	19	0	3	900.00
35	19	20	0	3	700.00
36	21	22	0	3	700.00
37	22	23	0	3	900.00
38	23	24	0	3	700.00
39	25	26	0	3	700.00
40	26	27	0	3	900.00

GRUPOS DE CARGA EN MIEMBROS

grupo	tipo miembro	longitud	carga	dist1	dist2	angulo
1	0	700.0000	0.0217	0.0000	700.0000	0.0000
2	0	900.0000	0.0200	0.0000	900.0000	0.0000
3	0	700.0000	0.0212	0.0000	700.0000	0.0000
4	0	900.0000	0.0207	0.0000	900.0000	0.0000

CONDICION DE CARGA( 1 )

VERTICAL  
CARGAS EN MIEMBROS

miembro	grupo	miembro	grupo	miembro	grupo
24	1	25	2	26	1
27	1	28	2	29	1
30	1	31	2	32	1
33	1	34	2	35	1
36	1	37	2	38	3
39	3	40	4		

\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*

CONDICION DE CARGA ( 1)  
marcoB+CM+CVacc  
VERTICAL

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS

NUDO	GIRO	DESPLZ.VERT.	DESPLZ.HORZ.
1	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
2	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
3	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
4	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
5	-.89123E-04	-.21071E-01	-.11027E-02
6	-.13261E-04	-.21540E-01	-.63794E-03
7	.16314E-04	-.19807E-01	.18052E-03
8	.92189E-04	-.17512E-01	.64100E-03
9	-.71105E-04	-.38633E-01	-.84935E-03
10	-.10147E-04	-.39495E-01	-.90647E-03
11	.16691E-04	-.36027E-01	-.96119E-03
12	.76723E-04	-.31516E-01	-.10026E-02
13	-.70911E-04	-.52648E-01	-.21837E-02
14	-.73106E-05	-.53880E-01	-.21652E-02
15	.16528E-04	-.48675E-01	-.21426E-02
16	.83861E-04	-.41977E-01	-.22271E-02
17	-.68550E-04	-.63111E-01	-.42715E-02
18	-.43127E-05	-.64698E-01	-.42933E-02
19	.27774E-04	-.57750E-01	-.43010E-02
20	.67591E-04	-.48896E-01	-.37749E-02
21	-.54004E-04	-.70011E-01	-.84582E-02
22	.27407E-05	-.71951E-01	-.80354E-02
23	-.33922E-05	-.63265E-01	-.70409E-02
24	.17612E-03	-.52254E-01	-.86238E-02
25	-.15257E-03	-.73311E-01	-.85126E-02
26	-.31432E-04	-.75666E-01	-.10062E-01
27	.15642E-03	-.65193E-01	-.13268E-01

\*\*\*\*\*

CONDICION DE CARGA ( 1)  
VERTICAL

ELEMENTOS MECANICOS

MIEMBRO	MOMENTO-1	MOMENTO-2	CORTANTE-1	CORTANTE-2	AXIAL-1	AXIAL-2
1	-.4407E+03	-.6070E+03	-.3492E+01	.3492E+01	.6818E+01	-.6818E+01
2	-.3932E+03	-.3686E+03	-.2539E+01	.2539E+01	.1426E+02	-.1426E+02
3	-.3902E+03	-.3863E+03	-.2588E+01	.2588E+01	.2162E+02	-.2162E+02
4	-.3822E+03	-.3818E+03	-.2547E+01	.2547E+01	.2896E+02	-.2896E+02
5	-.4165E+03	-.3861E+03	-.2675E+01	.2675E+01	.3629E+02	-.3629E+02
6	-.1690E+03	-.3194E+03	-.1628E+01	.1628E+01	.4354E+02	-.4354E+02
7	-.2329E+03	-.4050E+03	-.2126E+01	.2126E+01	.1755E+02	-.1755E+02
8	-.2182E+03	-.1826E+03	-.1336E+01	.1336E+01	.3426E+02	-.3426E+02
9	-.2026E+03	-.1875E+03	-.1300E+01	.1300E+01	.5110E+02	-.5110E+02
10	-.2025E+03	-.1882E+03	-.1302E+01	.1302E+01	.6794E+02	-.6794E+02
11	-.1983E+03	-.1826E+03	-.1270E+01	.1270E+01	.8480E+02	-.8480E+02
12	-.9895E+02	-.1658E+03	-.8823E+00	.8823E+00	.1017E+03	-.1017E+03
13	.4402E+03	.1245E+04	.5618E+01	-.5618E+01	.9106E+01	-.9106E+01
14	.1247E+03	-.3229E+02	.3081E+00	-.3081E+00	.2605E+02	-.2605E+02
15	.1977E+03	.2544E+03	.1507E+01	-.1507E+01	.4286E+02	-.4286E+02
16	.1919E+03	.1911E+03	.1277E+01	-.1277E+01	.5974E+02	-.5974E+02
17	.1910E+03	.1929E+03	.1279E+01	-.1279E+01	.7661E+02	-.7661E+02
18	.9129E+02	.1735E+03	.8825E+00	-.8825E+00	.9355E+02	-.9355E+02
19	.4435E+03	.6266E+03	.3567E+01	-.3567E+01	.6940E+01	-.6940E+01
20	.3710E+03	.3435E+03	.2382E+01	-.2382E+01	.1430E+02	-.1430E+02
21	.3798E+03	.3919E+03	.2572E+01	-.2572E+01	.2162E+02	-.2162E+02
22	.4129E+03	.3868E+03	.2666E+01	-.2666E+01	.2894E+02	-.2894E+02
23	.1664E+03	.3220E+03	.1628E+01	-.1628E+01	.3619E+02	-.3619E+02
24	.7359E+03	-.9761E+03	.7252E+01	.7938E+01	-.1047E+01	.1047E+01
25	.1340E+04	-.1342E+04	.8998E+01	.9002E+01	-.1435E+01	.1435E+01
26	.9772E+03	-.7349E+03	.7941E+01	.7249E+01	-.1038E+01	.1038E+01
27	.7683E+03	-.9556E+03	.7327E+01	.7863E+01	.1287E+00	-.1287E+00
28	.1341E+04	-.1343E+04	.8998E+01	.9002E+01	.9591E-01	-.9591E-01
29	.9580E+03	-.7666E+03	.7868E+01	.7322E+01	.9339E-01	-.9339E-01
30	.7721E+03	-.9497E+03	.7341E+01	.7849E+01	-.4165E-01	.4165E-01
31	.1340E+04	-.1345E+04	.8995E+01	.9005E+01	-.3970E-01	.3970E-01
32	.9560E+03	-.7628E+03	.7871E+01	.7319E+01	.1905E+00	-.1905E+00
33	.7794E+03	-.9418E+03	.7363E+01	.7827E+01	.4918E-01	-.4918E-01
34	.1348E+04	-.1333E+04	.9016E+01	.8984E+01	.1346E-01	-.1346E-01
35	.9536E+03	-.7870E+03	.7833E+01	.7357E+01	-.1185E+01	.1185E+01
36	.8093E+03	-.9179E+03	.7440E+01	.7750E+01	-.9529E+00	.9529E+00
37	.1333E+04	-.1370E+04	.8959E+01	.9041E+01	-.1743E+01	.1743E+01
38	.9625E+03	-.6266E+03	.7900E+01	.6940E+01	.3567E+01	-.3567E+01
39	.6070E+03	-.1028E+04	.6818E+01	.8022E+01	.3492E+01	-.3492E+01
40	.1433E+04	-.1245E+04	.9524E+01	.9106E+01	.5618E+01	-.5618E+01

PROBLEMA TERMINADO

\*\*\*\*\*

ANALISIS DE UN MARCO PLANO

marcoB+Sismo

DATOS GENERALES

numero de nudos= 27  
 numero de miembros= 40  
 condiciones de carga= 1  
 propiedades geometricas= 3  
 grupos de carga= 0

propiedad geometrica	momento inercia	area	modulo de elasticidad
1	1143333.00	2800.00	221.40
2	3413333.00	6400.00	221.40
3	1252623.00	7125.00	221.40

COORDENADAS DE NUDOS

nudo	giro	tras.y	tras.x	coor.x	coor.y
1	1	1	1	0.00	0.00
2	1	1	1	700.00	0.00
3	1	1	1	1600.00	0.00
4	1	1	1	2300.00	0.00
5	0	0	0	0.00	300.00
6	0	0	0	700.00	300.00
7	0	0	0	1600.00	300.00
8	0	0	0	2300.00	300.00
9	0	0	0	0.00	600.00
10	0	0	0	700.00	600.00
11	0	0	0	1600.00	600.00
12	0	0	0	2300.00	600.00
13	0	0	0	0.00	900.00
14	0	0	0	700.00	900.00
15	0	0	0	1600.00	900.00
16	0	0	0	2300.00	900.00
17	0	0	0	0.00	1200.00
18	0	0	0	700.00	1200.00
19	0	0	0	1600.00	1200.00
20	0	0	0	2300.00	1200.00
21	0	0	0	0.00	1500.00
22	0	0	0	700.00	1500.00
23	0	0	0	1600.00	1500.00
24	0	0	0	2300.00	1500.00
25	0	0	0	0.00	1800.00
26	0	0	0	700.00	1800.00
27	0	0	0	1600.00	1800.00

DATOS DE MIEMBROS

miembro	nudo1	nudo2	tipo	prop.geo.	long.
1	21	25	0	1	300.00
2	17	21	0	1	300.00
3	13	17	0	1	300.00
4	9	13	0	1	300.00
5	5	9	0	1	300.00
6	1	5	0	1	300.00

7	22	26	0	2	300.00
8	18	22	0	2	300.00
9	14	18	0	2	300.00
10	10	14	0	2	300.00
11	6	10	0	2	300.00
12	2	6	0	2	300.00
13	23	27	0	2	300.00
14	19	23	0	2	300.00
15	15	19	0	2	300.00
16	11	15	0	2	300.00
17	7	11	0	2	300.00
18	3	7	0	2	300.00
19	20	24	0	1	300.00
20	16	20	0	1	300.00
21	12	16	0	1	300.00
22	8	12	0	1	300.00
23	4	8	0	1	300.00
24	5	6	0	3	700.00
25	6	7	0	3	900.00
26	7	8	0	3	700.00
27	9	10	0	3	700.00
28	10	11	0	3	900.00
29	11	12	0	3	700.00
30	13	14	0	3	700.00
31	14	15	0	3	900.00
32	15	16	0	3	700.00
33	17	18	0	3	700.00
34	18	19	0	3	900.00
35	19	20	0	3	700.00
36	21	22	0	3	700.00
37	22	23	0	3	900.00
38	23	24	0	3	700.00
39	25	26	0	3	700.00
40	26	27	0	3	900.00

CONDICION DE CARGA( 1 )

HORIZONTAL  
CARGAS EN NUDOS

nudo	momento	fuerza y	fuerza x
5	0.0000	0.0000	39.3300
9	0.0000	0.0000	26.1000
13	0.0000	0.0000	24.9200
17	0.0000	0.0000	33.1600
21	0.0000	0.0000	42.9100
25	0.0000	0.0000	31.1900

\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*

CONDICION DE CARGA ( 1)  
marcoB+Sismo  
HORIZONTAL

## DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS

NUDO	GIRO	DESPLZ. VERT.	DESPLZ. HORZ.
1	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
2	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
3	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
4	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
5	-.26372E-02	.39665E-01	.66108E+00
6	-.28918E-02	-.54529E-02	.64546E+00
7	-.28730E-02	.43285E-02	.63605E+00
8	-.25924E-02	-.37094E-01	.63559E+00
9	-.28762E-02	.70455E-01	.17169E+01
10	-.31432E-02	-.95400E-02	.17067E+01
11	-.31512E-02	.73293E-02	.16987E+01
12	-.28990E-02	-.65401E-01	.16969E+01
13	-.25681E-02	.91728E-01	.27337E+01
14	-.27779E-02	-.12218E-01	.27246E+01
15	-.27760E-02	.88836E-02	.27175E+01
16	-.25544E-02	-.84107E-01	.27154E+01
17	-.20353E-02	.10470E+00	.35860E+01
18	-.21801E-02	-.13701E-01	.35738E+01
19	-.21653E-02	.92324E-02	.35647E+01
20	-.20293E-02	-.94490E-01	.35630E+01
21	-.14294E-02	.11131E+00	.42172E+01
22	-.15260E-02	-.14309E-01	.42004E+01
23	-.14898E-02	.86906E-02	.41838E+01
24	-.12359E-02	-.98466E-01	.41776E+01
25	-.84030E-03	.11365E+00	.46259E+01
26	-.94772E-03	-.14384E-01	.46155E+01
27	-.11816E-02	.77431E-02	.46105E+01

\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*  
CONDICION DE CARGA ( 1 )  
HORIZONTAL

ELEMENTOS MECANICOS

MIEMBRO	MOMENTO-1	MOMENTO-2	CORTANTE-1	CORTANTE-2	AXIAL-1	AXIAL-2
1	.6537E+03	.1648E+04	.7672E+01	-.7672E+01	-.4830E+01	.4830E+01
2	.1371E+04	.2394E+04	.1255E+02	-.1255E+02	-.1365E+02	.1365E+02
3	.2280E+04	.3179E+04	.1820E+02	-.1820E+02	-.2681E+02	.2681E+02
4	.3118E+04	.3638E+04	.2252E+02	-.2252E+02	-.4396E+02	.4396E+02
5	.4062E+04	.3659E+04	.2574E+02	-.2574E+02	-.6362E+02	.6362E+02
6	.6706E+04	.2255E+04	.2987E+02	-.2987E+02	-.8196E+02	.8196E+02
7	.7615E+03	.3675E+04	.1479E+02	-.1479E+02	.3545E+00	-.3545E+00
8	.1913E+04	.5209E+04	.2374E+02	-.2374E+02	.2871E+01	-.2871E+01
9	.3809E+04	.6821E+04	.3543E+02	-.3543E+02	.7006E+01	-.7006E+01
10	.5613E+04	.7453E+04	.4355E+02	-.4355E+02	.1265E+02	-.1265E+02
11	.8493E+04	.7227E+04	.5240E+02	-.5240E+02	.1930E+02	-.1930E+02
12	.1795E+05	.3381E+04	.7110E+02	-.7110E+02	.2576E+02	-.2576E+02
13	.5330E+03	.2086E+04	.8730E+01	-.8730E+01	.4475E+01	-.4475E+01
14	.1864E+04	.5267E+04	.2377E+02	-.2377E+02	.2559E+01	-.2559E+01
15	.3807E+04	.6883E+04	.3563E+02	-.3563E+02	-.1648E+01	.1648E+01
16	.5587E+04	.7478E+04	.4355E+02	-.4355E+02	-.7341E+01	.7341E+01
17	.8714E+04	.7312E+04	.5342E+02	-.5342E+02	-.1417E+02	.1417E+02
18	.1757E+05	.3096E+04	.6889E+02	-.6889E+02	-.2044E+02	.2044E+02
19	.1436E+04	.2775E+04	.1404E+02	-.1404E+02	.8216E+01	-.8216E+01
20	.2257E+04	.3143E+04	.1800E+02	-.1800E+02	.2145E+02	-.2145E+02
21	.3094E+04	.3675E+04	.2256E+02	-.2256E+02	.3865E+02	-.3865E+02
22	.4268E+04	.3750E+04	.2673E+02	-.2673E+02	.5849E+02	-.5849E+02
23	.6351E+04	.1976E+04	.2776E+02	-.2776E+02	.7665E+02	-.7665E+02
24	-.6318E+04	-.6519E+04	-.1834E+02	.1834E+02	.3520E+02	-.3520E+02
25	-.5355E+04	-.5343E+04	-.1189E+02	.1189E+02	.1650E+02	-.1650E+02
26	-.6466E+04	-.6244E+04	-.1816E+02	.1816E+02	.1031E+01	-.1031E+01
27	-.6777E+04	-.6989E+04	-.1967E+02	.1967E+02	.2288E+02	-.2288E+02
28	-.5851E+04	-.5856E+04	-.1301E+02	.1301E+02	.1404E+02	-.1404E+02
29	-.7044E+04	-.6844E+04	-.1984E+02	.1984E+02	.4166E+01	-.4166E+01
30	-.5918E+04	-.6084E+04	-.1715E+02	.1715E+02	.2060E+02	-.2060E+02
31	-.5178E+04	-.5177E+04	-.1151E+02	.1151E+02	.1248E+02	-.1248E+02
32	-.6107E+04	-.5932E+04	-.1720E+02	.1720E+02	.4561E+01	-.4561E+01
33	-.4551E+04	-.4666E+04	-.1317E+02	.1317E+02	.2752E+02	-.2752E+02
34	-.4069E+04	-.4060E+04	-.9032E+01	.9032E+01	.1582E+02	-.1582E+02
35	-.4687E+04	-.4579E+04	-.1324E+02	.1324E+02	.3962E+01	-.3962E+01
36	-.3048E+04	-.3124E+04	-.8817E+01	.8817E+01	.3803E+02	-.3803E+02
37	-.2846E+04	-.2824E+04	-.6300E+01	.6300E+01	.2908E+02	-.2908E+02
38	-.2976E+04	-.2775E+04	-.8217E+01	.8217E+01	.1404E+02	-.1404E+02
39	-.1648E+04	-.1733E+04	-.4830E+01	.4830E+01	.2352E+02	-.2352E+02
40	-.1942E+04	-.2086E+04	-.4475E+01	.4475E+01	.8730E+01	-.8730E+01

PROBLEMA TERMINADO

\*\*\*\*\*

ANALISIS DE UN MARCO PLANO

marcoB-Sismo

DATOS GENERALES

numero de nudos= 27  
 numero de miembros= 40  
 condiciones de carga= 1  
 propiedades geometricas= 3  
 grupos de carga= 0

propiedad geometrica	momento inercia	area	modulo de elasticidad
1	1143333.00	2800.00	221.40
2	3413333.00	6400.00	221.40
3	1252623.00	7125.00	221.40

COORDENADAS DE NUDOS

nudo	giro	tras.y	tras.x	coor.x	coor.y
1	1	1	1	0.00	0.00
2	1	1	1	700.00	0.00
3	1	1	1	1600.00	0.00
4	1	1	1	2300.00	0.00
5	0	0	0	0.00	300.00
6	0	0	0	700.00	300.00
7	0	0	0	1600.00	300.00
8	0	0	0	2300.00	300.00
9	0	0	0	0.00	600.00
10	0	0	0	700.00	600.00
11	0	0	0	1600.00	600.00
12	0	0	0	2300.00	600.00
13	0	0	0	0.00	900.00
14	0	0	0	700.00	900.00
15	0	0	0	1600.00	900.00
16	0	0	0	2300.00	900.00
17	0	0	0	0.00	1200.00
18	0	0	0	700.00	1200.00
19	0	0	0	1600.00	1200.00
20	0	0	0	2300.00	1200.00
21	0	0	0	0.00	1500.00
22	0	0	0	700.00	1500.00
23	0	0	0	1600.00	1500.00
24	0	0	0	2300.00	1500.00
25	0	0	0	0.00	1800.00
26	0	0	0	700.00	1800.00
27	0	0	0	1600.00	1800.00

DATOS DE MIEMBROS

miembro	nudo1	nudo2	tipo	prop.geo.	long.
1	21	25	0	1	300.00
2	17	21	0	1	300.00
3	13	17	0	1	300.00
4	9	13	0	1	300.00
5	5	9	0	1	300.00
6	1	5	0	1	300.00

7	22	26	0	2	300.00
8	18	22	0	2	300.00
9	14	18	0	2	300.00
10	10	14	0	2	300.00
11	6	10	0	2	300.00
12	2	6	0	2	300.00
13	23	27	0	2	300.00
14	19	23	0	2	300.00
15	15	19	0	2	300.00
16	11	15	0	2	300.00
17	7	11	0	2	300.00
18	3	7	0	2	300.00
19	20	24	0	1	300.00
20	16	20	0	1	300.00
21	12	16	0	1	300.00
22	8	12	0	1	300.00
23	4	8	0	1	300.00
24	5	6	0	3	700.00
25	6	7	0	3	900.00
26	7	8	0	3	700.00
27	9	10	0	3	700.00
28	10	11	0	3	900.00
29	11	12	0	3	700.00
30	13	14	0	3	700.00
31	14	15	0	3	900.00
32	15	16	0	3	700.00
33	17	18	0	3	700.00
34	18	19	0	3	900.00
35	19	20	0	3	700.00
36	21	22	0	3	700.00
37	22	23	0	3	900.00
38	23	24	0	3	700.00
39	25	26	0	3	700.00
40	26	27	0	3	900.00

CONDICION DE CARGA( 1 )

HORIZONTAL  
CARGAS EN NUDOS

nudo	momento	fuerza y	fuerza x
5	0.0000	0.0000	-39.3300
9	0.0000	0.0000	-26.1000
13	0.0000	0.0000	-24.9200
17	0.0000	0.0000	-33.1600
21	0.0000	0.0000	-42.9100
25	0.0000	0.0000	-31.1900

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*  
 CONDICION DE CARGA ( 1 )  
 marcoB-Sismo  
 HORIZONTAL

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS

NUDO	GIRO	DESPLZ.VERT.	DESPLZ.HORZ.
1	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
2	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
3	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
4	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
5	.26372E-02	-.39665E-01	-.66108E+00
6	.28918E-02	.54529E-02	-.64546E+00
7	.28730E-02	-.43285E-02	-.63605E+00
8	.25924E-02	.37094E-01	-.63559E+00
9	.28762E-02	-.70455E-01	-.17169E+01
10	.31432E-02	.95400E-02	-.17067E+01
11	.31512E-02	-.73293E-02	-.16987E+01
12	.28990E-02	.65401E-01	-.16969E+01
13	.25681E-02	-.91728E-01	-.27337E+01
14	.27779E-02	.12218E-01	-.27246E+01
15	.27760E-02	-.88836E-02	-.27175E+01
16	.25544E-02	.84107E-01	-.27154E+01
17	.20353E-02	-.10470E+00	-.35860E+01
18	.21801E-02	.13701E-01	-.35738E+01
19	.21653E-02	-.92324E-02	-.35647E+01
20	.20293E-02	.94490E-01	-.35630E+01
21	.14294E-02	-.11131E+00	-.42172E+01
22	.15260E-02	.14309E-01	-.42004E+01
23	.14898E-02	-.86906E-02	-.41838E+01
24	.12359E-02	.98466E-01	-.41776E+01
25	.84030E-03	-.11365E+00	-.46259E+01
26	.94772E-03	.14384E-01	-.46155E+01
27	.11816E-02	-.77431E-02	-.46105E+01

\*\*\*\*\*  
CONDICION DE CARGA ( 1 )  
HORIZONTAL

ELEMENTOS MECANICOS

MIEMBRO	MOMENTO-1	MOMENTO-2	CORTANTE-1	CORTANTE-2	AXIAL-1	AXIAL-2
1	-.6537E+03	-.1648E+04	-.7672E+01	.7672E+01	.4830E+01	-.4830E+0
2	-.1371E+04	-.2394E+04	-.1255E+02	.1255E+02	.1365E+02	-.1365E+0
3	-.2280E+04	-.3179E+04	-.1820E+02	.1820E+02	.2681E+02	-.2681E+0
4	-.3118E+04	-.3638E+04	-.2252E+02	.2252E+02	.4396E+02	-.4396E+0
5	-.4062E+04	-.3659E+04	-.2574E+02	.2574E+02	.6362E+02	-.6362E+0
6	-.6706E+04	-.2255E+04	-.2987E+02	.2987E+02	.8196E+02	-.8196E+0
7	-.7615E+03	-.3675E+04	-.1479E+02	.1479E+02	-.3545E+00	.3545E+0
8	-.1913E+04	-.5209E+04	-.2374E+02	.2374E+02	-.2871E+01	.2871E+0
9	-.3809E+04	-.6821E+04	-.3543E+02	.3543E+02	-.7006E+01	.7006E+0
10	-.5613E+04	-.7453E+04	-.4355E+02	.4355E+02	-.1265E+02	.1265E+0
11	-.8493E+04	-.7227E+04	-.5240E+02	.5240E+02	-.1930E+02	.1930E+0
12	-.1795E+05	-.3381E+04	-.7110E+02	.7110E+02	-.2576E+02	.2576E+0
13	-.5330E+03	-.2086E+04	-.8730E+01	.8730E+01	-.4475E+01	.4475E+0
14	-.1864E+04	-.5267E+04	-.2377E+02	.2377E+02	-.2559E+01	.2559E+0
15	-.3807E+04	-.6883E+04	-.3563E+02	.3563E+02	.1648E+01	-.1648E+0
16	-.5587E+04	-.7478E+04	-.4355E+02	.4355E+02	.7341E+01	-.7341E+0
17	-.8714E+04	-.7312E+04	-.5342E+02	.5342E+02	.1417E+02	-.1417E+0
18	-.1757E+05	-.3096E+04	-.6889E+02	.6889E+02	.2044E+02	-.2044E+0
19	-.1436E+04	-.2775E+04	-.1404E+02	.1404E+02	-.8216E+01	.8216E+0
20	-.2257E+04	-.3143E+04	-.1800E+02	.1800E+02	-.2145E+02	.2145E+0
21	-.3094E+04	-.3675E+04	-.2256E+02	.2256E+02	-.3865E+02	.3865E+0
22	-.4268E+04	-.3750E+04	-.2673E+02	.2673E+02	-.5849E+02	.5849E+0
23	-.6351E+04	-.1976E+04	-.2776E+02	.2776E+02	-.7665E+02	.7665E+0
24	.6318E+04	.6519E+04	.1834E+02	-.1834E+02	-.3520E+02	.3520E+C
25	.5355E+04	.5343E+04	.1189E+02	-.1189E+02	-.1650E+02	.1650E+C
26	.6466E+04	.6244E+04	.1816E+02	-.1816E+02	-.1031E+01	.1031E+C
27	.6777E+04	.6989E+04	.1967E+02	-.1967E+02	-.2288E+02	.2288E+C
28	.5851E+04	.5856E+04	.1301E+02	-.1301E+02	-.1404E+02	.1404E+C
29	.7044E+04	.6844E+04	.1984E+02	-.1984E+02	-.4166E+01	.4166E+C
30	.5918E+04	.6084E+04	.1715E+02	-.1715E+02	-.2060E+02	.2060E+C
31	.5178E+04	.5177E+04	.1151E+02	-.1151E+02	-.1248E+02	.1248E+C
32	.6107E+04	.5932E+04	.1720E+02	-.1720E+02	-.4561E+01	.4561E+C
33	.4551E+04	.4666E+04	.1317E+02	-.1317E+02	-.2752E+02	.2752E+C
34	.4069E+04	.4060E+04	.9032E+01	-.9032E+01	-.1582E+02	.1582E+C
35	.4687E+04	.4579E+04	.1324E+02	-.1324E+02	-.3962E+01	.3962E+C
36	.3048E+04	.3124E+04	.8817E+01	-.8817E+01	-.3803E+02	.3803E+C
37	.2846E+04	.2824E+04	.6300E+01	-.6300E+01	-.2908E+02	.2908E+C
38	.2976E+04	.2775E+04	.8217E+01	-.8217E+01	-.1404E+02	.1404E+C
39	.1648E+04	.1733E+04	.4830E+01	-.4830E+01	-.2352E+02	.2352E+C
40	.1942E+04	.2086E+04	.4475E+01	-.4475E+01	-.8730E+01	.8730E+C

PROBLEMA TERMINADO

\*\*\*\*\*

ANALISIS DE UN MARCO PLANO

marco B: Combinaciones

DATOS GENERALES

numero de nudos= 27  
 numero de miembros= 40  
 condiciones de carga= 2  
 propiedades geometricas= 3  
 grupos de carga= 4

propiedad geometrica	momento inercia	area	modulo de elasticidad
1	1143333.00	2800.00	221.40
2	3413333.00	6400.00	221.40
3	1252623.00	7125.00	221.40

COORDENADAS DE NUDOS

nudo	giro	tras.y	tras.x	coord.x	coord.y
1	1	1	1	0.00	0.00
2	1	1	1	700.00	0.00
3	1	1	1	1600.00	0.00
4	1	1	1	2300.00	0.00
5	0	0	0	0.00	300.00
6	0	0	0	700.00	300.00
7	0	0	0	1600.00	300.00
8	0	0	0	2300.00	300.00
9	0	0	0	0.00	600.00
10	0	0	0	700.00	600.00
11	0	0	0	1600.00	600.00
12	0	0	0	2300.00	600.00
13	0	0	0	0.00	900.00
14	0	0	0	700.00	900.00
15	0	0	0	1600.00	900.00
16	0	0	0	2300.00	900.00
17	0	0	0	0.00	1200.00
18	0	0	0	700.00	1200.00
19	0	0	0	1600.00	1200.00
20	0	0	0	2300.00	1200.00
21	0	0	0	0.00	1500.00
22	0	0	0	700.00	1500.00
23	0	0	0	1600.00	1500.00
24	0	0	0	2300.00	1500.00
25	0	0	0	0.00	1800.00
26	0	0	0	700.00	1800.00
27	0	0	0	1600.00	1800.00

DATOS DE MIEMBROS

miembro	nudo1	nudo2	tipo	prop.geo.	long.
1	21	25	0	1	300.00
2	17	21	0	1	300.00
3	13	17	0	1	300.00
4	9	13	0	1	300.00
5	5	9	0	1	300.00
6	1	5	0	1	300.00

7	22	26	0	2	300.00
8	18	22	0	2	300.00
9	14	18	0	2	300.00
10	10	14	0	2	300.00
11	6	10	0	2	300.00
12	2	6	0	2	300.00
13	23	27	0	2	300.00
14	19	23	0	2	300.00
15	15	19	0	2	300.00
16	11	15	0	2	300.00
17	7	11	0	2	300.00
18	3	7	0	2	300.00
19	20	24	0	1	300.00
20	16	20	0	1	300.00
21	12	16	0	1	300.00
22	8	12	0	1	300.00
23	4	8	0	1	300.00
24	5	6	0	3	700.00
25	6	7	0	3	900.00
26	7	8	0	3	700.00
27	9	10	0	3	700.00
28	10	11	0	3	900.00
29	11	12	0	3	700.00
30	13	14	0	3	700.00
31	14	15	0	3	900.00
32	15	16	0	3	700.00
33	17	18	0	3	700.00
34	18	19	0	3	900.00
35	19	20	0	3	700.00
36	21	22	0	3	700.00
37	22	23	0	3	900.00
38	23	24	0	3	700.00
39	25	26	0	3	700.00
40	26	27	0	3	900.00

GRUPOS DE CARGA EN MIEMBROS

grupo	tipo	miembro	longitud	carga	dist1	dist2	angulo
1	0	0	700.0000	0.0217	0.0000	700.0000	0.0000
2	0	0	900.0000	0.0200	0.0000	900.0000	0.0000
3	0	0	700.0000	0.0212	0.0000	700.0000	0.0000
4	0	0	900.0000	0.0207	0.0000	900.0000	0.0000

CONDICION DE CARGA( 1 )

CM+CVacc+Sismo  
CARGAS EN MIEMBROS

miembro	grupo	miembro	grupo	miembro	grupo
24	1	25	2	26	1
27	1	28	2	29	1
30	1	31	2	32	1
33	1	34	2	35	1
36	1	37	2	38	3

39	3	40	4	CARGAS EN NUDOS
nudo	momento	fuerza y	fuerza x	
5	0.0000		0.0000	39.3300
9	0.0000		0.0000	26.1000
13	0.0000		0.0000	24.9200
17	0.0000		0.0000	33.1600
21	0.0000		0.0000	42.9100
25	0.0000		0.0000	31.1900

## CONDICION DE CARGA( 2 )

CM+CVacc-Sismo  
CARGAS EN MIEMBROS

miembro	grupo ;	miembro	grupo ;	miembro	grupo
24	1	25	2	26	1
27	1	28	2	29	1
30	1	31	2	32	1
33	1	34	2	35	1
36	1	37	2	38	3
39	3	40	4		

nudo	momento	fuerza y	fuerza x	CARGAS EN NUDOS
5	0.0000		0.0000	-39.3300
9	0.0000		0.0000	-26.1000
13	0.0000		0.0000	-24.9200
17	0.0000		0.0000	-33.1600
21	0.0000		0.0000	-42.9100
25	0.0000		0.0000	-31.1900

\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*

CONDICION DE CARGA ( 1 )  
marco B: Combinaciones  
CM+CVacc+Sismo

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS

NUDO	GIRO	DESPLZ.VERT.	DESPLZ.HORZ.
1	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
2	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
3	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
4	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
5	-.27264E-02	.18593E-01	.65998E+00
6	-.29050E-02	-.26993E-01	.64482E+00
7	-.28567E-02	-.15479E-01	.63623E+00
8	-.25002E-02	-.54606E-01	.63623E+00
9	-.29474E-02	.31822E-01	.17160E+01
10	-.31534E-02	-.49035E-01	.17058E+01
11	-.31345E-02	-.28698E-01	.16978E+01
12	-.28223E-02	-.96917E-01	.16959E+01
13	-.26391E-02	.39079E-01	.27315E+01
14	-.27852E-02	-.66097E-01	.27224E+01
15	-.27594E-02	-.39791E-01	.27153E+01
16	-.24706E-02	-.12608E+00	.27132E+01
17	-.21038E-02	.41592E-01	.35817E+01
18	-.21844E-02	-.78399E-01	.35695E+01
19	-.21376E-02	-.48518E-01	.35604E+01
20	-.19617E-02	-.14339E+00	.35592E+01
21	-.14834E-02	.41297E-01	.42088E+01
22	-.15232E-02	-.86260E-01	.41923E+01
23	-.14932E-02	-.54574E-01	.41767E+01
24	-.10598E-02	-.15072E+00	.41689E+01
25	-.99286E-03	.40334E-01	.46174E+01
26	-.97916E-03	-.90050E-01	.46054E+01
27	-.10251E-02	-.57449E-01	.45972E+01

\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*

CONDICION DE CARGA ( 1)  
CM+CVacc+Sismo

ELEMENTOS MECANICOS

MIEMBRO	MOMENTO-1	MOMENTO-2	CORTANTE-1	CORTANTE-2	AXIAL-1	AXIAL-2
1	.2131E+03	.1041E+04	.4180E+01	-.4180E+01	.1988E+01	-.1988E+01
2	.9784E+03	.2025E+04	.1001E+02	-.1001E+02	.6108E+00	-.6108E+00
3	.1890E+04	.2793E+04	.1561E+02	-.1561E+02	-.5192E+01	.5192E+01
4	.2736E+04	.3256E+04	.1997E+02	-.1997E+02	-.1500E+02	.1500E+02
5	.3646E+04	.3273E+04	.2306E+02	-.2306E+02	-.2734E+02	.2734E+02
6	.6537E+04	.1936E+04	.2824E+02	-.2824E+02	-.3842E+02	.3842E+02
7	.5286E+03	.3270E+04	.1266E+02	-.1266E+02	.1790E+02	-.1790E+02
8	.1695E+04	.5026E+04	.2241E+02	-.2241E+02	.3713E+02	-.3713E+02
9	.3606E+04	.6633E+04	.3413E+02	-.3413E+02	.5810E+02	-.5810E+02
10	.5410E+04	.7265E+04	.4225E+02	-.4225E+02	.8059E+02	-.8059E+02
11	.8295E+04	.7044E+04	.5113E+02	-.5113E+02	.1041E+03	-.1041E+03
12	.1785E+05	.3215E+04	.7022E+02	-.7022E+02	.1275E+03	-.1275E+03
13	.9732E+03	.3331E+04	.1435E+02	-.1435E+02	.1358E+02	-.1358E+02
14	.1988E+04	.5235E+04	.2408E+02	-.2408E+02	.2861E+02	-.2861E+02
15	.4005E+04	.7138E+04	.3714E+02	-.3714E+02	.4122E+02	-.4122E+02
16	.5779E+04	.7669E+04	.4483E+02	-.4483E+02	.5240E+02	-.5240E+02
17	.8905E+04	.7505E+04	.5470E+02	-.5470E+02	.6244E+02	-.6244E+02
18	.1766E+05	.3270E+04	.6977E+02	-.6977E+02	.7311E+02	-.7311E+02
19	.1880E+04	.3402E+04	.1761E+02	-.1761E+02	.1516E+02	-.1516E+02
20	.2628E+04	.3487E+04	.2038E+02	-.2038E+02	.3575E+02	-.3575E+02
21	.3473E+04	.4067E+04	.2513E+02	-.2513E+02	.6027E+02	-.6027E+02
22	.4681E+04	.4137E+04	.2939E+02	-.2939E+02	.8743E+02	-.8743E+02
23	.6518E+04	.2298E+04	.2939E+02	-.2939E+02	.1128E+03	-.1128E+03
24	-.5582E+04	-.7495E+04	-.1109E+02	.2628E+02	.3415E+02	-.3415E+02
25	-.4015E+04	-.6685E+04	-.2889E+01	.2089E+02	.1506E+02	-.1506E+02
26	-.5489E+04	-.6979E+04	-.1022E+02	.2541E+02	-.7079E-02	.7079E-02
27	-.6009E+04	-.7944E+04	-.1234E+02	.2753E+02	.2301E+02	-.2301E+02
28	-.4510E+04	-.7199E+04	-.4010E+01	.2201E+02	.1413E+02	-.1413E+02
29	-.6086E+04	-.7611E+04	-.1197E+02	.2716E+02	.4259E+01	-.4259E+01
30	-.5146E+04	-.7034E+04	-.9805E+01	.2499E+02	.2056E+02	-.2056E+02
31	-.3838E+04	-.6522E+04	-.2511E+01	.2051E+02	.1244E+02	-.1244E+02
32	-.5152E+04	-.6695E+04	-.9328E+01	.2452E+02	.4753E+01	-.4753E+01
33	-.3771E+04	-.5607E+04	-.5803E+01	.2099E+02	.2756E+02	-.2756E+02
34	-.2721E+04	-.5392E+04	-.1509E-01	.1802E+02	.1584E+02	-.1584E+02
35	-.3734E+04	-.5366E+04	-.5405E+01	.2060E+02	.2777E+01	-.2777E+01
36	-.2239E+04	-.4042E+04	-.1378E+01	.1657E+02	.3708E+02	-.3708E+02
37	-.1513E+04	-.4194E+04	.2659E+01	.1534E+02	.2733E+02	-.2733E+02
38	-.2014E+04	-.3402E+04	-.3168E+00	.1516E+02	.1761E+02	-.1761E+02
39	-.1041E+04	-.2761E+04	.1988E+01	.1285E+02	.2701E+02	-.2701E+02
40	-.5084E+03	-.3331E+04	.5049E+01	.1358E+02	.1435E+02	-.1435E+02

\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*

CONDICION DE CARGA ( 2 )  
marco B: Combinaciones  
CM+CVacc-Sismo

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS

NUDO	GIRO	DESPLZ.VERT.	DESPLZ.HORZ.
1	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
2	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
3	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
4	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
5	.25481E-02	-.60736E-01	-.66218E+00
6	.28785E-02	-.16087E-01	-.64610E+00
7	.28893E-02	-.24136E-01	-.63587E+00
8	.26846E-02	.19582E-01	-.63495E+00
9	.28051E-02	-.10909E+00	-.17177E+01
10	.31331E-02	-.29955E-01	-.17076E+01
11	.31678E-02	-.43356E-01	-.16997E+01
12	.29757E-02	.33885E-01	-.16979E+01
13	.24972E-02	-.14438E+00	-.27359E+01
14	.27706E-02	-.41662E-01	-.27267E+01
15	.27925E-02	-.57558E-01	-.27196E+01
16	.26383E-02	.42130E-01	-.27177E+01
17	.19667E-02	-.16782E+00	-.35903E+01
18	.21758E-02	-.50997E-01	-.35781E+01
19	.21931E-02	-.66982E-01	-.35690E+01
20	.20969E-02	.45594E-01	-.35668E+01
21	.13754E-02	-.18132E+00	-.42257E+01
22	.15287E-02	-.57642E-01	-.42084E+01
23	.14864E-02	-.71955E-01	-.41908E+01
24	.14120E-02	.46212E-01	-.41862E+01
25	.68773E-03	-.18696E+00	-.46344E+01
26	.91629E-03	-.61282E-01	-.46255E+01
27	.13380E-02	-.72936E-01	-.46237E+01

\*\*\*\*\*

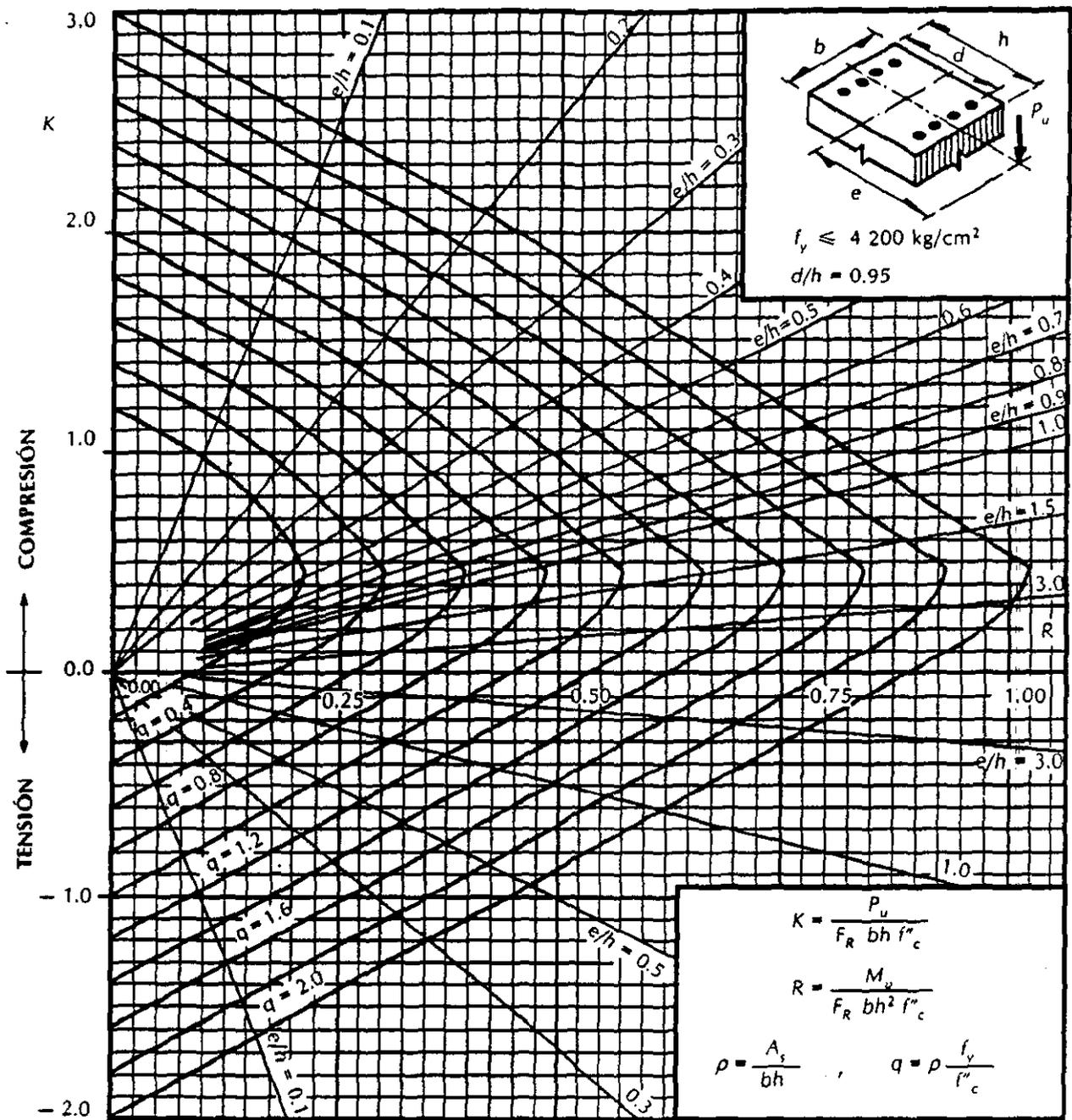
\*\*\*\*\*

CONDICION DE CARGA ( 2 )  
 CM+CVacc-Sismo

ELEMENTOS MECANICOS

MIEMBRO	MOMENTO-1	MOMENTO-2	CORTANTE-1	CORTANTE-2	AXIAL-1	AXIAL-2
1	-.1094E+04	-.2255E+04	-.1116E+02	.1116E+02	.1165E+02	-.1165E+02
2	-.1765E+04	-.2763E+04	-.1509E+02	.1509E+02	.2790E+02	-.2790E+02
3	-.2670E+04	-.3566E+04	-.2079E+02	.2079E+02	.4843E+02	-.4843E+02
4	-.3500E+04	-.4020E+04	-.2507E+02	.2507E+02	.7292E+02	-.7292E+02
5	-.4479E+04	-.4045E+04	-.2841E+02	.2841E+02	.9991E+02	-.9991E+02
6	-.6875E+04	-.2575E+04	-.3150E+02	.3150E+02	.1255E+03	-.1255E+03
7	-.9944E+03	-.4080E+04	-.1691E+02	.1691E+02	.1719E+02	-.1719E+02
8	-.2132E+04	-.5392E+04	-.2508E+02	.2508E+02	.3138E+02	-.3138E+02
9	-.4012E+04	-.7008E+04	-.3673E+02	.3673E+02	.4409E+02	-.4409E+02
10	-.5815E+04	-.7641E+04	-.4486E+02	.4486E+02	.5530E+02	-.5530E+02
11	-.8692E+04	-.7409E+04	-.5367E+02	.5367E+02	.6550E+02	-.6550E+02
12	-.1805E+05	-.3547E+04	-.7198E+02	.7198E+02	.7598E+02	-.7598E+02
13	-.9285E+02	-.8406E+03	-.3111E+01	.3111E+01	.4631E+01	-.4631E+01
14	-.1739E+04	-.5300E+04	-.2346E+02	.2346E+02	.2349E+02	-.2349E+02
15	-.3609E+04	-.6629E+04	-.3413E+02	.3413E+02	.4451E+02	-.4451E+02
16	-.5395E+04	-.7287E+04	-.4227E+02	.4227E+02	.6708E+02	-.6708E+02
17	-.8523E+04	-.7119E+04	-.5214E+02	.5214E+02	.9078E+02	-.9078E+02
18	-.1748E+05	-.2923E+04	-.6801E+02	.6801E+02	.1140E+03	-.1140E+03
19	-.9929E+03	-.2149E+04	-.1047E+02	.1047E+02	-.1276E+01	.1276E+01
20	-.1886E+04	-.2800E+04	-.1562E+02	.1562E+02	-.7157E+01	.7157E+01
21	-.2714E+04	-.3283E+04	-.1999E+02	.1999E+02	-.1704E+02	.1704E+02
22	-.3855E+04	-.3364E+04	-.2406E+02	.2406E+02	-.2956E+02	.2956E+02
23	-.6185E+04	-.1654E+04	-.2613E+02	.2613E+02	-.4046E+02	.4046E+02
24	.7053E+04	.5543E+04	.2559E+02	-.1040E+02	-.3625E+02	.3625E+02
25	.6695E+04	.4002E+04	.2089E+02	-.2886E+01	-.1793E+02	.1793E+02
26	.7444E+04	.5509E+04	.2610E+02	-.1091E+02	-.2068E+01	.2068E+01
27	.7545E+04	.6033E+04	.2699E+02	-.1180E+02	-.2275E+02	.2275E+02
28	.7192E+04	.4513E+04	.2201E+02	-.4005E+01	-.1394E+02	.1394E+02
29	.8002E+04	.6077E+04	.2771E+02	-.1252E+02	-.4073E+01	.4073E+01
30	.6690E+04	.5135E+04	.2449E+02	-.9297E+01	-.2064E+02	.2064E+02
31	.6519E+04	.3832E+04	.2050E+02	-.2501E+01	-.1252E+02	.1252E+02
32	.7063E+04	.5169E+04	.2507E+02	-.9880E+01	-.4371E+01	.4371E+01
33	.5330E+04	.3724E+04	.2053E+02	-.5339E+01	-.2747E+02	.2747E+02
34	.5416E+04	.2727E+04	.1805E+02	-.4805E-01	-.1581E+02	.1581E+02
35	.5641E+04	.3792E+04	.2107E+02	-.5881E+01	-.5147E+01	.5147E+01
36	.3857E+04	.2206E+04	.1626E+02	-.1067E+01	-.3898E+02	.3898E+02
37	.4180E+04	.1454E+04	.1526E+02	.2741E+01	-.3082E+02	.3082E+02
38	.3939E+04	.2149E+04	.1612E+02	-.1276E+01	-.1047E+02	.1047E+02
39	.2255E+04	.7046E+03	.1165E+02	.3192E+01	-.2003E+02	.2003E+02
40	.3375E+04	.8406E+03	.1400E+02	.4631E+01	-.3112E+01	.3112E+01

PROBLEMA TERMINADO



$A_s$  = Área total de refuerzo

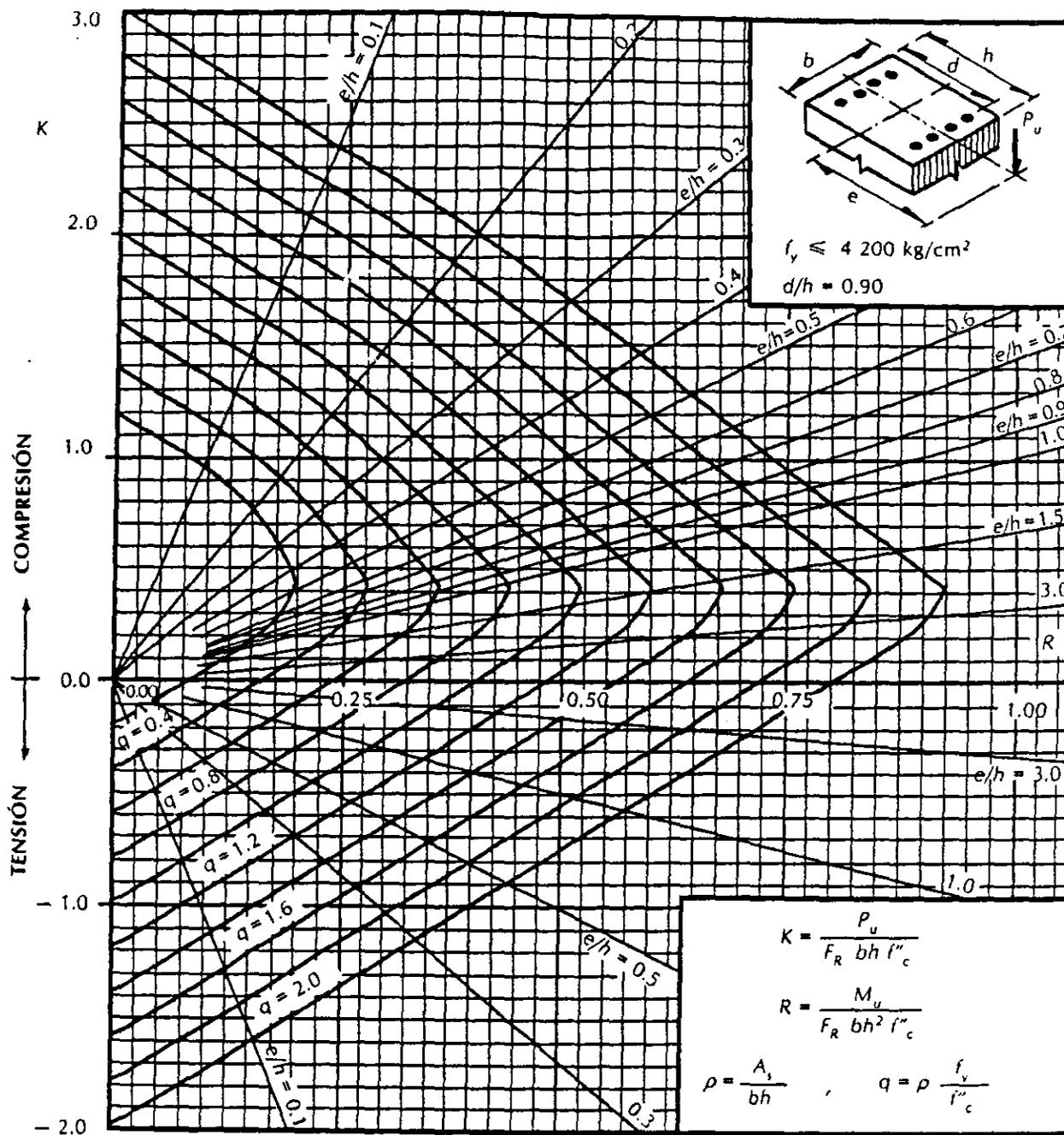
$f''_c = 0.85 f^*_c$ , si  $f^*_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f''_c = \left( 1.05 - \frac{f^*_c}{1400} \right) f^*_c$ , si  $f^*_c > 280 \text{ kg/cm}^2$

$F_R$  = Factor de reducción de resistencia

$P_u$  = Carga axial última

$M_u$  = Momento flexionante último

Figura C.1



$A_s$  = Área total de refuerzo

$f'_c = 0.85 f^*_c$ , si  $f^*_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f'_c = \left( 1.05 - \frac{f^*_c}{1400} \right) f^*_c$ , si  $f^*_c > 280 \text{ kg/cm}^2$

$F_R$  = Factor de reducción de resistencia

$P_u$  = Carga axial última

$M_u$  = Momento flexionante último

Figura C.2

D.4 Gáfica para calcular el momento de inercia de sección I o L.

