



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

EFFECTOS DE TORSIÓN ACCIDENTAL EN
ESTRUCTURAS CON MASA Y RIGIDEZ
LATERAL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS

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

SALVADOR GIORGANA PERALTA



DIRECTOR DE TESIS: DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ

CIUDAD UNIVERSITARIA

JUNIO 2004



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.

ÍNDICE

	INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1	INTRODUCCIÓN A LA SISMOLOGÍA Y A LA INGENIERÍA SÍSMICA	3
1 1	Sismología	
1 1 1	Registros sísmicos	
1 1 2	Efectos locales	
1 1 3	Causas y efectos de los sismos	
1 2	Efectos sísmicos en los edificios	4
1 2 1	Características de la acción sísmica	
1 2 2	Respuesta de los edificios a la acción sísmica	
1 2 3	Daños mas comunes en las estructuras	
CAPÍTULO 2	TORSIÓN	8
2.1	Introducción al problema de la torsión	
2 1 1	Diferentes causas generadoras de torsión	
2 1 2	Torsión debido a excentricidad estructural	
2 1 3	Torsión debido a excentricidad accidental	
2 1 4	Componente rotacional del suelo	
2 2	Importancia de la configuración estructural	13
2.2.1	Configuración estructural y efectos de torsión en las estructuras de edificios	
2.2.2	Peso	
2 2 3	Forma del edificio en planta	
2 2 4	Longitud	
2 2 5	Configuración en altura	
2 2 6	Elementos no estructurales	

CAPÍTULO 3	DISEÑO POR TORSIÓN SÍSMICA ESTÁTICA	19
3.1	Método estático equivalente	19
3.2	Distribución de fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes de una estructura	20
3.3	Comentarios relacionados con la torsión sísmica de estructuras según las NTCDS	22
CAPÍTULO 4	PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO DE DISEÑO	
4.1	Procedimiento simplificado de diseño por torsión sísmica estática	23
4.2	Cortante debido a la excentricidad accidental	23
4.3	Cortante debido a la torsión por excentricidad estructural	25
CAPÍTULO 5	TORSIÓN SÍSMICA EN ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS SIMÉTRICOS	27
5.1	Datos de los modelos de los edificios estudiados	27
5.2	Edificios con relación de aspecto igual a uno	28
5.2.1	Edificio de 4 pisos	
5.2.2	Análisis de resultados para edificios con plantas estructurales con relación de aspecto igual a la unidad	
5.3	Edificios con relación de aspecto diferente a la unidad	32
5.3.1	Edificio de 4 pisos con relación de aspecto 1	33
5.3.2	Edificio de 4 pisos con relación de aspecto 1	66
5.3.3	Edificio de 4 pisos con relación de aspecto 2	0
5.3.4	Edificio de 4 pisos con relación de aspecto de 2	5
5.3.5	Análisis de resultados para edificios con plantas estructurales con relación de aspecto diferente de uno	
CAPÍTULO 6	CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	54
REFERENCIAS		56
Apéndice A		58
Apéndice B		73

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO,
Por la oportunidad de haber sido alumno
de esta gran institución.

A LA FACULTAD DE INGENIERÍA
Y A SUS PROFESORES,
Por los valiosos conocimientos que sembraron
en mi vida.

A MI PADRE

MANUEL ANTONIO GIORGANA PEREZ,

Le dedico este trabajo con gran cariño, por su enseñanza y ejemplo de honestidad para caminar en la vida con valor.

A MI MADRE

MARTA PERALTA RAMÍREZ,

Quien siempre ha estado a mi lado en los momentos mas difíciles de mi vida, gracias por su gran valentía.

A MIS HERMANOS

MIGUEL ANGEL, LIDIA, GUSTAVO
EDUARDO Y CATALINA,

Les dedico este trabajo con toda la magia del amor
de hermanos que nos tenemos desde niños,
gracias por el apoyo incondicional.

A mi sobrina Ana Lidia,
con especial cariño.

A mis tíos, primos y sobrinos
con gran cariño.

A todos mis amigos antiguos y nuevos
con quienes he compartido mi alegría y juventud
gracias.

A mi amiga Isela,
gracias por sus enseñanzas y
ánimos.

AL DOCTOR JOSÉ ALBERTO
ESCOBAR SÁNCHEZ,
Mi director de tesis, gracias por sus
invaluables enseñanzas y apoyo
incondicional

Existe un tiempo para
todo lo que se hace
debajo del sol...

(Eclesiastés)

INTRODUCCIÓN

Los sismos han sido causa de destrucción a lo largo de la historia de la humanidad. Las ciudades construidas por el hombre han sido objeto de fuertes daños durante el tiempo que duran los sismos. En el año 1985 la ciudad de México fue sacudida por dos grandes sismos que causaron derrumbes y grandes daños estructurales en un gran número de edificios. Muchos de estos daños se atribuyeron a los efectos que la torsión genera en las estructuras (Meli y Rosenblueth, 1986). La disposición asimétrica de los elementos resistentes causó vibraciones torsionales que como consecuencia produjo grandes daños estructurales en los edificios. Aún las estructuras simétricas fueron afectadas por los efectos de torsión (Pekau y Guimond, 1998; De la Llera y Chopra, 1994a, 1994b; Escobar, 1994, 1996; Escobar y Ayala, 1998).

El objetivo del presente trabajo es encontrar un procedimiento para estructuras de edificios simétricas estructuralmente, diseñadas con el Reglamento de Construcciones para el Distrito federal, (RCDF, 1995) que permita facilitar los cálculos de fuerzas debidas a torsión sísmica sin emplear los elaborados procesos que esto requiere.

Para alcanzar lo anterior, se comentan algunas de las causas generadoras de torsión sísmica en edificios, así como su posible solución. Además, se demuestra que los efectos de la excentricidad accidental se traducen en un incremento de fuerza en los elementos resistentes que siempre será aditivo.

Para calcular los efectos debidos a torsión en las estructuras se hace uso de los factores de amplificación por torsión sísmica (FAT).

Se demuestra que existe una relación entre estos y la relación de aspecto de la planta (lado largo / lado corto).

Se propone un método para encontrar los valores de fuerzas sísmicas debidas a torsión que solo emplea el uso de dos ecuaciones.

También se hace uso de los FAT para la obtención de una ecuación única para evaluar los efectos de torsión sísmica en estructuras de edificios con relación de aspecto igual a uno. Y se demuestra que bajo determinadas condiciones, los efectos de torsión son independientes de las rigideces y de la altura de los edificios.

Como ejemplos de aplicación se estudian 10 estructuras de edificios diseñados con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), y se muestra que en los edificios con distribución de masas y rigideces simétricas y relación de aspecto igual a uno, los efectos de torsión son independientes de las rigideces de los elementos resistentes, y solo son función de la geometría de la

planta estructural. Para los edificios con relación de aspecto diferente de uno, se demuestra que los efectos de torsión tienen un comportamiento de tipo lineal, y pueden evaluarse a través del uso de dos ecuaciones.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN A LA SISMOLOGÍA Y A LA INGENIERÍA SÍSMICA

1.1 SISMOLOGÍA

La sismología es la ciencia que estudia los terremotos o sismos.

Un sismo es un movimiento de la corteza terrestre ocasionado por el reajuste de las placas tectónicas que forman la corteza de la tierra, pero también pueden ser ocasionados por la explosión de volcanes, el derrumbe de cavernas, y el deslizamiento de tierra en laderas. Debido al empuje del magma del centro de la tierra hacia el exterior, las placas se empujan una contra otra hasta que encuentran su propio equilibrio. El resultado del reajuste será una liberación de energía en forma de ondas de movimiento en la corteza.

Debido a los sismos existen varios tipos de ondas que viajan a través de la corteza de la tierra. Las principales se denominan ondas primarias o primeras P y ondas secundarias o segundas S.

Las primarias o primeras P son ondas que en su trayectoria producen compresión en el medio a través del cual viajan.

Las secundarias o segundas S son ondas de corte y en su trayectoria producen deformaciones transversales a través del suelo por el que se trasladan.

La velocidad de traslado de este tipo de ondas sirve para conocer la ubicación del epicentro y el foco que es el lugar en donde se produce el reajuste de las placas.

1.1.1 REGISTROS SÍSMICOS

Actualmente existen aparatos de medición de los sismos. Entre ellos está el sismógrafo que se utiliza para determinar los epicentros, y el acelerómetro, el cual registra las aceleraciones que el movimiento provoca en el terreno. Para los ingenieros, el conocer las aceleraciones del suelo es muy importante, ya que, desde el punto de vista de la dinámica estructural, poseer un registro de aceleraciones es básico para conocer la respuesta dinámica de una estructura.

1.1.2 EFECTOS LOCALES

Los efectos locales son las alteraciones que sufren las ondas sísmicas en su recorrido debido a cambios geológicos, topográficos y de rigidez del subsuelo.

En su trayectoria a la superficie terrestre, las ondas sísmicas se alteran debido a la presencia de estratos de suelo blando.

En general, la presencia de suelos blandos en el Valle de México aumenta la intensidad sísmica. Por esta razón, los efectos locales producidos cobran mayor importancia. Cabe destacar que aunque está localizado en una zona lejana a la región de intensidad sísmica importante, las ondas que viajan a través de la roca amplifican su intensidad cuando se encuentran con los estratos altamente compresibles de arcilla.

1.1.3 CAUSAS Y EFECTOS DE LOS SISMOS

Desde el punto de vista de la ingeniería sísmica el movimiento producido por el sismo de tipo tectónico es motivo de estudio.

Un movimiento de tipo tectónico no generaría mayor importancia de la que en sí mismo tiene. Pero cuando sobre la superficie de la tierra está desplantada una estructura, ya sean edificios, presas, torres de electrificación, etc., entonces el movimiento sísmico es motivo de estudio.

Cuando sobre el suelo está desplantada una edificación, el movimiento producido por las ondas sísmicas en la cimentación, es inducido a los elementos estructurales de la construcción. Así, esta pasa de un estado de reposo a un estado de movimiento generado por las fuerzas de inercia de la propia estructura, la cual debe estar diseñada para poder disipar toda la energía del movimiento sin llegar al colapso.

1.2 EFECTOS SÍSMICOS EN LOS EDIFICIOS

Al moverse el suelo, los cimientos sobre los cuales están desplantados los edificios tienden a seguir el mismo movimiento de éste. Si la masa del edificio está concentrada en el piso de una planta del mismo, por inercia, ésta tiende a permanecer en su lugar, lo que genera fuerzas concentradas. Es decir, si se supone una estructura sencilla de cuatro columnas y una losa, entonces, por el efecto de la inercia se generan fuerzas en los elementos estructurales que tienden a imponer una curvatura en las columnas, lo cual origina esfuerzos importantes en los elementos de unión columna – losa (Figura 1.2.1).

Existen varios factores que determinan la respuesta sísmica de una estructura ante un sismo, tales como la rigidez de los elementos laterales resistentes, la masa de la estructura, la intensidad del sismo y su periodo natural de vibración, por mencionar algunas.

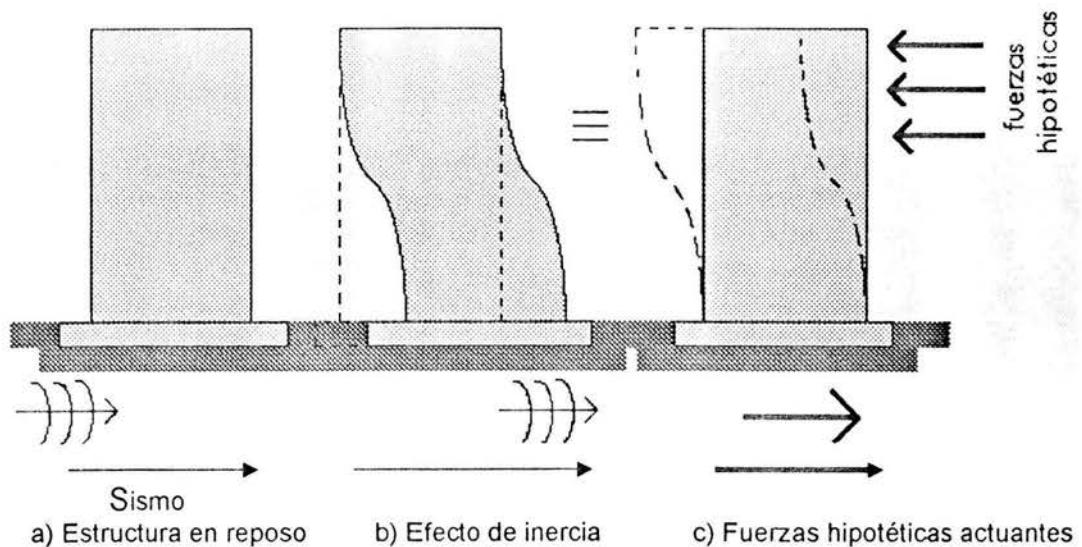


Figura 1.2.1. Efectos de inercia en las estructuras debido a sismo.

Como consecuencia de las fuerzas sísmicas, se generan esfuerzos en los materiales de los elementos estructurales con que ha sido construida la estructura. Estos pueden ser, concreto reforzado, acero o combinación de concreto y mampostería. Estos esfuerzos deben de mantenerse dentro del intervalo de valores de diseño de tal manera que no sobrepase su resistencia última y resulte el colapso.

1.2.1 CARACTERÍSTICAS DE LA ACCIÓN SÍSMICA

El movimiento del suelo consta de vibraciones horizontales y verticales. Las primeras son las que generan situaciones críticas dentro de la respuesta dinámica de la estructura, por lo tanto serán las que se tomarán en cuenta para la elaboración de espectros de respuesta. Además, están relacionadas con el periodo natural de vibración del suelo y este con el de la estructura. Cuando éstos son iguales entre si, entonces se genera el fenómeno de resonancia, y como consecuencia, los desplazamientos de la estructura toman valores fuera del intervalo permitido.

Debido a lo anterior, ante diferentes acciones sísmicas la respuesta estructural será diferente. Por lo tanto, para obtener el comportamiento más adecuado de la estructura, debe tenerse como objetivo primordial un buen diseño sísmico.

1.2.2 RESPUESTA DE LOS EDIFICIOS A LA ACCIÓN SÍSMICA

La respuesta sísmica de los edificios es el conjunto de valores de las variables que están involucradas en dicho fenómeno (desplazamientos, velocidades, fuerzas, esfuerzos) durante el intervalo de tiempo que dura la excitación y los efectos que el movimiento deja en la estructura.

Para estudiar la respuesta de estructuras sometidas a excitación sísmica, se puede emplear un modelo equivalente llamado sistema de un grado de libertad. Este sistema está formado por una columna de rigidez k dada, un amortiguamiento c conocido y por una masa m en la parte superior de la columna, es decir un sistema masa- resorte. (Figura 1.2.2)

Para el modelo equivalente de una estructura, el periodo natural de vibración T es el tiempo que tarda la masa en hacer una oscilación completa cuando ésta es separada de su posición en estado de reposo y soltada sin velocidad inicial.

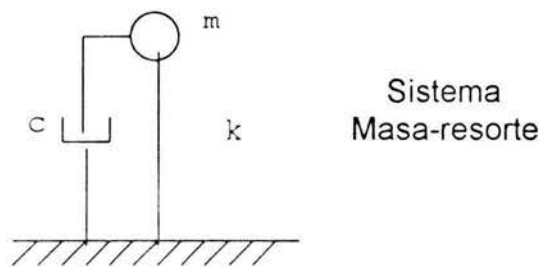


Figura 1.2.2. Modelo equivalente de una estructura de un grado de libertad.

Al aplicar conceptos de dinámica, se puede demostrar que el valor del periodo fundamental de vibración de una estructura es igual a

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (1.1)$$

Cuando se sujetan a excitación sísmica diferentes estructuras de un grado de libertad, que posean distintos valores de periodo natural de vibración y amortiguamiento conocido, la respuesta dinámica será diferente para cada una de ellas. Al conjunto de las respuestas máximas de estas estructuras se le llama espectro de pseudo aceleraciones, pseudo velocidades, y pseudo desplazamientos, cuando la aceleración, la velocidad y el desplazamientos son tomados como parámetro indicativos respectivamente.

A la envolvente pesada de los espectros de pseudo aceleración se le llamará espectro de diseño y tiene un significado muy importante. Sobre la base de éste

se obtienen los valores del llamado coeficiente sísmico que es un parámetro fundamental para la obtención de fuerzas sísmicas en el diseño estructural.

No se abundará mas en estos conceptos pues son parte propia de la dinámica estructural, simplemente son señalados para formar una introducción al objetivo del presente trabajo.

1.2.3 DAÑOS MAS COMUNES EN LAS ESTRUCTURAS

Se mencionan algunos tipos de fallas comunes en las estructuras. El objetivo es llamar la atención sobre la importancia de un adecuado diseño estructural, pues no solamente son daños materiales en estructuras, sino recordar que la mayor parte de su vida útil los edificios están habitados por personas.

Uno de los casos mas comunes de falla es la falta de resistencia en los elementos verticales (columnas, muros) ante fuerzas cortantes que se acumulan desde los pisos superiores hacia los inferiores en una estructura.

Otro tipo de falla es la mala conexión entre los elementos verticales resistentes y el sistema de piso, sea este sistema, columna - viga o sistema columna - sistema de piso. Es en esta zona donde existen grandes concentraciones de esfuerzos y que debido a una conexión inadecuada puede generar el colapso de la estructura.

La falla por volteo se puede producir debido a una conexión inadecuada entre la cimentación y la estructura. En este caso pueden existir parámetros involucrados tales como plantas muy largas comparadas con el ancho de la estructura.

Un tipo de falla que tiene relevancia dentro del presente trabajo es la ocasionada por la distribución asimétrica de las masas, las rigideces y las resistencias del sistema, llamada falla por torsión. En este caso, las rotaciones de los entrepisos generan fuerzas que deben ser soportadas por los elementos estructurales resistentes.

CAPÍTULO 2

TORSIÓN

2.1 INTRODUCCIÓN AL PROBLEMA DE LA TORSIÓN

Durante un sismo, las fuerzas de inercia se localizan en el centro de masa (CM) del diafragma de piso. El CM es el punto de aplicación de la resultante del sistema de fuerzas verticales. Cuando la resultante del sistema de fuerzas resistentes coincide con la posición del CM, el movimiento que experimentará el diafragma de piso será únicamente de traslación (Figura 2.1.1).

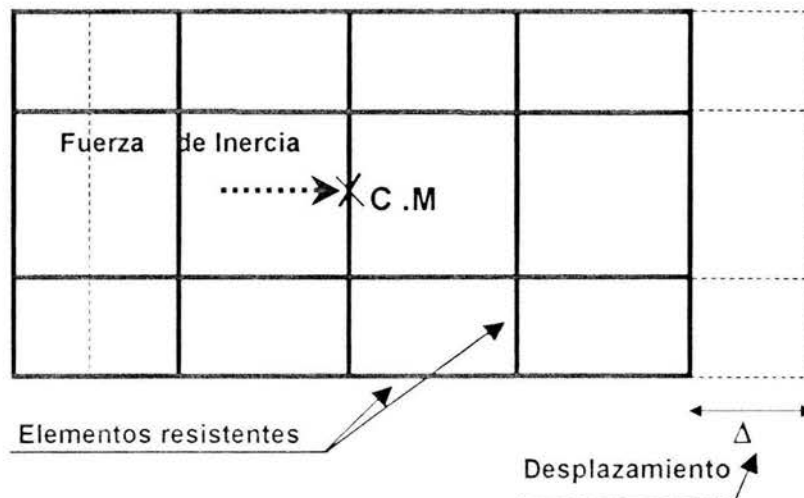


Figura 2.1.1. Movimiento de traslación de un entrepiso debido a fuerzas de inercia.

Al punto de aplicación de la resultante de las fuerzas resistentes se le conoce como centro de torsión (CT) o centro de rigidez. Al aplicar una fuerza en este punto se producen solamente efectos de traslación en el diafragma de piso.

Cuando existe una excentricidad e_s entre el CM y el CT, se forma un momento de torsión que genera un giro del diafragma de piso. Este efecto se sumará al desplazamiento lineal debido a traslación, esto da lugar a la torsión (Figura 2.1.2).

2.1.1 DIFERENTES CAUSAS GENERADORAS DE TORSIÓN

La torsión debida a movimientos sísmicos genera daños en las estructuras que

pueden ir, desde simples distorsiones de los entrepisos (lo cual crea una pérdida de confianza en las personas que los habitan), hasta el colapso de las mismas (Figura 2.1.1.1).

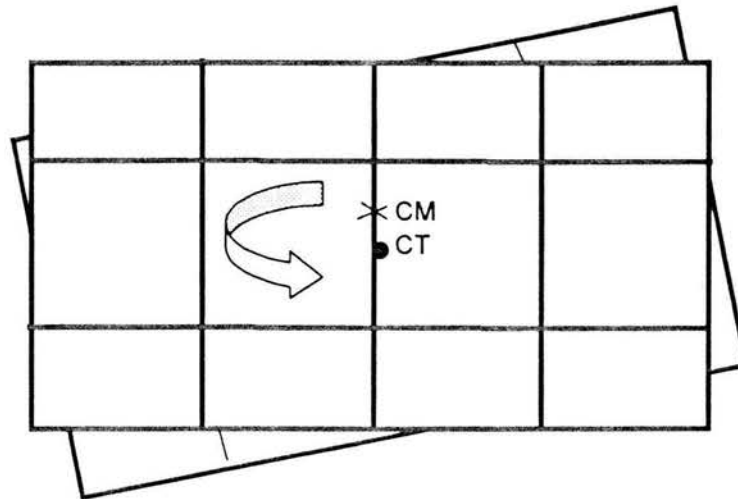


Figura 2.1.2. Rotación de la planta de un entrepiso debido a torsión sísmica.

Se consideran tres casos de torsión para efectos de estudio.

- La torsión de estructuras elásticas que también se conoce como torsión estática o torsión estructural.
- La torsión debida a excentricidad accidental o inelástica que considera el comportamiento inelástico de las estructuras.
- La torsión natural.

2.1.2 TORSIÓN DEBIDO A EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL

La torsión en estructuras elásticas es causada por la excentricidad entre el CM y el CT.

Los siguientes casos pueden dar lugar a este tipo de torsión:

- Posición de elementos estructurales rígidos alejados del centro de gravedad del piso CM (Figura 2.1.2.1).
- Colocación de grandes masas en forma asimétrica con respecto al CT del piso.
- Combinación de las situaciones anteriores.

Se debe considerar que la presencia de muros, ya sean de carga o divisorios, adosados a la estructura poseen, en términos generales, una gran rigidez. Durante

el tiempo que dura la excitación sísmica éstos participan de la respuesta estructural mientras su resistencia última no se alcance. Esto puede ser causante de torsión, como se presenta en los casos comunes de los edificios de esquina.



Figura 2.1.1.1. Falla debida a torsión en los últimos pisos de un edificio de esquina.

Por otro lado, la presencia de grandes masas colocadas excéntricamente con respecto al CT, también puede ser generadora de torsión.

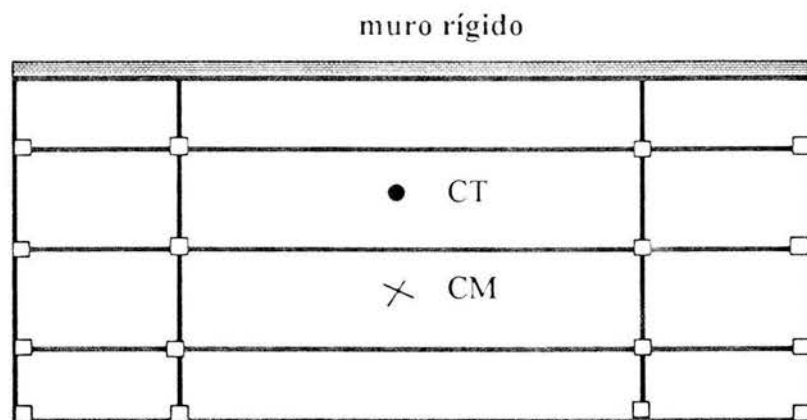
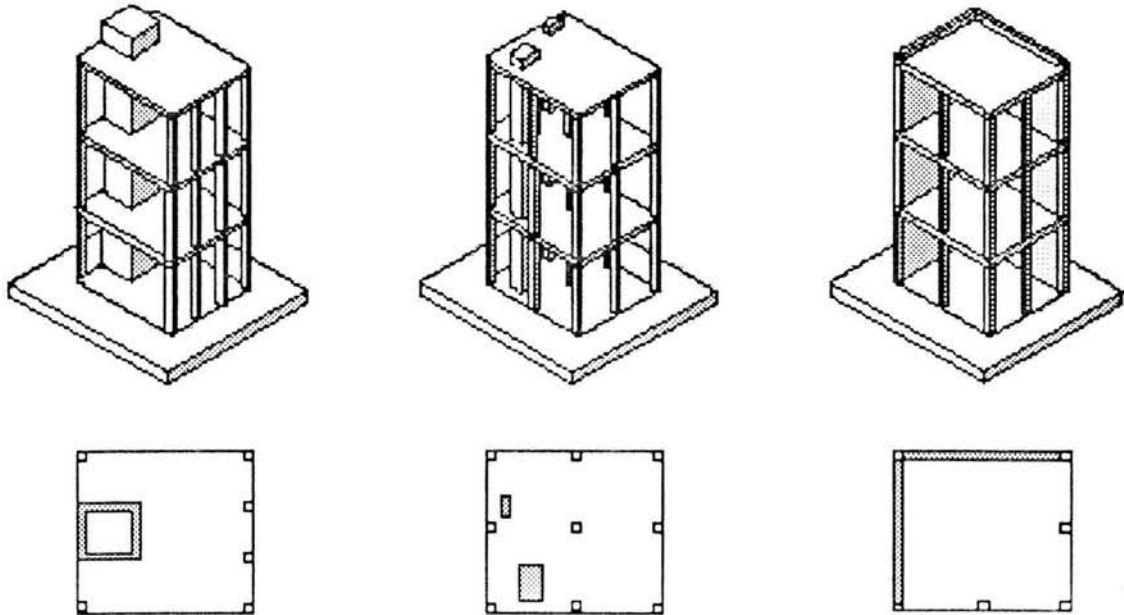


Figura 2.1.2.1. Excentricidad entre el CM y el CT causada por un muro rígido.

La figura 2.1.2.2 ilustra tres casos de arreglos estructurales que pueden dar lugar

a torsión sísmica.

En la Figura 2.1.2.2 a, se muestra un cubo de elevador colocado en forma asimétrica en la planta estructural del edificio que lo rigidiza en esa zona y cambia la posición de su CT.



a) Estructura rígida
cerca del cubo de elevador

b) CT cercano a las masas

c) CT alejado de columnas

Figura 2.1.2.2. Diferentes arreglos estructurales que pueden dar lugar a torsión sísmica.

La Figura 2.1.2.2 b, muestra una disposición asimétrica de las masas que cambia la posición del CT de los entrepisos.

En la Figura 2.1.1.2 c, dos muros de colindancia hacen que la estructura sea excéntrica con relación al CT de los entrepisos.

Otra situación que da lugar a torsión es la siguiente. En ocasiones el uso para el cual una estructura ha sido diseñada, es cambiado por otro diferente. Por ejemplo, edificios diseñados para oficinas a los que posteriormente se les diera uso para almacenamiento. Este cambio genera un movimiento de la posición del CM original. Dicho cambio, genera una excentricidad con respecto al CT, lo que produce un momento de torsión alrededor de un eje vertical perpendicular al sistema de piso que pasa por el centro de torsión y por lo tanto una rotación de los entrepisos.

Los problemas de torsión se presentan en determinadas configuraciones estructurales verticales que son irregulares. Tal sería el caso de edificios con escalonamientos. En estos casos, la parte superior del edificio transmite a los pisos inferiores un cortante excéntrico que provoca torsión desde el nivel indicado hacia los pisos localizados debajo de este.

Cuantitativamente puede considerarse que una excentricidad es grande cuando la distancia entre el centro de masa y el centro de torsión, supera el 10% de la dimensión perpendicular en planta a la dirección de excitación sísmica que se esté analizando. En un caso así deben tomarse medidas correctivas. (Dowrick, 1984).

2.1.3 TORSIÓN DEBIDO A EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL

La respuesta estructural ante un sismo es muy compleja y está en función de la resistencia, la rigidez, factores tales como el tipo de estructuración, la calidad de la construcción de los elementos, las diferencias de fabricación de los mismos, los daños que se han presentando, etc, definen la respuesta real.

Por todo lo anterior, debe considerarse una torsión adicional a la calculada en los diferentes pisos de la estructura. Este efecto deberá sumarse al obtenido por la excentricidad estructural que incluye solamente los aspectos de rigidez de los elementos y comúnmente recibe el nombre de torsión accidental. Aunque resulta preferible considerarla más como una torsión previsible que como algo fortuito.

Una gran cantidad de reglamentos de diseño actuales, consideran que la excentricidad de diseño debe calcularse como la suma de la excentricidad estática mas una excentricidad accidental.

$$e_d = e_s + e_a \quad (2.1)$$

donde:

e_d = excentricidad de diseño.

e_s = excentricidad estructural o estática

e_a = excentricidad accidental.

La excentricidad estructural se puede calcular mediante un análisis estructural. La excentricidad accidental generalmente adquiere su valor como un porcentaje de la dimensión máxima en planta perpendicular a la dirección de análisis que se estudie. Esta fracción oscila en los diferentes reglamentos de diseño entre el 5% y el 10%.

2.1.4. COMPONENTE ROTACIONAL DEL SUELO

Por propia naturaleza, un sismo conlleva componentes rotacionales que inducen pares de torsión en la estructura desde su base (Figura 2.1.4.1). Esto hace que el problema de la torsión deba ser considerado aún en estructuras simétricas. Normalmente, la torsión natural está comprendida dentro de los valores de cálculo de la torsión accidental.

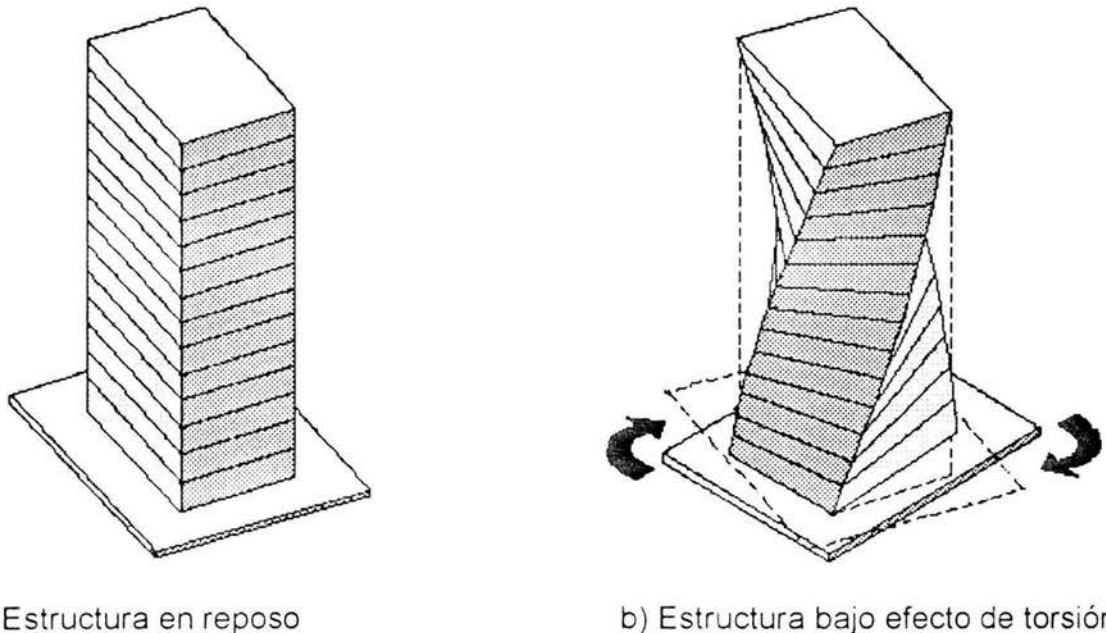


Figura 2.1.4.1. Las componentes rotacionales del terreno, inducen torsión en los edificios.

2.2 IMPORTANCIA DE LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

Por configuración estructural debe entenderse, además de la forma espacial de la construcción, el tipo, la disposición, la resistencia y la geometría de la estructura del edificio. Estos factores dan forma a la respuesta estructural durante un sismo.

En la práctica de la ingeniería estructural, es muy común dedicar gran tiempo al análisis estructural y dimensionamiento de los elementos estructurales, descuidando aspectos tan importantes como el diseño conceptual y la estructuración.

Debe indicarse que las formas estructurales que no son sencillas y simétricas probablemente tendrán daños mayores que aquellas que se diseñaron de la manera mencionada.

En muchas ocasiones los sismos superan los valores de diseño para los cuales las estructuras fueron calculadas. Es en este momento cuando las formas estructurales sencillas manifiestan su capacidad de resistir sismos de gran intensidad.

Los sismos han demostrado que un edificio bien concebido estructuralmente posee una capacidad de soportar movimientos de mayor magnitud que el que no ha sido diseñado de esta forma.

2.2.1 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL Y EFECTOS DE TORSIÓN EN LAS ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS

Se enumeran algunos puntos que se deben considerar para elegir la mejor configuración estructural que minimice los efectos de torsión en los edificios.

2.2.2 PESO

Debido a que las fuerzas de inercia ocasionadas por la acción sísmica son proporcionales a las masas, las estructuras de edificios deben ser lo más ligeras posibles.

Por otro lado, las aceleraciones se incrementan según el número de pisos de un edificio. Por lo tanto, deben evitarse las concentraciones de grandes masas en los últimos pisos de la estructura (Figura 2.1.1.1).

La distribución de los pesos en el edificio debe ser también de la manera más uniforme posible.

El Capítulo 6 de las Normas Técnicas de Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal vigente, (RCFD), (NTC-2001) en su punto número 7 establece que:

“El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha por el último nivel de la construcción, menor que el 70% de dicho peso”.

2.2.3 FORMA DEL EDIFICIO EN PLANTA

Desde el punto de vista de la torsión sísmica, algunas formas geométricas de las plantas de edificios son particularmente riesgosas. Las formas asimétricas

producen efectos de vibraciones torsionales que generan concentraciones de fuerzas en ciertas zonas, difíciles de cuantificar (Figura 2.2.3.1).

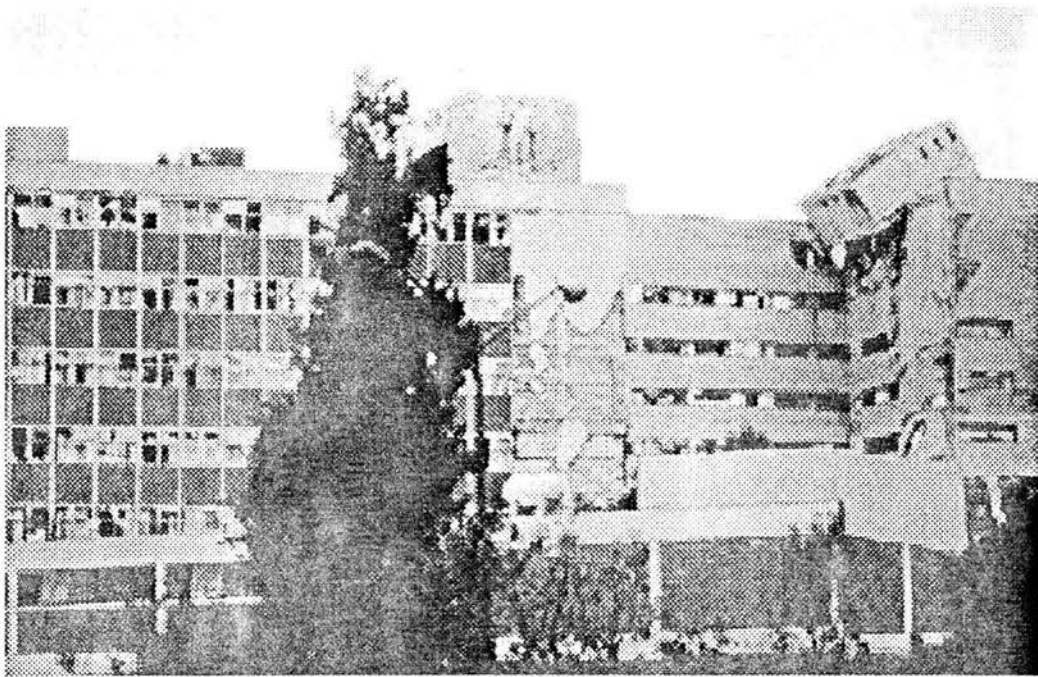


Figura 2.1.1.1. Concentraciones de masas tales como estanques de agua pueden producir daños que comprometan el funcionamiento estructural.

Una planta compleja es aquella en la que al unir dos de sus puntos más alejados, gran parte del recorrido se hace fuera de la planta.

Esta situación se presenta cuando los edificios están formados por alas de tamaño significativo que están orientadas en diferentes direcciones, por ejemplo plantas tipo T, H, L (Figura 2.2.3.2).

En este tipo de configuraciones las alas se comportan como voladizos en donde el resto del cuerpo estructural vendría a ser el empotramiento. Esto genera deformaciones menores que en los extremos de las alas. Por lo tanto, concentraciones de grandes esfuerzos en las zonas de unión generan daño en los elementos no estructurales, en la estructura vertical y en el diafragma de piso.

Una alternativa de solución consiste en localizar elementos resistentes en tal forma que se haga coincidir el CM con el CT en cada uno de los entrepisos. Sin embargo esto no elimina la posibilidad de las concentraciones de fuerzas señaladas arriba.

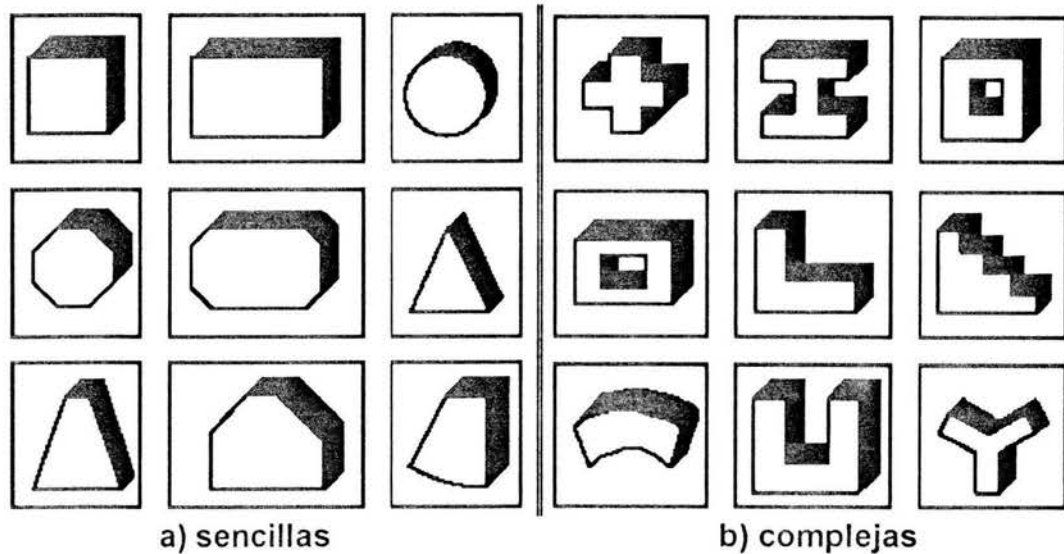


Figura 2.2.3.1. Formas sencillas y complejas en planta.

2.2.4 LONGITUD

La longitud tiene una influencia en la respuesta sísmica de la construcción que no es fácil de cuantificar utilizando los métodos de análisis. Lo anterior se debe a que el movimiento del terreno consiste de ondas cuya velocidad está dada en función de la masa, de la rigidez y del tipo de suelo sobre el que está diseñada la cimentación. Por lo tanto, si la longitud es muy grande, se presentan diferentes excitaciones sísmicas en diferentes apoyos de la construcción.

Los edificios cortos son menos susceptibles a las ondas sísmicas que los largos.

Los edificios largos también son más sensibles a los componentes torsionales de los movimientos del terreno. Esto se debe a que las diferencias de movimientos transversales y longitudinales del terreno, de las que depende dicha rotación, son mayores que en estructuras cortas.

Una posible solución a las plantas alargadas es la partición del edificio en bloques

2.2.5 CONFIGURACIÓN EN ALTURA

Los escalonamientos que se presentan en los edificios (Figura 2.2.5.1), responden

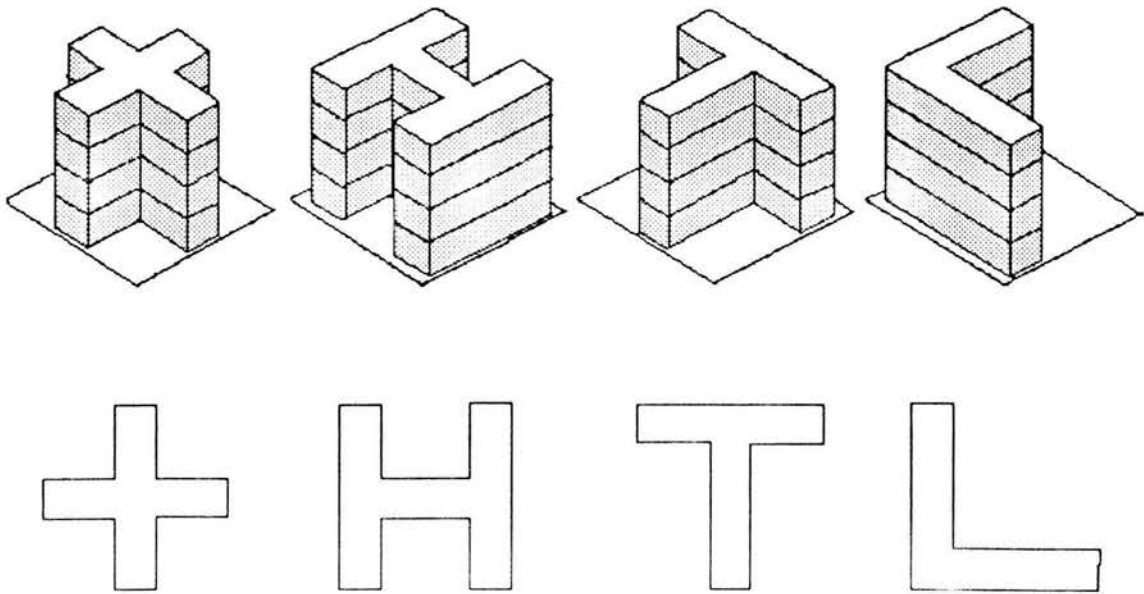


Figura 2.2.3.2. Las fuerzas producidas en las zonas de unión de las alas generan deformaciones que pueden producir daños estructurales.

a consideraciones de tipo urbano cuyo objetivo es generar iluminación, volumen y proporción en los edificios.

Sin embargo, desde el punto de vista sísmico, son causa de cambios bruscos de rigidez y de masa, por lo tanto se producen fuerzas que se transmiten en las zonas aledañas de las zonas donde se producen los cambios.

También se producen cortantes excéntricos que se transmiten a los pisos contiguos y que generan pares de torsión.

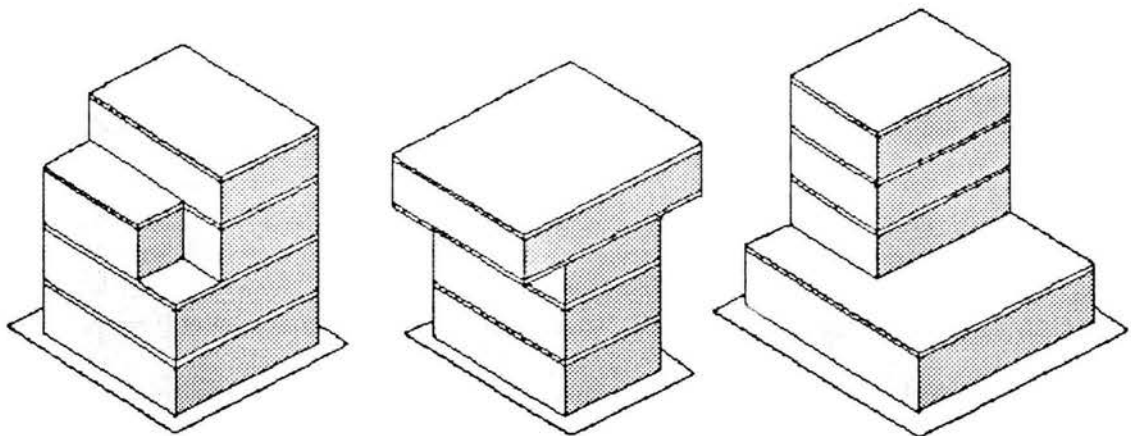


Figura 2.2.5.1. Formas irregulares en altura.

2.2.6 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Debe tenerse en cuenta que la presencia de elementos no estructurales tales como muros divisorios, realmente desempeñe la función que le fue asignada. Ocasionalmente se da el caso de elementos definidos como divisorios que forman parte de la respuesta estructural.

En estos casos, durante la fase de excitación sísmica, dichos elementos participan en la respuesta estructural como elementos rigidizantes que cambian la posición del CT en las plantas. Esto genera momentos torsionantes mayores de los calculados.

CAPÍTULO 3

DISEÑO POR TORSIÓN SÍSMICA ESTÁTICA

3.1 MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE

Según las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo, NTCDS (NTC-2001), las estructuras para edificios pueden analizarse por sismo empleando tres métodos, el método simplificado, el método estático equivalente y uno de los métodos dinámicos.

El método estático para diseño por sismo de las estructuras de edificios se usa, siempre y cuando se cumplan las condiciones de regularidad (capítulo 6 NTCDS), altura del edificio (sección 2.2 NTCDS) y zonificación sísmica (sección 1.4 NTCDS) que ahí se establece.

El método estático equivalente requiere para su aplicación de los valores de las ordenadas espectrales de diseño sísmico y del coeficiente sísmico, (Sección 3.0 y 1.5 NTCDS).

El apartado 8.1 de las NTCDS define las fuerzas sísmicas cortantes actuantes en cada uno de los entrepisos:

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales aplicadas donde se supongan concentradas las masas.

Cada una de estas fuerzas se tomarán igual al peso del piso que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a h . En este caso, h es la altura del piso en cuestión sobre el desplante o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables. El coeficiente sísmico se tomará de tal manera que la relación $\frac{V_0}{W_0}$ sea igual a $\frac{c}{Q'}$ pero no menor que a_0 , donde V_0 es la fuerza cortante horizontal en la base de la construcción, W_0 es el valor de W en la base de la estructura, W es el peso de la construcción arriba del nivel que se considera incluyendo la carga viva, c es el coeficiente sísmico, Q' es el factor de reducción de las fuerzas sísmicas, a_0 es la ordenada espectral que corresponde a un periodo natural de vibración $T = 0$.

De acuerdo con este requisito, la fuerza lateral F_i que actúa en el i - ésimo nivel, resulta ser:

$$F_i = \frac{c}{Q'} \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} W_i h_i \quad (3.1)$$

Las fuerzas sísmicas obtenidas anteriormente se reducen dividiendo entre el factor Q' que depende del valor del factor de comportamiento sísmico definido en el capítulo 4 de las NTCDS (NTC-2001).

3.2 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES DE UNA ESTRUCTURA

Una vez obtenidas las fuerzas sísmicas en los niveles del edificio se suman para obtener las fuerzas cortantes en los diferentes entrepisos.

El cortante de entrepiso V se distribuye entre los elementos resistentes.

La fuerza cortante sísmica de diseño de cada elemento resistente debe incluir el efecto de un cortante directo V_{di} y un cortante por torsión V_{ti} (Figura 3.2.1).

El cortante directo que corresponde a cada uno de los elementos resistentes se obtiene de la aplicación de la fuerza sísmica de entrepiso aplicada en el CT. Impidiendo los giros del diafragma de piso, esta se distribuye en forma proporcional a las rigideces de los elementos.

El cortante directo de los elementos se calcula con la siguiente expresión:

$$V_{di} = V_j \frac{k_i}{\sum k_i} \quad (3.2)$$

donde:

V_j es la fuerza cortante actuante en el entrepiso j

k_i es la rigidez del elemento resistente i

El cortante por torsión se debe a la existencia de un momento torsionante que resulta de multiplicar la fuerza cortante sísmica por la excentricidad de diseño.

Según el capítulo 8.5 de las NTCDS, la excentricidad de diseño e_{di} se calcula con las siguientes expresiones:

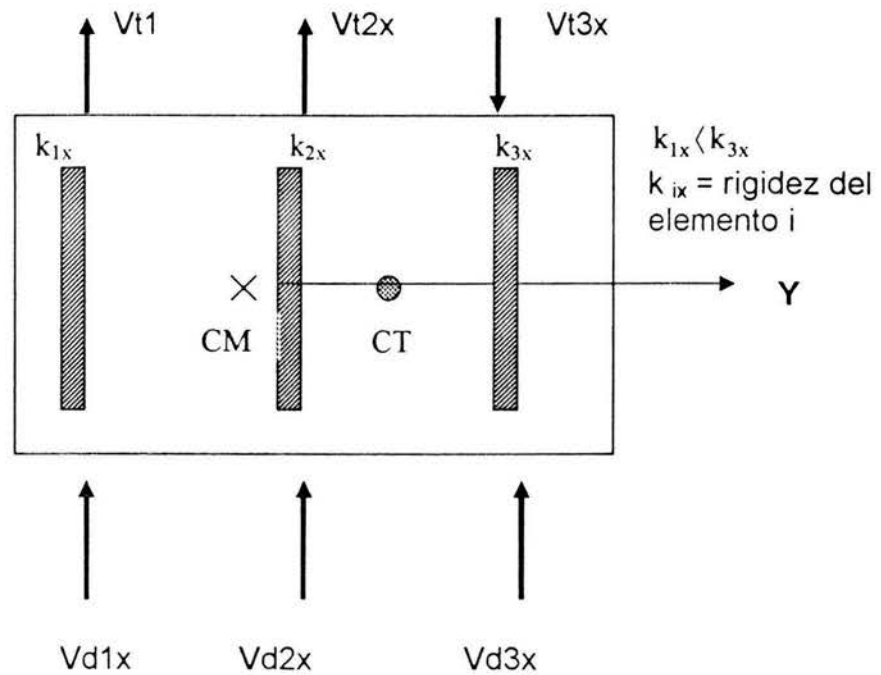


Figura 3.2.1. Distribución de fuerzas cortantes directas y por torsión en los elementos resistentes de un entrespiso.

$$e_{d1} = 1.5 e_s + 0.1 b \quad (3.3)$$

$$e_{d2} = e_s - 0.1 b \quad (3.4)$$

El cortante por torsión se calcula como:

$$V_{ti} = \frac{k_i}{K_\theta} V_j e_{di} \quad (3.5)$$

donde:

$$K_\theta = \sum x_i^2 k_i + \sum y_i^2 k_i \quad (3.6)$$

K_θ representa la rigidez torsional del entrespiso en estudio.

x_i , y_i , es la posición del i -ésimo elemento estructural con respecto al centro de torsión.

Por lo tanto, la fuerza cortante total de diseño se calculará como

$$V_i = \frac{k_i}{\sum k_i} V_j \pm \frac{k_i x_i}{K_\theta} V_j e_d \quad (3.7)$$

3.3 COMENTARIOS RELACIONADOS CON LA TORSIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS SEGÚN LAS NTCDS

En el capítulo 6 de las NTCDS (NTC-1995) que trata de las condiciones de regularidad en su inciso 11 se anota lo siguiente:

“En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada”.

Y en el punto 8.5 de las mencionadas NTCDS dice:

“Además, la excentricidad de diseño en cada sentido de análisis 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.

Ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante directa”.

Con las especificaciones anteriores, se pretende incorporar la experiencia que los sismos han dejado en las estructuras, en donde edificios en los cuales la excentricidad variaba mucho de piso a piso o era muy grande, habían reportado fallas, así como también, elementos resistentes que habían sido diseñados con fuerzas menores a las del cortante directo.

CAPÍTULO 4

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO DE DISEÑO

4.1 PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO DE DISEÑO POR TORSIÓN SÍSMICA ESTÁTICA.

El Procedimiento Simplificado de diseño (PSD) para torsión sísmica estática, es un método alternativo de diseño por torsión sísmica.

El PSD hace uso de un parámetro estructural denominado radio de giro normalizado (Tso y Wong, 1993)

$$\rho = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{K_{\theta}}{\sum k_i}} \quad (4.1)$$

Despejando K_{θ} de esta ecuación se obtiene:

$$K_{\theta} = \rho^2 b^2 \sum k_i \quad (4.2)$$

entonces, al sustituir (4.2) en (3.7)

se obtiene

$$V_i = V_{di} \left(1 \pm \frac{e_{di}}{\rho^2 b^2} x_i \right) \quad (4.3)$$

En general, los valores de la excentricidad de diseño tienen el siguiente formato

$$e_{d1} = \alpha e_s + \beta b \quad (4.4)$$

$$e_{d2} = \delta e_s - \beta b \quad (4.5)$$

donde α y δ son los factores de amplificación dinámica y para el RCDF son iguales a 1.5 y 1.0 respectivamente, β es el factor de excentricidad accidental y para el RCDF es igual a 0.1

Sustituyendo las ecuaciones (4.4) y (4.5) en la (4.3), se tiene que para los elementos localizados del mismo lado del CM con respecto al CT denominados elementos flexibles, la resistencia estará dada por el efecto más desfavorable calculado con las siguientes expresiones:

$$V_i = V_{di} \left(1 + \frac{\alpha e_s + \beta b}{\rho^2 b^2} x_i \right) \quad (4.6)$$

$$V_i = V_{di} \left(1 + \frac{\delta e_s - \beta b}{\rho^2 b^2} x_i \right) \quad (4.7)$$

Igualando la ecuación (4.6) con la (4.7)

Se obtiene que $\beta b + \alpha e_s = -\beta b + \delta e_s$

Entonces el diseño de los elementos flexibles lo rige la ecuación (4.6).

Para los elementos localizados del mismo lado del CT con respecto al CM, denominados elementos rígidos, su resistencia estará dada por las siguientes expresiones:

$$V_i = V_{di} \left(1 - \frac{\alpha e_s + \beta b}{\rho^2 b^2} x_i \right) \quad (4.8)$$

$$V_i = V_{di} \left(1 - \frac{\delta e_s - \beta b}{\rho^2 b^2} x_i \right) \quad (4.9)$$

Igualando las ecuaciones (4.8) con la (4.9), se obtiene

$$-\beta b - \alpha e_s \leq \beta b - \delta e_s \quad (4.10)$$

en este caso la ecuación (4.9) rige el diseño de los elementos rígidos.

4.2 CORTANTE DEBIDO A LA EXCENRICIDAD ACCIDENTAL

En las ecuaciones anteriores se observa que los efectos de torsión debidos a excentricidad accidental se suman. Es decir, los efectos por torsión deben de traducirse en incrementos en la capacidad de carga de los elementos resistentes.

Los efectos de torsión accidental se pueden considerar mediante un parámetro llamado factor de excentricidad accidental (FEA), esto es:

$$FEA_i = \frac{\beta}{\rho^2} \xi_i \quad (4.11)$$

Donde $\xi_i = \frac{x_i}{b}$

4.3 CORTANTE DEBIDO A LA TORSIÓN POR EXCENRICIDAD ESTRUCTURAL

El efecto de los parámetros que rigen el diseño de los elementos resistentes se puede determinar mediante un factor de excentricidad estructural, (FES).

Para los elementos denominados flexibles se tiene:

$$FESf_i = \frac{\alpha e}{\rho^2} \xi_i \quad (4.12)$$

donde $e = \frac{e_s}{b}$

Para los elementos rígidos

$$FESr_i = -\frac{\delta e}{\rho^2} \xi_i \quad (4.13)$$

El efecto total de la torsión sísmica en los elementos estructurales se puede representar mediante un factor de amplificación por torsión sísmica, FAT, esto es

$$FAT_i = 1 + FEA_i + FES_i \quad (4.14)$$

Entonces, para el diseño de los elementos flexibles se tendrá

$$FATf_i = 1 + \frac{\beta}{\rho^2} \xi_i + \frac{\alpha e}{\rho^2} \xi_i \quad (4.15)$$

Para el caso del RCDF se tiene

$$FATf_i = 1 + \frac{\xi_i}{\rho^2} (0.1 + 1.5e) \quad (4.16)$$

El cortante total en estos elementos será

$$V_i = FATf_i(V_{di}) \quad (4.17)$$

El diseño para los elementos rígidos se calculará con la siguiente expresión

$$FATr_i = 1 + \frac{\xi_i}{\rho^2} (0.1 - e) \quad (4.18)$$

En este caso el cortante total será

$$V_i = FATr_i(V_{di}) \quad (4.19)$$

En esta forma se tiene que los efectos debidos a la torsión pueden calcularse usando el FAT. Las fuerzas cortantes de diseño, se calculan simplemente multiplicando los anteriores, por sus respectivos cortantes directos.

Utilizando el procedimiento descrito, se obtiene la ventaja de una clasificación de elementos resistentes rígidos y flexibles, con esto es posible tener una mejor interpretación de la distribución de fuerzas sísmicas en los elementos resistentes.

Utilizando el PSD, se obtienen los mismos resultados que con el método tradicional. Además, únicamente es necesario un solo análisis de la estructura en cada dirección ortogonal de la misma para calcular las fuerzas de todos los elementos estructurales.

Con la utilización de los FAT, se tiene la ventaja de asociar determinadas propiedades estructurales de los edificios, como en este caso la relación de aspecto de la planta con los efectos de torsión. Y de esta forma encontrar relaciones entre el comportamiento por torsión con otras propiedades estructurales.

CAPÍTULO 5

TORSIÓN SÍSMICA EN ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS SIMÉTRICOS

5.1 DATOS DE LOS MODELOS DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS

Al estudiar el problema de torsión sísmica en estructuras con comportamiento elástico se ha encontrado que propiedades como el periodo fundamental de vibración, la relación de aspecto de la planta, la excitación sísmica y la excentricidad estructural son parámetros que rigen su comportamiento.

En el presente trabajo se encuentra un factor de torsión para estructuras simétricas de edificios que permite calcular los efectos debidos a la excentricidad accidental. Para ello, se utilizan modelos de edificios a partir de marcos dúctiles que tienen una distribución simétrica y uniforme de elementos estructurales y masas. Como parámetro de estudio se utilizan los Factores de Amplificación por Torsión FAT y la relación de aspecto de la planta estructural.

Los modelos estudiados son estructuras de concreto reforzado diseñadas de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su edición 1987. (Starck y Lira, 2000). Se estudian modelos de 4,6,8,10,12 y 14 pisos.

Las propiedades estructurales de los edificios estudiados son las siguientes: concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, coeficiente sísmico de 0.4, factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, límite de desplazamiento lateral relativo $0.006h$ para estructuras rígidas y $0.012h$ para estructuras flexibles siendo h la altura de entrepiso.

Para fines prácticos, el diseño se realizó con el método sísmico estático considerando una carga en los entrepisos de 1000 kg/m^2 , las secciones transversales de los elementos estructurales se muestran en las tablas 6.1 y 6.2.

Tabla 5.1. Secciones transversales de las trabes.

Número de pisos	Trabes (cm)
4	30x60
6	40x65
8	35x70
10	35x80
12	50x80
14	55x95

Tabla 5.2. Secciones transversales de las columnas.

Número de pisos	Nivel	b (cm)	h (cm)
4	1,2	60	60
	3,4	60	50
6	1,2,3	75	75
	4,5,6	65	65
8	1,2,3	130	130
	4,5,6	110	110
	7,8	90	90
10	1,2,3,4	140	140
	5,6,7	120	120
	8,9,10	100	100
12	1,2,3	150	150
	4,5,6	140	140
	7,8,9	130	130
	10,11,12	120	120
14	1,2,3	185	185
	4,5,6	165	165
	7,8,9	165	165
	10,11,12	155	155
	13,14	145	145

5.2 EDIFICIOS CON RELACIÓN DE ASPECTO IGUAL A UNO

Los siguientes datos corresponden al edificio de 4 pisos con relación de aspecto igual a uno.

5.2.1 EDIFICIO DE 4 PISOS

En la figura 5.1, se muestra la planta estructural para el edificio estudiado.

En la tabla 5.3, se presentan los resultados correspondientes al análisis sísmico estático del edificio, que son iguales para las direcciones X y Y.

Tabla 5.3. Análisis sísmico estático, edificio de 4 pisos, dirección X y Y.

Nivel	Wi (t)	hi (m)	Wi hi	Pi (t)	Vi (t)
4	324	12.50	4050.00	50.63	50.63
3	324	9.50	3078.00	38.48	89.10
2	324	6.50	2106.00	26.33	115.43
1	324	3.50	1134.00	14.18	129.60
suma	1296		10368.00		

En la tabla 5.4 se presentan los valores de las fuerzas y fuerzas cortantes en los marcos del edificio de 4 pisos en las direcciones X y Y.

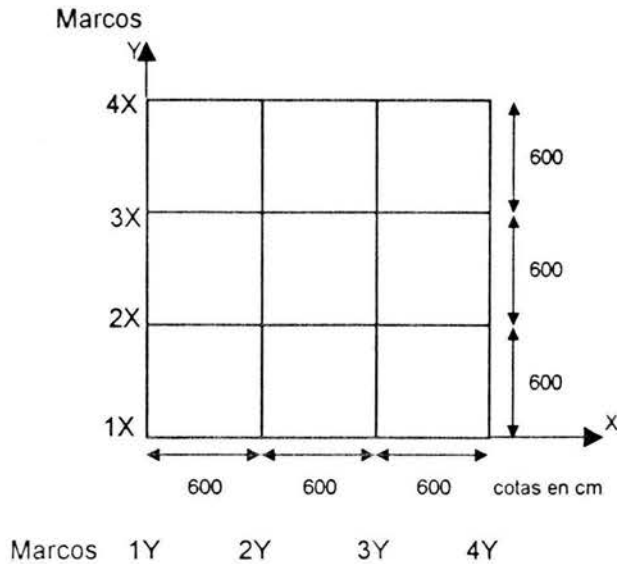


Figura 5.1. Distribución en planta de los marcos de un edificio simétrico de 4 pisos rígido.

Tabla 5.4. Cálculo de fuerzas cortantes en (t), dirección X y Y. Edificio de 4 pisos.

Entrepiso	F1Y	F2Y	F3Y	F4Y	V1Y	V2Y	V3Y	V4Y	V total	Fuerza
4	12.66	12.66	12.66	12.66	12.66	12.66	12.66	12.66	50.62	50.62
3	9.62	9.62	9.62	9.62	22.28	22.28	22.28	22.28	89.10	38.48
2	6.58	6.58	6.58	6.58	28.85	28.85	28.85	28.85	115.40	26.30
1	3.55	3.55	3.55	3.55	32.40	32.40	32.40	32.40	129.60	14.20

Las coordenadas del centro de cortantes y_{cc} , x_{cc} y del centro de torsión y_{ct} , x_{ct} en todos los pisos se localizan en el centro geométrico de la planta estructural.

La posición del CM que es igual al CT en todos los pisos del edificio se localiza a partir del origen a 9 m en la dirección X y 9 m en la dirección Y.

Utilizando las ecuaciones $e_{sx} = y_{cc} - y_{ct}$ y $e_{sy} = x_{cc} - x_{ct}$ y las ecuaciones $e_1 = \frac{e_{sx}}{b}$

y $e_2 = \frac{e_{sy}}{b}$ se obtienen la excentricidad estructural y normalizada respectivamente.

Se emplea la ecuación $\rho = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{k_{\theta}}{\sum k_i}}$ para obtener el radio de giro normalizado indicado en la tabla 5.5.

En la tabla 5.6 se utilizan las ecuaciones $FAT_i = 1 + \frac{\xi_i}{\rho^2} (0.1 - e)$ y $V_i = FAT_i (V_{di})$, para obtener los valores de fuerza cortante, que son iguales en las direcciones X y Y.

Tabla 5.5. Cálculo de excentricidades y radio de giro. Edificio de 4 pisos.

Nivel	e_{sx}	e_{sy}	e_1	e_2	δ rel X	δ rel Y	ρ_x	ρ_y	ρ_x^2	ρ_y^2
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0028	0.0028	0.53	0.53	0.28	0.28
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0045	0.0045	0.53	0.53	0.28	0.28
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0046	0.0046	0.53	0.53	0.28	0.28
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0037	0.0037	0.53	0.53	0.28	0.28

Tabla 5.6. Cortantes en los elementos resistentes en (t). Dirección X y Y.

Nivel	Marco	tipo	ξ	Vd	FATi	V total
4	1X	rígido	0.500	12.66	1.18	14.93
	2X	rígido	0.167	12.66	1.06	13.42
	3X	flexible	0.167	12.66	1.06	13.42
	4X	flexible	0.500	12.66	1.18	14.93
3	1X	rígido	0.500	22.28	1.18	26.28
	2X	rígido	0.167	22.28	1.06	23.61
	3X	flexible	0.167	22.28	1.06	23.61
	4X	flexible	0.500	22.28	1.18	26.28
2	1X	flexible	0.500	28.85	1.18	34.04
	2X	flexible	0.167	28.85	1.06	30.58
	3X	rígido	0.167	28.85	1.06	30.58
	4X	rígido	0.500	28.85	1.18	34.04
1	1X	flexible	0.500	32.40	1.18	38.23
	2X	flexible	0.167	32.40	1.06	34.34
	3X	rígido	0.167	32.40	1.06	34.34
	4X	rígido	0.500	32.40	1.18	38.23

Las plantas estructurales de los edificios de 6, 8, 10, 12 y 14 niveles, son las mismas que para el edificio de 4 niveles.

Los resultados de los análisis sísmicos y la obtención de fuerzas cortantes en los marcos de los diferentes entrepisos de los edificios mencionados se encuentran en el apéndice A del presente trabajo.

5.2.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS PARA EDIFICIOS CON PLANTAS ESTRUCTURALES CON RELACIÓN DE ASPECTO IGUAL A LA UNIDAD

En las tablas de resultados para los edificios de 6,8,10,12 y 14 niveles con relación de aspecto de uno, estudiados en el apéndice A, se observa que los valores del FAT no cambian en los diferentes marcos de todos los entrepisos, ni varían para cada uno de los diferentes edificios. Es decir el valor del FAT es único.

En la figura 5.2 se grafican los valores del FAT, estos son iguales para las dos direcciones ortogonales de análisis. Se observa que, para los marcos 1X y 4X el

valor del FAT es de 1.18, mientras que para los marcos 2X y 3X es de 1.06. Estos dos valores son constantes para todos los entresijos y para todos los edificios.

La razón de esta no variación de resultados se expone a continuación.

Si la planta estructural es cuadrada y si los elementos resistentes tienen la misma rigidez en ambas direcciones, entonces en la expresión 3.6, la rigidez k_i es factor común dado que es constante, y por lo tanto se tiene

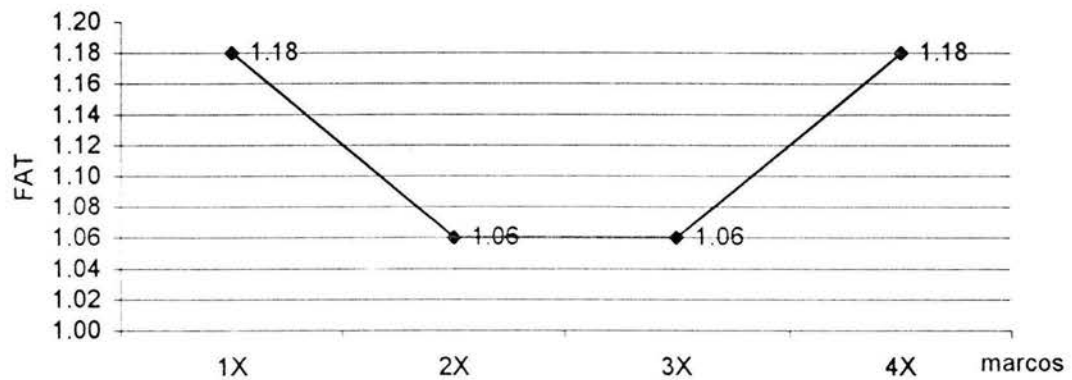


Figura 5.2. Valores máximos de los FAT en los marcos de los edificios de 4, 6, 8, 10, 12 y 14 niveles con relación de aspecto de uno.

$$\rho = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{k_i (x_i^2 + \sum y_i^2)}{\sum k_i}} \quad (5.1)$$

expresando $\sum k_i$ como $n k_i$ en donde n es el número de elementos resistentes con igual rigidez en la dirección analizada, se obtiene:

$$\rho = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{k_i (\sum x_i^2 + \sum y_i^2)}{n k_i}} \quad (5.2)$$

de donde se obtiene:

$$\rho = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{(\sum x_i^2 + \sum y_i^2)}{n}} \quad (5.3)$$

En la expresión anterior el radio de giro normalizado queda en función de la dimensión máxima en planta perpendicular a la dirección de análisis b , del número de elementos resistentes y de la posición de estos con respecto al centro de torsión. Elevando al cuadrado la ecuación 5.3 se tiene

$$\rho^2 = \frac{1}{b^2} \frac{\sum x_i^2 + \sum y_i^2}{n} \quad (5.4)$$

aplicando la ecuación de los FAT para el caso en que la excentricidad estructural es cero se obtiene

$$\text{FAT} = 1 + \frac{\xi}{\rho^2} 0.1 \quad (5.5)$$

Sustituyendo la ecuación 5.4 en la 5.5 y ordenando términos se obtiene

$$\text{FAT} = 1 + \frac{0.1 x_i n b}{\sum x_i^2 + \sum y_i^2} \quad (5.6)$$

donde:

x_i, y_i es la posición de los elementos resistentes con respecto al CT.

Entonces, en la ecuación (5.6), se observa que los efectos debidos a fuerzas de torsión, no son función de las rigideces de los elementos, ni de la altura de los edificios, lo cual explica porqué para los edificios estudiados, los valores de las fuerzas debidas a torsión, sean constantes para todos los edificios independientemente del numero de niveles.

Entonces, para calcular los efectos debidos a torsión sísmica en edificios construidos basándose en marcos, cuyas plantas estructurales sean cuadradas y que sus elementos resistentes posean igual rigidez en ambas direcciones, los valores de fuerzas debidas a torsión pueden calcularse con la expresión (5.6). En este caso en que el FAT se obtiene con la ecuación (5.6) no importa el número de niveles de la edificación, pues dichas fuerzas no quedan en función de la altura del edificio.

5.3 EDIFICIOS CON RELACIÓN DE ASPECTO DIFERENTE A LA UNIDAD

Se presentan los datos de los edificios estudiados con relación de aspecto de la planta de 1.33, 1.66, 2.0 y 2.5.

5.3.1 EDIFICIO DE 4 PISOS CON RELACIÓN DE ASPECTO 1.33

En la figura 5.3 se muestra la planta estructural del edificio con relación de aspecto igual a 1.33.

En la tabla 5.7, se presentan los resultados correspondientes al análisis sísmico estático del edificio en las direcciones X y Y.

En las tablas 5.8 y 5.9 se muestran los valores de las fuerzas y fuerzas cortantes en los marcos del edificio de 4 pisos en las direcciones X y Y.

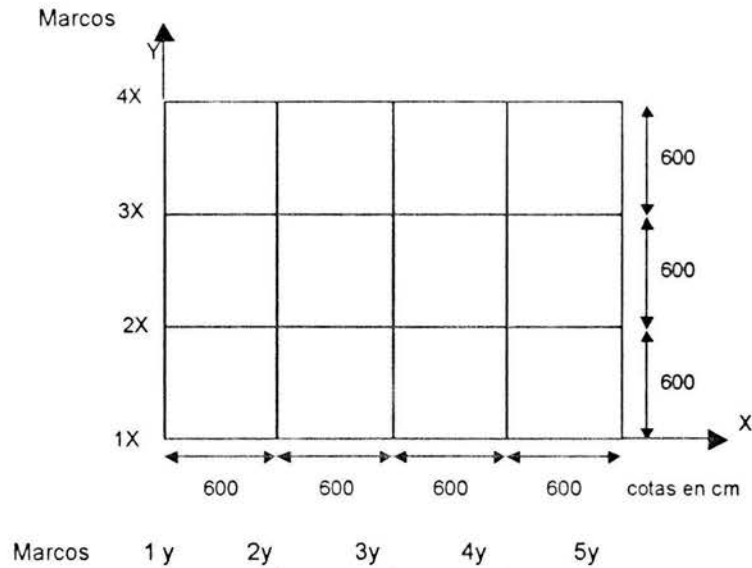


Figura 5.3. Distribución en planta de los marcos de un edificio de 4 niveles con relación de aspecto de 1.33

Tabla 5.7. Análisis sísmico estático, edificio de 4 pisos, dirección X y Y.

Nivel	Wi (t)	hi (m)	Wi hi	Pi (t)	Vi (t)
4	432	12.50	5400	67.500	67.50
3	432	9.50	4104	51.300	118.80
2	432	6.50	2808	35.100	153.90
1	432	3.50	1512	18.900	172.80
Suma	1728		13824		

Tabla 5.8. Cálculo de fuerzas cortantes en (t) para la dirección X, edificio de 4 pisos.

Entrepiso	F1X	F2X	F3X	F4X	V1X	V2X	V3X	V4X	V Total	fuerza
4	16.88	16.88	16.88	16.88	16.88	16.88	16.88	16.88	67.50	67.50
3	12.83	12.83	12.83	12.83	29.70	29.70	29.70	29.70	118.80	51.30
2	8.77	8.77	8.77	8.77	38.47	38.47	38.47	38.47	153.88	35.08
1	4.73	4.73	4.73	4.73	43.20	43.20	43.20	43.20	172.80	18.92

Tabla 5.9. Cálculo de fuerzas cortantes en (t) para la dirección Y, edificio de 4 pisos.

Entrepiso	F1Y	F2Y	F3Y	F4Y	F5Y	V1Y	V2Y	V3Y	V4Y	V5Y	V Total	Fuerza
4	13.50	13.50	13.50	13.50	13.50	13.50	13.50	13.50	13.50	13.50	67.50	67.50
3	10.26	10.26	10.26	10.26	10.26	23.76	23.76	23.76	23.76	23.76	118.80	51.30
2	7.02	7.02	7.02	7.02	7.02	30.78	30.78	30.78	30.78	30.78	153.90	35.10
1	3.78	3.78	3.78	3.78	3.78	34.56	34.56	34.56	34.56	34.56	172.80	18.90

Tabla 5.10. Cálculo de excentricidades y radio de giro, edificio de 4 pisos.

Nivel	e_{sx}	e_{sy}	e_1	e_2	δ rel X	δ rel Y	ρ_x	ρ_y	ρ_x^2	ρ_y^2
4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00259	0.00580	0.488	0.548	0.238	0.300
3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00412	0.00786	0.505	0.523	0.255	0.274
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00419	0.00761	0.511	0.517	0.261	0.267
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00320	0.00491	0.533	0.495	0.284	0.245

Las coordenadas del centro de cortantes y y_{cc} , x_{cc} y del centro de torsión y y_{ct} , x_{ct} en todos los pisos se localizan en el centro geométrico de la planta estructural.

La posición del CM que es igual al CT en todos los pisos del edificio se localiza a partir del origen a 12 m en la dirección X y 9 m en la dirección Y.

Utilizando las ecuaciones $e_{sx} = y_{cc} - y_{ct}$ y $e_{sy} = x_{cc} - x_{ct}$ y las ecuaciones $e_1 = \frac{e_{sx}}{b}$

y $e_2 = \frac{e_{sy}}{b}$ se obtienen la excentricidad estructural y normalizada respectivamente.

Tabla 5.11. Cortantes en los elementos resistentes en (t). Dirección X.

Nivel	Marco	tipo	ξ	Vd	FATi	V total
4	1X	rígido	0.50	16.88	1.21	20.42
	2X	rígido	0.17	16.88	1.07	18.06
	3X	flexible	0.17	16.88	1.07	18.06
	4X	flexible	0.50	16.88	1.21	20.42
3	1X	rígido	0.50	29.70	1.20	35.52
	2X	rígido	0.17	29.70	1.07	31.64
	3X	flexible	0.17	29.70	1.07	31.64
	4X	flexible	0.50	29.70	1.20	35.52
2	1X	rígido	0.50	38.47	1.19	45.83
	2X	rígido	0.17	38.47	1.06	40.92
	3X	flexible	0.17	38.47	1.06	40.92
	4X	flexible	0.50	38.47	1.19	45.83
1	1X	rígido	0.50	43.20	1.18	50.81
	2X	rígido	0.17	43.20	1.06	45.74
	3X	flexible	0.17	43.20	1.06	45.74
	4X	flexible	0.50	43.20	1.18	50.81

Se emplea la ecuación $\rho = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{k_0}{\sum k_i}}$ para obtener el radio de giro normalizado indicado en la tabla 5.10.

Se usan las ecuaciones $FAT_i = 1 + \frac{\xi_i}{\rho^2} (0.1 - e)$ y $V_i = FAT_i (V_{di})$ para obtener los valores de fuerza cortante. Indicados en las tablas 5.11 y 5.12

Tabla 5.12. Cortantes en los elementos resistentes en (t). Dirección Y.

Nivel	Marco	tipo	ξ	Vd	FAT i	V total
4	1Y	rígido	0.50	13.50	1.17	15.75
	2Y	rígido	0.25	13.50	1.08	14.63
	3Y	flexible	0.00	13.50	1.00	13.50
	4Y	flexible	0.25	13.50	1.08	14.63
	5Y	flexible	0.50	13.50	1.17	15.75
3	1Y	rígido	0.50	23.76	1.18	28.10
	2Y	rígido	0.25	23.76	1.09	25.93
	3Y	flexible	0.00	23.76	1.00	23.76
	4Y	flexible	0.25	23.76	1.09	25.93
	5Y	flexible	0.50	23.76	1.18	28.10
2	1Y	rígido	0.50	30.78	1.19	36.55
	2Y	rígido	0.25	30.78	1.09	33.66
	3Y	flexible	0.00	30.78	1.00	30.78
	4Y	flexible	0.25	30.78	1.09	33.66
	5Y	flexible	0.50	30.78	1.19	36.55
1	1Y	rígido	0.50	34.56	1.20	41.62
	2Y	rígido	0.25	34.56	1.10	38.09
	3Y	flexible	0.00	34.56	1.00	34.56
	4Y	flexible	0.25	34.56	1.10	38.09
	5Y	flexible	0.50	34.56	1.20	41.62

5.3.2 EDIFICIO DE 4 PISOS CON RELACIÓN DE ASPECTO 1.66

En la figura 5.4 se muestra la planta estructural del edificio con relación de aspecto igual a 1.66.

Tabla 5.13. Análisis sísmico estático, edificio de 4 pisos, dirección X y Y.

Nivel	Wi (t)	hi (m)	Wi hi	Pi (t)	Vi (t)
4	540	12.5	6750	84.375	84.38
3	540	9.5	5130	64.125	148.50
2	540	6.5	3510	43.875	192.38
1	540	3.5	1890	23.625	216.00
Suma	2160		17280		

En la tabla 5.13, se presentan los resultados correspondientes al análisis sísmico estático del edificio en las direcciones X y Y.

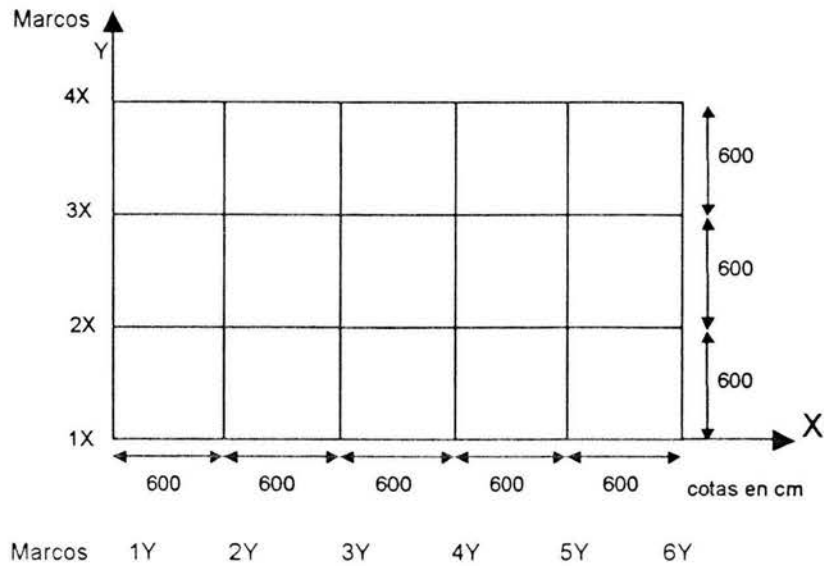


Figura 5.4. Distribución en planta de los marcos de un edificio de 4 niveles con relación de aspecto de 1.66

En las tablas 5.14 y 5.15 se muestran los valores de las fuerzas y fuerzas cortantes en los marcos del edificio de 4 pisos en las direcciones X y Y respectivamente.

Tabla 5.14. Cálculo de fuerzas cortantes en (t) para la dirección X, edificio de 4 pisos.

Nivel	FIX	F2X	F3X	F4X	V1X	V2X	V3X	V4X	V total	F total
4	21.09	21.09	21.09	21.09	21.09	21.09	21.09	21.09	84.38	84.38
3	16.03	16.03	16.03	16.03	37.13	37.13	37.13	37.13	148.50	64.12
2	10.97	10.97	10.97	10.97	48.09	48.09	48.09	48.09	192.38	43.88
1	5.91	5.91	5.91	5.91	54.00	54.00	54.00	54.00	216.00	23.62

Tabla 5.15. Cálculos de fuerzas cortantes en (t) para la dirección Y, edificio de 4 pisos.

Nivel	F1Y	F2Y	F3Y	F4Y	F5Y	F6Y	V1Y	V2Y	V3Y	V4Y	V5Y	V6Y	V total	F total
4	14.06	14.06	14.06	14.06	14.06	14.06	14.06	14.06	14.06	14.06	14.06	14.06	84.38	84.38
3	10.69	10.69	10.69	10.69	10.69	10.69	24.75	24.75	24.75	24.75	24.75	24.75	148.50	64.12
2	7.31	7.31	7.31	7.31	7.31	7.31	32.06	32.06	32.06	32.06	32.06	32.06	192.38	43.88
1	3.94	3.94	3.94	3.94	3.94	3.94	36.00	36.00	36.00	36.00	36.00	36.00	216.00	23.62

Las coordenadas del centro de cortantes y_{cc} , x_{cc} y del centro de torsión y_{ct} , x_{ct} en todos los pisos se localizan en el centro geométrico de la planta estructural.

La posición del CM que es igual al CT en todos los pisos del edificio se localiza a partir del origen a 15 m en la dirección X y 9 m en la dirección Y.

Utilizando las ecuaciones $e_{sx} = y_{cc} - y_{ct}$ y $e_{sy} = x_{cc} - x_{ct}$ y las ecuaciones $e_1 = \frac{e_{sx}}{b}$ y $e_2 = \frac{e_{sy}}{b}$ se obtienen la excentricidad estructural y normalizada respectivamente.

Se emplea la ecuación $\rho = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{k_{\theta}}{\sum k_i}}$ para obtener el radio de giro normalizado indicado en la tabla 5.16

Tabla 5.16. Cálculo de excentricidades y radio de giro, edificio de 4 pisos.

Nivel	e_{sx}	e_{sy}	e_1	e_2	δ rel X	δ rel Y	ρ_x	ρ_y	ρ_x^2	ρ_y^2
4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0026	0.00287	0.658	0.415	0.432	0.172
3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00416	0.00449	0.663	0.413	0.439	0.171
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00424	0.00457	0.663	0.413	0.440	0.171
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00327	0.00344	0.669	0.411	0.447	0.169

Se utilizan las ecuaciones $FAT_i = 1 + \frac{\xi_i}{\rho^2} (0.1 - e)$ y $V_i = FAT_i (V_{di})$ para obtener los valores de fuerza cortante indicados en las tablas 5.17 y 5.18.

Tabla 5.17. Cortantes en los elementos resistentes en (t). Dirección X.

Nivel	Marco	tipo	ξ_i	Vd	FAT i	V total
4	1X	rigido	0.50	21.10	1.12	23.54
	2X	rigido	0.17	21.10	1.04	21.91
	3X	flexible	0.17	21.10	1.04	21.91
	4X	flexible	0.50	21.10	1.12	23.54
3	1X	rigido	0.50	37.13	1.11	41.35
	2X	rigido	0.17	37.13	1.04	38.53
	3X	flexible	0.17	37.13	1.04	38.53
	4X	flexible	0.50	37.13	1.11	41.35
2	1X	rigido	0.50	48.09	1.11	53.56
	2X	rigido	0.17	48.09	1.04	49.92
	3X	flexible	0.17	48.09	1.04	49.92
	4X	flexible	0.50	48.09	1.11	53.56
1	1X	rigido	0.50	54.00	1.11	60.04
	2X	rigido	0.17	54.00	1.04	56.01
	3X	flexible	0.17	54.00	1.04	56.01
	4X	flexible	0.50	54.00	1.11	60.04

Tabla 5.18. Cortantes en los elementos resistentes en (t). Dirección Y.

Nivel	Marco	tipo	ξ	Vd	FAT i	V total
4	1Y	rígido	0.50	14.06	1.29	18.15
	2Y	rígido	0.30	14.06	1.17	16.52
	3Y	rígido	0.10	14.06	1.06	14.88
	4Y	flexible	0.10	14.06	1.06	14.88
	5Y	flexible	0.30	14.06	1.17	16.52
	6Y	flexible	0.50	14.06	1.29	18.15
3	1Y	rígido	0.50	24.75	1.29	32.00
	2Y	rígido	0.30	24.75	1.18	29.10
	3Y	rígido	0.10	24.75	1.06	26.20
	4Y	flexible	0.10	24.75	1.06	26.20
	5Y	flexible	0.30	24.75	1.18	29.10
	6Y	flexible	0.50	24.75	1.29	32.00
2	1Y	rígido	0.50	32.06	1.29	41.46
	2Y	rígido	0.30	32.06	1.18	37.70
	3Y	rígido	0.10	32.06	1.06	33.94
	4Y	flexible	0.10	32.06	1.06	33.94
	5Y	flexible	0.30	32.06	1.18	37.70
	6Y	flexible	0.50	32.06	1.29	41.46
1	1Y	rígido	0.50	36.00	1.30	46.63
	2Y	rígido	0.30	36.00	1.18	42.38
	3Y	rígido	0.10	36.00	1.06	38.13
	4Y	flexible	0.10	36.00	1.06	38.13
	5Y	flexible	0.30	36.00	1.18	42.38
	6Y	flexible	0.50	36.00	1.30	46.63

5.3.3 EDIFICIO DE 4 PISOS CON RELACIÓN DE ASPECTO DE 2.0

En la figura 5.5 se muestra la planta estructural del edificio con relación de aspecto igual a 2.0.

En la tabla 5.19, se presentan los resultados correspondientes al análisis sísmico estático del edificio en las direcciones X y Y.

En las tablas 5.20 y 5.21 se muestran los valores de las fuerzas y fuerzas cortantes en los marcos del edificio de 4 pisos en las direcciones X y Y respectivamente.

Las coordenadas del centro de cortantes y c_c , x_{cc} y del centro de torsión y c_t , x_{ct} en todos los pisos se localizan en el centro geométrico de la planta estructural.

La posición del CM que es igual al CT en todos los pisos del edificio se localiza a partir del origen a 12 m en la dirección X y 6 m en la dirección Y.

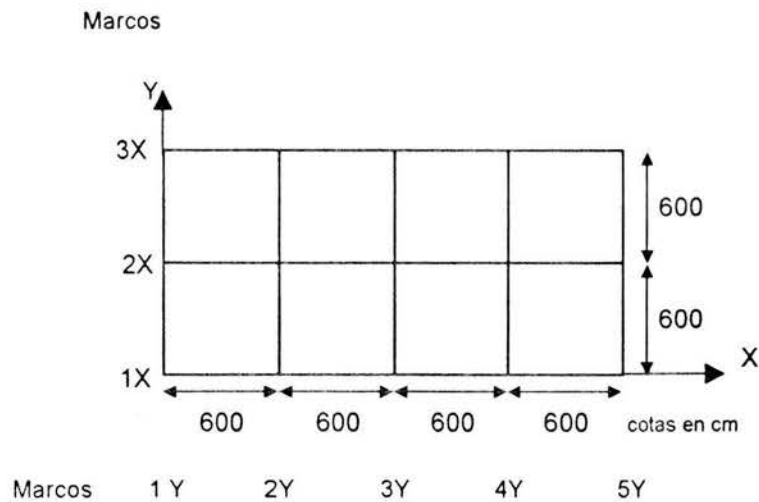


Figura 5.5. Distribución en planta de los marcos de un edificio de 4 niveles con relación de aspecto de 2.0

Tabla 5.19. Análisis sísmico estático, edificio de 4 pisos, direcciones X y Y.

Nivel	Wi (t)	hi (m)	Wi hi	Pi (t)	Vi (t)
4	288	12.5	3600	45.0	45.0
3	288	9.5	2736	34.2	79.2
2	288	6.5	1872	23.4	102.6
1	288	3.5	1008	12.6	115.2
Suma	1152		9216		

Utilizando las ecuaciones $e_{sx} = y_{cc} - y_{ct}$ y $e_{sy} = x_{cc} - x_{ct}$ y las ecuaciones $e_1 = \frac{e_{sx}}{b}$ y $e_2 = \frac{e_{sy}}{b}$ se obtienen la excentricidad estructural y normalizada respectivamente.

Se emplea la ecuación $\rho = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{k_{\theta}}{\sum k_i}}$ para obtener el radio de giro normalizado, indicado en la tabla 5.22.

Se usan las ecuaciones $FAT_i = 1 + \frac{\xi_i}{\rho^2} (0.1 - e)$ y $V_i = FAT_i (V_{di})$ para obtener los valores de fuerza cortante indicados en las tablas 5.23 y 5.24.

Tabla 5.20. Cálculo de fuerzas cortantes en (t) para la dirección X, edificio de 4 pisos.

Nivel	FX1	FX2	FX3	VX1	VX2	VX3	V total	F total
4	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	45.00	45.00
3	11.40	11.40	11.40	26.40	26.40	26.40	79.20	34.20
2	7.80	7.80	7.80	34.20	34.20	34.20	102.60	23.40
1	4.20	4.20	4.20	38.40	38.40	38.40	115.20	12.60

Tabla 5.21. Cálculo de fuerzas cortantes en (t) para la dirección Y, edificio de 4 pisos.

Nivel	FY1	FY2	FY3	FY4	FY5	VY1	VY2	VY3	VY4	VY5	V total	F total
4	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.000	9.00	45.00	45.00
3	6.84	6.84	6.84	6.84	6.84	15.84	15.84	15.84	15.840	15.84	79.20	34.20
2	4.68	4.68	4.68	4.68	4.68	20.52	20.52	20.52	20.520	20.52	102.60	23.40
1	2.52	2.52	2.52	2.52	2.52	23.04	23.04	23.04	23.040	23.04	115.20	12.60

Tabla 5.22. Cálculo de excentricidades y radio de giro, edificio de 4 pisos.

Nivel	e_{sx}	e_{sy}	e_1	e_2	δ rel X	δ rel Y	ρ_x	ρ_y	ρ_x^2	ρ_y^2
4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00231	0.00271	0.770	0.417	0.593	0.174
3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00366	0.00417	0.778	0.415	0.606	0.172
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00372	0.00423	0.779	0.415	0.606	0.172
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00285	0.00310	0.791	0.413	0.626	0.170

Tabla 5.23. Cortantes en los elementos resistentes en (t). Dirección Y

Nivel	Marco	tipo	ξ	Vd	FAT i	V total
4	1Y	rígido	0.50	9.00	1.29	11.59
	2Y	rígido	0.25	9.00	1.14	10.29
	3Y	flexible	0.00	9.00	1.00	9.00
	4Y	flexible	0.25	9.00	1.14	10.29
	5Y	flexible	0.50	9.00	1.29	11.59
3	1Y	rígido	0.50	15.84	1.29	20.43
	2Y	rígido	0.25	15.84	1.14	18.14
	3Y	flexible	0.00	15.84	1.00	15.84
	4Y	flexible	0.25	15.84	1.14	18.14
	5Y	flexible	0.50	15.84	1.29	20.43
2	1Y	rígido	0.50	20.56	1.29	26.52
	2Y	rígido	0.25	20.56	1.15	23.54
	3Y	flexible	0.00	20.56	1.00	20.56
	4Y	flexible	0.25	20.26	1.15	23.19
	5Y	flexible	0.50	20.56	1.29	26.52
1	1Y	rígido	0.50	23.00	1.29	29.75
	2Y	rígido	0.25	23.00	1.15	26.38
	3Y	flexible	0.00	23.00	1.00	23.00
	4Y	flexible	0.25	23.00	1.15	26.38
	5Y	flexible	0.50	23.00	1.29	29.75

Tabla 5.24. Cortantes en los elementos resistentes en (t). Dirección X

Nivel	Marco	tipo	ξ	Vd	FATi	V total
4	1X	rígido	0.50	15.00	1.08	16.27
	2X	rígido	0.00	15.00	1.00	15.00
	3X	flexible	0.50	15.00	1.08	16.27
3	1X	rígido	0.50	26.40	1.08	28.58
	2X	rígido	0.00	26.40	1.00	26.40
	3X	flexible	0.50	26.40	1.08	28.58
2	1X	rígido	0.50	34.20	1.08	37.02
	2X	rígido	0.00	34.20	1.00	34.20
	3X	flexible	0.50	34.20	1.08	37.02
1	1X	rígido	0.50	38.40	1.08	41.47
	2X	rígido	0.00	38.40	1.00	38.40
	3X	flexible	0.50	38.40	1.08	41.47

5.3.4 EDIFICIO DE 4 PISOS CON RELACIÓN DE ASPECTO DE 2.5

En la figura 5.6 se muestra la planta estructural del edificio con relación de aspecto igual a 2.5.

En la tabla 5.25, se presentan los resultados correspondientes al análisis sísmico estático del edificio en las direcciones X y Y.

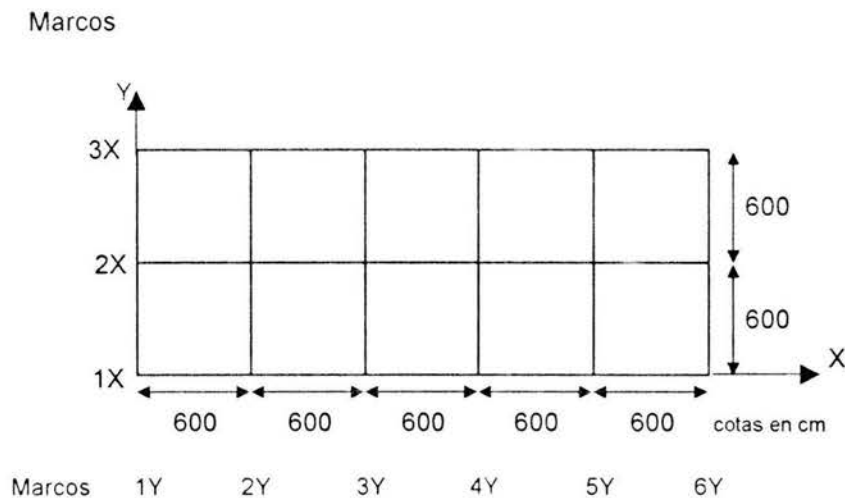


Figura 5.6. Distribución en planta de los marcos de un edificio de 4 niveles con relación de aspecto de 2.5

En las tablas 5.26 y 5.27 se muestran los valores de las fuerzas y fuerzas cortantes en los marcos del edificio de 4 pisos en las direcciones X y Y respectivamente.

Las coordenadas del centro de cortantes y_{cc}, x_{cc} y del centro de torsión y_{ct}, x_{ct} en todos los pisos se localizan en el centro geométrico de la planta estructural.

La posición del CM que es igual al CT en todos los pisos del edificio se localiza a partir del origen a 15 m en la dirección X y 6 m en la dirección Y.

Tabla 5.25. Análisis sísmico estático, edificio de 4 pisos, direcciones X y Y.

Nivel	Wi (t)	hi (m)	Wi hi	Pi (t)	Vi (t)
4	360	12.5	4500	56.25	56.25
3	360	9.5	3420	42.75	99.00
2	360	6.5	2340	29.25	128.25
1	360	3.5	1260	15.75	144.00
Suma	1440		11520		

Utilizando las ecuaciones $e_{sx} = y_{cc} - y_{ct}$ y $e_{sy} = x_{cc} - x_{ct}$ y las ecuaciones $e_1 = \frac{e_{sx}}{b}$

y $e_2 = \frac{e_{sy}}{b}$ se obtienen la excentricidad estructural y normalizada respectivamente.

Se emplea la ecuación $\rho = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{k_0}{\sum k_i}}$ para obtener el radio de giro normalizado indicado en la tabla 5.28.

Se usan las ecuaciones $FAT_i = 1 + \frac{\xi_i}{2} (0.1 - e)$ y $V_i = FAT_i (V_{di})$ para obtener los valores de fuerza cortante indicados en las tablas 5.29 y 5.30.

Tabla 5.26. Cálculo de fuerzas cortantes en (t) para la dirección X, edificio de 4 pisos.

Entrepiso	F1X	F2X	F3X	V1X	V2X	V3X	V total	Fuerza
4	18.75	18.75	18.75	18.75	18.75	18.75	56.25	56.25
3	14.25	14.25	14.25	33.00	33.00	33.00	99.00	42.75
2	9.75	9.75	9.75	42.75	42.75	42.75	128.25	29.25
1	5.25	5.25	5.25	48.00	48.00	48.00	144.00	15.75

Tabla 5.27. Cálculo de fuerzas cortantes en (t) para la dirección Y, edificio de 4 pisos.

Entrepiso	FIY	F2Y	F3Y	F4Y	F5Y	F6Y	V1Y	V2Y	V3Y	V4Y	V5Y	V6Y	V total	Fuerza
4	9.38	9.38	9.38	9.38	9.38	9.38	9.38	9.38	9.38	9.38	9.38	9.38	56.25	56.25
3	7.13	7.13	7.13	7.13	7.13	7.13	16.50	16.50	16.50	16.50	16.50	16.50	99.00	42.75
2	4.88	4.88	4.88	4.88	4.88	4.88	21.38	21.38	21.38	21.38	21.38	21.38	128.25	29.25
1	2.63	2.63	2.63	2.63	2.63	2.63	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	144.00	15.75

Tabla 5.28. Cálculo de excentricidades y radio de giro, edificio de 4 pisos.

Nivel	e_{sx}	e_{sy}	e_1	e_2	δ rel X	δ rel Y	ρ_x	ρ_y	ρ_x^2	ρ_y^2
4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00232	0.00283	0.874	0.386	0.764	0.149
3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00369	0.00435	0.886	0.385	0.785	0.148
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00377	0.00440	0.890	0.384	0.791	0.148
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00291	0.00323	0.908	0.382	0.824	0.146

Tabla 5.29. Cortantes en los elementos resistentes en (t). Dirección X.

Nivel	Marco	tipo	ξ	Vd	FAT i	V total
4	1X	rígido	0.50	18.75	1.07	19.98
	2X	rígido	0.00	18.75	1.00	18.75
	3X	flexible	0.50	18.75	1.07	19.98
3	1X	rígido	0.50	33.00	1.06	35.10
	2X	rígido	0.00	33.00	1.00	33.00
	3X	flexible	0.50	33.00	1.06	35.10
2	1X	rígido	0.50	42.75	1.06	45.45
	2X	rígido	0.00	42.75	1.00	42.75
	3X	flexible	0.50	42.75	1.06	45.45
1	1X	rígido	0.50	48.00	1.06	50.91
	2X	rígido	0.00	48.00	1.00	48.00
	3X	flexible	0.50	48.00	1.06	50.91

Tabla 5.30. Cortantes en los elementos resistentes en (t). Dirección Y.

Nivel	Marco	tipo	ξ	Vd	FAT i	V total
4	1Y	rígido	0.50	9.38	1.34	12.52
	2Y	rígido	0.30	9.38	1.20	11.26
	3Y	flexible	0.10	9.38	1.07	10.00
	4Y	flexible	0.10	9.38	1.07	10.00
	5Y	flexible	0.30	9.38	1.20	11.26
	6Y	flexible	0.50	9.38	1.34	12.52
3	1Y	rígido	0.50	16.50	1.34	22.07
	2Y	rígido	0.30	16.50	1.20	19.84
	3Y	rígido	0.10	16.50	1.07	17.61
	4Y	flexible	0.10	16.50	1.07	17.61
	5Y	flexible	0.30	16.50	1.20	19.84
	6Y	flexible	0.50	16.50	1.34	22.07
2	1Y	rígido	0.50	21.38	1.34	28.61
	2Y	rígido	0.30	21.38	1.20	25.71
	3Y	rígido	0.10	21.38	1.07	22.82
	4Y	flexible	0.10	21.38	1.07	22.82
	5Y	flexible	0.30	21.38	1.20	25.71
	6Y	flexible	0.50	21.38	1.34	28.61
1	1Y	rígido	0.50	24.00	1.34	32.20
	2Y	rígido	0.30	24.00	1.21	28.92
	3Y	rígido	0.10	24.00	1.07	25.64
	4Y	flexible	0.10	24.00	1.07	25.64
	5Y	flexible	0.30	24.00	1.21	28.92
	6Y	flexible	0.50	24.00	1.34	32.20

5.3.5 ANÁLISIS DE RESULTADOS PARA EDIFICIOS CON PLANTAS ESTRUCTURALES CON RELACIÓN DE ASPECTO DIFERENTE DE UNO

Resultados del edificio con relación de aspecto de 1.33

Las figuras 5.7 y 5.8 muestran los valores de los FAT para los marcos paralelos al eje Y y al eje X respectivamente. Las figuras 5.9 y 5.10 muestran los valores máximos de los FAT.

En las figuras 5.7 y 5.8 se observa que los valores de los FAT no experimentan una variación significativa para cada marco a lo largo de todos los entrepisos. También se observa, que los elementos resistentes extremos del edificio, están sometidos a valores de fuerzas debidas a torsión que son mayores que los que se encuentran localizados cerca del CM.

Puede observarse que los FAT experimentan una variación de tipo lineal a lo largo de los elementos resistentes de los entrepisos. Por lo tanto esta variación puede aproximarse con la ecuación de la recta.

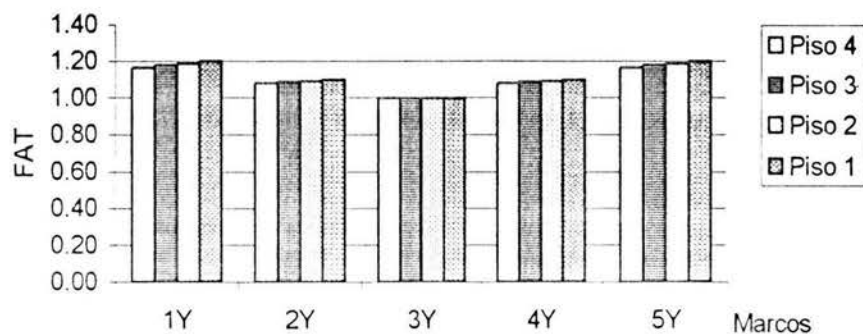
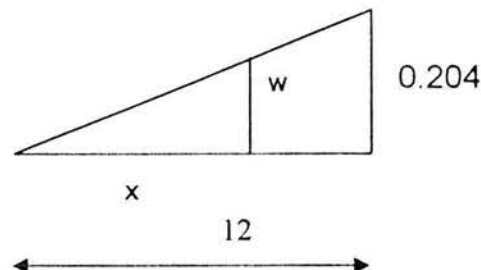


Figura 5.7. Variación de los FAT en los diferentes entrepisos del edificio de 4 niveles con relación de aspecto de 1.33. Elementos paralelos al eje Y.

Para los elementos resistentes paralelos al eje Y se tiene que la diferencia entre los valores del FAT en los marcos 1Y y 3Y es igual 0.204



y 12 es la distancia entre estos.

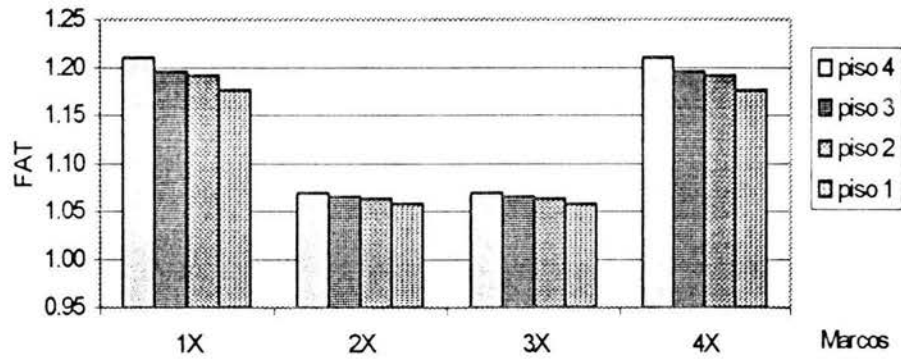


Figura 5.8. Variación de los FAT en los diferentes entresijos del edificio de 4 niveles con relación de aspecto de 1.33. Elementos paralelos al eje X.

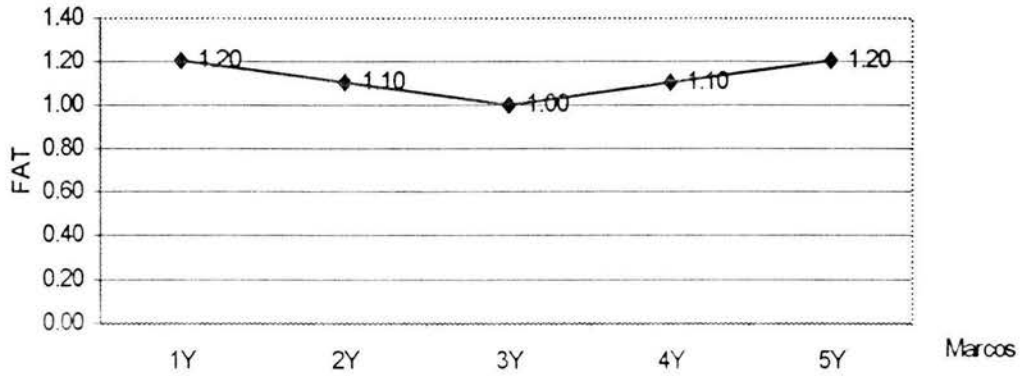


Figura 5.9. Valores máximos de los FAT para los elementos resistentes paralelos al eje Y del edificio de 4 niveles con relación de aspecto 1.33.

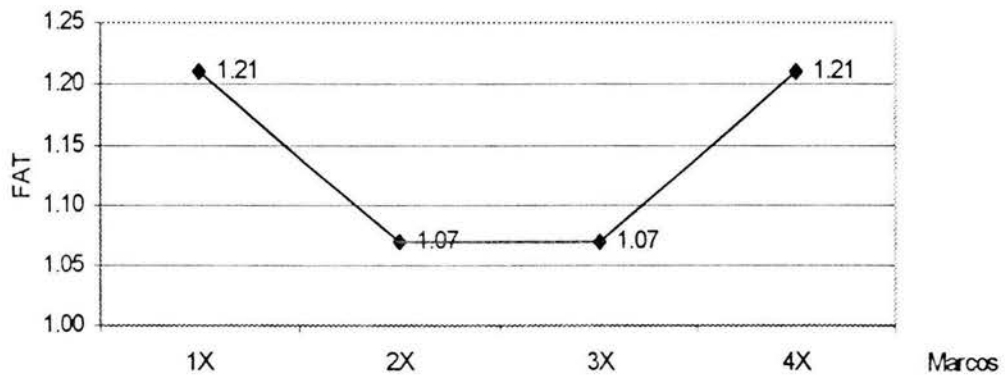


Figura 5.10. Valores máximos de los FAT para los elementos resistentes paralelos al eje X del edificio de 4 niveles con relación de aspecto 1.33.

Por triángulos semejantes se tiene:

$$\frac{FAT}{x} = \frac{0.204}{12}$$

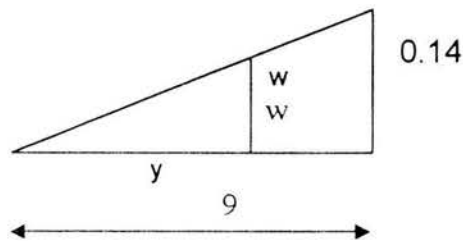
donde $FAT = w$

por lo tanto, para los marcos 1Y, 2Y, 3Y, 4Y, 5Y, los valores de los FAT se pueden calcular por medio de la siguiente ecuación.

$$FAT_i = 0.017x_i + 1.0 \quad (5.7)$$

en donde x_i es la posición del elemento resistente dada en metros con respecto al CM que es igual al CT y coincide con el centro geométrico de la planta estructural.

Para los elementos paralelos al eje X, se tiene que 0.014 es la diferencia de los FAT en marcos 1X y 2X, mientras que 9 es la distancia entre el marco 1X y el CT.



Por triángulos semejantes se tiene:

$$\frac{FAT}{y} = \frac{0.14}{9}$$

donde $FAT = w$

por lo tanto para los marcos 1X, 2X, 3X, 4X, los valores del FAT se calcular con la siguiente ecuación.

$$FAT_i = 0.023y_i + 1.0 \quad (7.8)$$

Los análisis de los resultados de los edificios con relación de aspecto 1.66, 2.0, y 2.5, se encuentran en el apéndice B del presente trabajo.

Procediendo de manera análoga que para el edificio de 4 pisos con relación de aspecto de 1.33, para las diferentes relaciones de aspecto de la planta se obtienen las ecuaciones mostradas en la tabla 5.36.

De la tabla 5.36 se puede observar que la ecuación para calcular el FAT tiene el siguiente formato:

$$FAT_i = \gamma x_i + 1.0 \quad (5.9)$$

$$FAT_i = \delta y_i + 1.0 \quad (5.10)$$

En donde γ y δ son factores que dependen de la relación de aspecto de la planta.

a/b	FAT	
	Marcos paralelos al eje Y	Marcos paralelos al eje X
1.00	$0.020 x + 1$	$0.020 y + 1$
1.33	$0.017 x + 1$	$0.023 y + 1$
1.66	$0.0196 x + 1$	$0.0131 y + 1$
2.00	$0.024 x + 1$	$0.014 y + 1$
2.50	$0.023 x + 1$	$0.011 y + 1$

Tabla 5.36. Ecuaciones para el cálculo de los FAT en función de la relación de aspecto de la planta.

En las figuras 5.11 y 5.12 se muestra la variación de la relación de aspecto de la planta de los edificios y su correspondiente factor γ y δ , respectivamente.

De la figura 5.11 el valor de γ puede aproximarse con la siguiente ecuación:

$$\gamma = \left(\frac{a}{b} - 1\right) (0.0017) + 0.02 \quad (5.11)$$

donde a es el lado largo y b es el lado corto

De la figura 5.12 el valor de δ puede aproximarse con la siguiente ecuación:

$$\delta = \left(2.5 - \frac{a}{b}\right) (0.01026 + 0.01) \quad (5.12)$$

Entonces los valores de γ y δ se emplean de la siguiente manera.

$$\text{Si } \frac{a}{b} = 1.0 \Rightarrow \gamma = \delta = \left(\frac{a}{b} - 1\right) 0.017 + 0.02 \quad (5.13)$$

$$\text{Si } \frac{a}{b} > 1.0 \Rightarrow \gamma = \left(\frac{a}{b} - 1\right) 0.017 + 0.02 \quad (5.14)$$

$$\text{Si } \frac{a}{b} > 1.0 \Rightarrow \delta = (2.5 - \frac{a}{b})0.01026 + 0.011 \quad (5.15)$$

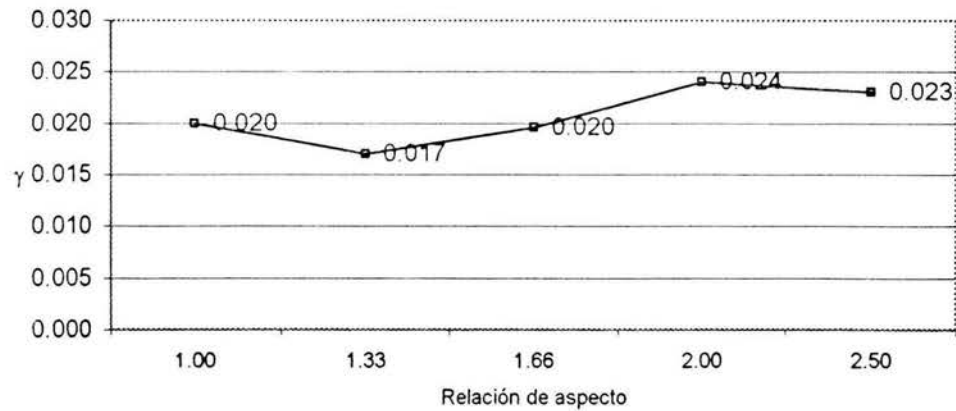


Figura 5.11. Valores de γ en función de la relación de aspecto de la planta.

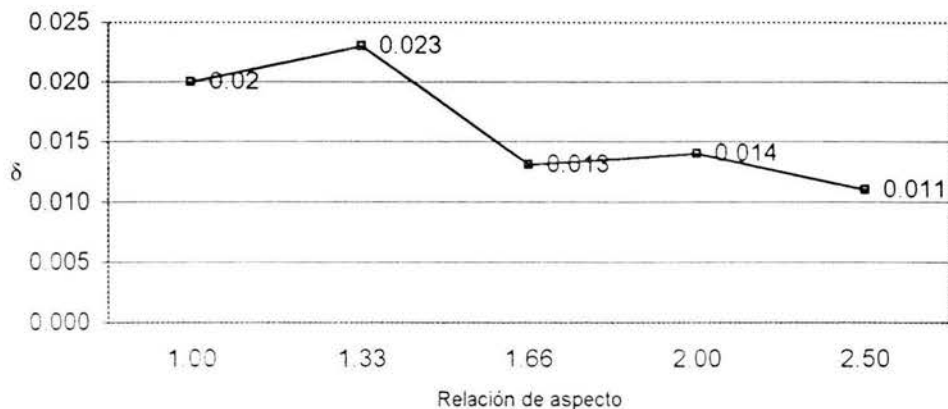


Figura 5.12. Valores de δ en función de la relación de aspecto de la planta.

Así, teniendo como dato la relación de aspecto de la planta, con las ecuaciones (5.13), (5.14) y (5.15) se calcula el valor de γ y δ . Este se sustituye en las ecuaciones (5.9) y (5.10) y para cada posición de los elementos resistentes, se obtiene su correspondiente FAT.

La fuerza total de diseño para el i -ésimo elemento resistente se calcula multiplicando los valores obtenidos en las expresiones (5.9) y (5.10) por la fuerza cortante directa utilizando la ecuación (4.19)

Ejemplo. Para ilustrar el método propuesto se diseña por torsión sísmica estática el edificio de 4 pisos con relación de aspecto $a/b=1.33$, utilizando el método tradicional de distribución de fuerzas sísmicas y el método aquí propuesto.

Solución por el método tradicional.

Las fuerza sísmicas en los pisos del edificio se indican en la tabla 5.12

En las tablas 5.37 a 5.44 se muestran los cálculos realizados para la aplicación del método de distribución de fuerzas sísmicas debidas as torsión.

Tabla 5.37. Obtención de fuerzas cortantes totales en (t). Entrepiso 4. Dirección X.

eje	k	y	k y	cortante directo	y_t	$k y_t$	$k y_t^2$	cortante torsión	cortante total
1x	6515	0	0	16.875	-9	-58639	527751	-3.54	20.42
2x	6515	6	39093	16.875	-3	-19546	58639	-1.18	18.06
3x	6515	12	78185	16.875	3	19546	58639	1.18	18.06
4x	6515	18	117278	16.875	9	58639	527751	3.54	20.42
suma	26062		234556				1172779		

Tabla 5.38. Obtención de fuerzas cortantes totales en (t). Entrepiso 4. Dirección Y.

eje	k	x	k x	cortante directo	x_t	$k x_t$	$k x_t^2$	cortante torsión	cortante total
1y	2328	0	0	13.500	-12	-27931	335172	-2.25	15.75
2y	2328	6	13965	13.500	-6	-13965	83793	-1.13	14.63
3y	2328	12	27931	13.500	0	0	0	0.00	13.50
4y	2328	18	41896	13.500	6	13965	83793	1.13	14.63
5Y	2328	24	55862	13.500	12	27930.96	335172	2.250	15.750
suma	11638		139655				837929		

Tabla 5.39. Obtención de fuerzas cortantes totales en (t). Entrepiso 3. Dirección X.

eje	k	y	k y	cortante directo	y_t	$k y_t$	$k y_t^2$	cortante torsión	cortante total
1x	7208	0	0	29.7	-9	-64872	583848	-5.81	35.51
2x	7208	6	43248	29.7	-3	-21624	64872	-1.94	31.64
3x	7208	12	86496	29.7	3	21624	64872	1.94	31.64
4x	7208	18	129744	29.7	9	64872	583848	5.81	35.51
suma	28832		259488				1297440		

Tabla 5.40. Obtención de fuerzas cortantes totales en (t). Entrepiso 3. Dirección Y.

eje	k	x	k x	cortante directo	x_t	$k x_t$	$k x_t^2$	cortante torsión	cortante total
1y	3023	0	0	23.76	-12	-36276	435312	-4.34	28.10
2y	3023	6	18138	23.76	-6	-18138	108828	-2.17	25.93
3y	3023	12	36276	23.76	0	0	0	0.00	23.76
4y	3023	18	54414	23.76	6	18138	108828	2.17	25.93
5y	3023	24	72552	23.76	12	36276	435312	4.34	28.10
suma	15115		181380				1088280		

Tabla 5.41. Obtención de fuerzas cortantes totales en (t). Entrepiso 2. Dirección X.

eje	k	y	k y	cortante directo	y_t	$k y_t$	$k y_t^2$	cortante torsión	cortante total
1x	9181	0	0	38.475	-9	-82629	743661	-7.36	45.84
2x	9181	6	55086	38.475	-3	-27543	82629	-2.45	40.93
3x	9181	12	110172	38.475	3	27543	82629	2.45	40.93
4x	9181	18	165258	38.475	9	82629	743661	7.36	45.84
suma	36724		330516				1652580		

Tabla 5.42. Obtención de fuerzas cortantes totales en (t). Entrepiso 2. Dirección Y.

eje	k	x	k x	cortante directo	x_t	$k x_t$	$k x_t^2$	cortante torsión	cortante total
1y	4044	0	0	30.78	-12	-48528	582336	-5.77	36.55
2y	4044	6	24264	30.78	-6	-24264	145584	-2.88	33.66
3y	4044	12	48528	30.78	0	0	0	0.00	30.78
4y	4044	18	72792	30.78	6	24264	145584	2.88	33.66
5y	4044	24	97056	30.78	12	48528	582336	5.77	36.55
suma	20220		242640				1455840		

Tabla 5.43. Obtención de fuerzas cortantes totales en (t). Entrepiso 1. Dirección X.

eje	k	y	k y	cortante directo	y_t	$k y_t$	$k y_t^2$	cortante torsión	cortante total
1x	13500	0	0	43.2	-9	-121500	1093500	-7.27	50.42
2x	13500	6	81000	43.2	-3	-40500	121500	-2.42	45.62
3x	13500	12	162000	43.2	3	40500	121500	2.42	45.62
4x	13500	18	243000	43.2	9	121500	1093500	7.27	50.47
suma	54000		486000				2430000		

Tabla 5.44. Obtención de fuerzas cortantes totales en (t). Entrepiso 1. Dirección Y.

eje	k	x	k x	cortante directo	x_t	$k x_t$	$k x_t^2$	cortante torsión	cortante total
1y	7695	0	0	34.56	-12	-92340	1108080	-7.36	41.92
2y	7695	6	46170	34.56	-6	-46170	277020	-3.68	38.24
3y	7695	12	92340	34.56	0	0	0	0.00	34.56
4y	7695	18	138510	34.56	6	46170	277020	3.68	38.24
5y	7695	24	184680	34.56	12	92340	1108080	7.36	41.92
suma	38475		461700				2770200		

Como puede observarse los resultados obtenidos aplicando el método tradicional son los mismos que se obtienen con el PSD que están indicados en las páginas 35 y 36.

Solución mediante el método propuesto.

La relación de aspecto de la planta es 1.33, este valor se sustituye en las ecuaciones (5.14) y (5.15)

$$\gamma = (1.33 - 1) 0.0017 + 0.02 \quad (5.16)$$

$$\delta = (2.5 - 1.33) 0.01026 + 0.011 \quad (5.17)$$

$$\gamma = 0.02056$$

$$\delta = 0.023$$

Los valores de γ y δ se sustituyen en las ecuaciones (5.9) y (5.10), que corresponden a los marcos paralelos al eje y y eje X respectivamente.

$$FAT = 0.02056 x_i + 1.0$$

$$FAT = 0.023 y_i + 1.0$$

Para la posición de los marcos paralelos al eje Y y eje X se obtiene lo siguiente:

Tabla 5.45. Cálculo de FAT para los diferentes marcos

Marcos paralelos al eje Y		Marcos paralelos al eje X	
x_i	FAT	y_i	FAT
0	1.000	3	1.069
6	1.1233	9	1.207
12	1.2466		

Sustituyendo los valores de los FAT en las ecuaciones 4.19 se obtienen los siguientes valores de fuerza cortante total en los diferentes entrepisos.

Tabla 5.46. Cálculo de fuerzas cortantes en (t) para la dirección X.

Nivel	Marco	tipo	V d	FAT	V total
4	1X	rígido	16.88	1.207	20.37
	2X	rígido	16.88	1.069	18.04
	3X	flexible	16.88	1.069	18.04
	4X	flexible	16.88	1.207	20.37
3	1X	rígido	29.70	1.207	35.85
	2X	rígido	29.70	1.069	31.75
	3X	flexible	29.70	1.069	31.75
	4X	flexible	29.70	1.207	35.85
2	1X	flexible	38.47	1.207	46.43
	2X	flexible	38.47	1.069	41.12
	3X	rígido	38.47	1.069	41.12
	4X	rígido	38.47	1.207	46.43
1	1X	flexible	43.20	1.207	52.14
	2X	flexible	43.20	1.069	46.18
	3X	rígido	43.20	1.069	46.18
	4X	rígido	43.20	1.207	52.14

Tabla 5.47. Cálculo de fuerzas cortantes en (t) para la dirección Y.

Nivel	Marco	tipo	Vd	FATi	V total
4	1Y	rígido	13.50	1.247	16.83
	2Y	rígido	13.50	1.123	15.16
	3Y	flexible	13.50	1.000	13.50
	4Y	flexible	13.50	1.123	15.16
	5Y	flexible	13.50	1.247	16.83
3	1Y	rígido	23.76	1.247	29.62
	2Y	rígido	23.76	1.123	26.69
	3Y	flexible	23.76	1.000	23.76
	4Y	flexible	23.76	1.123	26.69
	5Y	flexible	23.76	1.247	29.63
2	1Y	rígido	30.78	1.247	38.37
	2Y	rígido	30.78	1.123	34.58
	3Y	flexible	30.78	1.000	30.78
	4Y	flexible	30.78	1.123	34.58
	5Y	flexible	30.78	1.247	38.38
1	1Y	rígido	34.56	1.247	43.08
	2Y	rígido	34.56	1.123	38.82
	3Y	flexible	34.56	1.000	34.56
	4Y	flexible	34.56	1.123	38.82
	5Y	flexible	34.56	1.247	43.10

Las tablas 5.48 y 5.49 muestran la comparación de los resultados obtenidos con el método tradicional y el método propuesto, así como el porcentaje de error en el cálculo de los cortantes totales para cada marco resistente en cada uno de los diferentes entresijos.

En las tablas mencionadas V calculado, es el valor del cortante total obtenido con el método propuesto, mientras que V total, es el obtenido con el método tradicional.

De los resultados obtenidos se observa que el porcentaje de error en el cálculo de los valores de fuerza cortante total en los marcos paralelos al eje X llega a ser de 2.57%, mientras que para los marcos paralelos al eje Y, el error máximo llega a ser de 6.90%, esto se debe a la aproximación que se hace de las rectas de las figuras 5.11 y 5.12. a través de las ecuaciones 5.14 y 5.15. También se debe a que con el método propuesto se han considerado solamente los efectos máximos debidos a torsión sísmica.

Tabla 5.48. Comparación de resultados obtenidos por ambos métodos.

Nivel	Marco	Vcalculado	V TOTAL	Vtot/Vcalc	1-Vtot/Vcalc	% error
4	1X	20.37	20.42	1.00	0.00	-0.25
	2X	18.06	18.06	1.00	0.00	0.00
	3X	18.06	18.06	1.00	0.00	0.00
	4X	20.37	20.42	1.00	0.00	-0.25
3	1X	35.85	35.52	0.99	0.01	0.91
	2X	31.78	31.63	1.00	0.00	0.47
	3X	31.78	31.63	1.00	0.00	0.47
	4X	35.85	35.52	0.99	0.01	0.91
2	1X	46.43	45.82	0.99	0.01	1.33
	2X	41.16	40.93	0.99	0.01	0.56
	3X	41.16	40.93	0.99	0.01	0.56
	4X	46.43	45.82	0.99	0.01	1.33
1	1X	52.14	50.80	0.97	0.03	2.57
	2X	46.22	45.75	0.99	0.01	1.03
	3X	46.22	45.75	0.99	0.01	1.03
	4X	52.14	50.80	0.97	0.03	2.57

Tabla 5.49. Comparación de resultados obtenidos por ambos métodos.

Nivel	Marco	Vcalculado	V TOTAL	Vtot/Vcalc	1-Vtot/Vcalc	% error
4	1Y	16.82	15.66	0.93	0.07	6.90
	2Y	15.16	14.58	0.96	0.04	3.83
	3Y	13.50	13.50	1.00	0.00	0.00
	4Y	15.16	14.58	0.96	0.04	3.83
	5Y	16.82	15.66	0.93	0.07	6.90
3	1Y	29.60	28.08	0.95	0.05	5.14
	2Y	26.68	25.92	0.97	0.03	2.85
	3Y	23.76	23.76	1.00	0.00	0.00
	4Y	26.68	25.92	0.97	0.03	2.85
	5Y	29.60	28.08	0.95	0.05	5.14
2	1Y	38.35	36.54	0.95	0.05	4.74
	2Y	34.57	33.67	0.97	0.03	2.58
	3Y	30.78	30.78	1.00	0.00	0.00
	4Y	34.57	33.67	0.97	0.03	2.58
	5Y	38.35	36.54	0.95	0.05	4.74
1	1Y	43.06	41.61	0.97	0.03	3.37
	2Y	38.81	38.09	0.98	0.02	1.87
	3Y	34.56	34.56	1.00	0.00	0.00
	4Y	38.81	38.09	0.98	0.02	1.87
	5Y	43.06	41.61	0.97	0.03	3.37

Con el método propuesto se tiene la ventaja de que solo es necesario conocer la relación de aspecto de la planta para obtener los efectos debidos a torsión. Sin embargo existe un porcentaje de error en el cálculo de fuerzas cortantes, lo cual haría que determinados elementos quedarán sobrediseñados.

El método tiene la ventaja de que puede ser usado para efectos de prediseño, y solo necesita tiempo mínimo para su aplicación.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se presentó un trabajo en el que se analizan los efectos de torsión accidental en las estructuras de edificios con masa y rigidez lateral uniformemente distribuidas.

También se comentaron algunos principios de la ingeniería sísmica, se definen los conceptos de torsión debida a excentricidad accidental y torsión debida a excentricidad estructural.

Se explicó que determinadas configuraciones estructurales pueden ser causantes de torsión, así como las posibles soluciones.

Utilizando el procedimiento simplificado de diseño para torsión sísmica se demostró que los efectos de torsión accidental se traducen en un incremento en la resistencia de los elementos resistentes.

Para estudiar los efectos de torsión accidental, se emplearon modelos de edificios de 4,6,8,10,12 y 14 niveles, con masa y rigidez lateral uniformemente distribuida, y relación de aspecto de la planta de uno. Para evaluar estos efectos se hace uso de los FAT. Los resultados de los valores de los efectos de torsión accidental no experimentan variación alguna para todos los edificios, se demuestra que los efectos de torsión accidental son independientes de las rigideces y de la altura de los edificios. Se propone una fórmula única para evaluar estos efectos que solo queda en función de la geometría de la planta estructural. Los resultados obtenidos con el método propuesto son iguales a los obtenidos con el método tradicional de análisis.

También se analizaron estructuras de edificios con plantas estructurales cuya relación de aspecto es diferente de uno. Basándose en los resultados se observa que los efectos de torsión accidental experimentan una variación de tipo lineal en cada dirección de análisis. Se propone un procedimiento para evaluar los efectos de torsión en las estructuras anteriores en que solamente es necesario conocer la relación de aspecto de la planta y el uso de dos ecuaciones.

Se hizo una comparación de los resultados obtenidos con el método propuesto y el tradicional indicándose los porcentajes de errores. Se observó que el máximo error llega a ser de 6.90% y se explica el porque de esa diferencia.

El método propuesto tiene la ventaja con respecto al tradicional de el uso de tiempo que se emplea para la elaboración de los cálculos y puede ser usado con

finés de prediseño o de diseño con el inconveniente de que algunos marcos quedaran sobrediseñados.

Por lo tanto si las rigideces laterales y las masas están uniformemente distribuidas en planta y solamente se consideran efectos debidos a excentricidad accidental y no se cuenta con un método de evaluación mas exacto, los efectos de torsión, pueden calcularse dependiendo de la relación de aspecto de la planta, utilizando los métodos anteriormente indicados.

REFERENCIAS

- Bazán E, y R Meli (1998), "Diseño sísmico de edificios", Editorial Limusa, México
- Christopher A y Reitherman R (1987), "Configuración y diseño sísmico de edificios". Editorial Limusa
- De la Llera J C y A K Chopra (1994a), "Accidental-torsion in buildings due to stiffness uncertainty", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 23,117-136
- Dowrick, D.J. Diseño de estructuras resistentes a sismos para ingenieros y arquitectos. México: Limusa, 1984
- Escobar J A y G Ayala (1998), "Yielding seismic response of code designed single storey asymmetric structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27,525-541
- Escobar J A (1997), "Relación entre rigidez y resistencia debido a criterios de diseño por torsión", *Séptimas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica y Primer Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica*, Vol I, 457-464, La Serena, Chile
- Escobar J A, R Gómez y A Páez (1999), "Evaluación de criterios de diseño por torsión", Informe para la Dirección General de Obras del Gobierno del Distrito Federal, Instituto de Ingeniería, UNAM
- NTC-1987 (1987), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, 5 de noviembre de 1987.
- NTC-1995 (1995), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, 7 de noviembre de 1994.
- NTC-2001 (2001), "Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", <http://www.smie.org.mx/articulos>, abril.
- Paulay T (1997), "Are existing seismic provisions achieving the design aims?", *Earthquake Spectra*, Vol 13, No 2, mayo, 259-279
- Pekau O A y R Guimond (1988), "Accidental torsion in yielding symmetric structures", *9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japón 1988, Vol V, V-85-V-90

RCDF-95, (1995), Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal

Starck R y Lira E (1987), "Respuesta de estructuras de concreto diseñadas de acuerdo con el RDF-87 ante sismos en la ciudad de México"

Tso W.K., (1990), "Static eccentricity concept for torsional moment estimations", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol 16, mayo, 1199-1212

Tso W K y C M Wong (1993), "An evaluation of the New Zealand Code torsional provision", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 26, No. 2, 194-207

Tso W K y C M Wong (1995), "Eurocode 8 seismic torsional provisions evaluation", *Journal of European Earthquake Engineering*, 1, 23-33

APÉNDICE A

RESULTADOS DE LOS EDIFICIOS DE 6,8,10,12 Y 14 PISOS

A.1 EDIFICIO DE 6 PISOS

En la figura A.1, se muestra la planta estructural para el edificio estudiado.

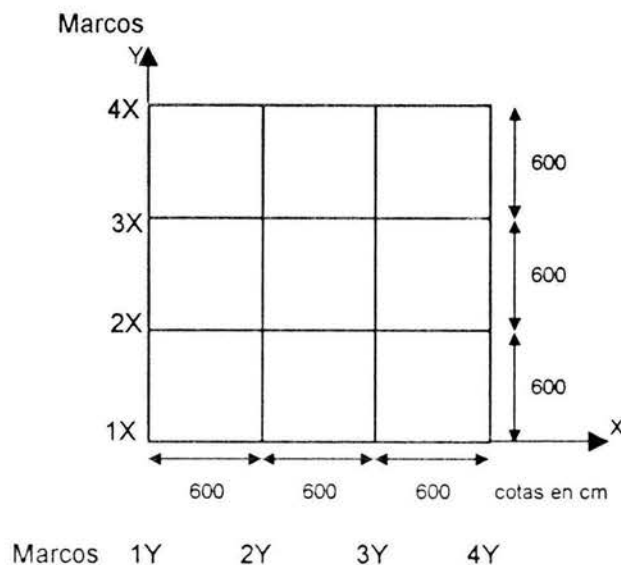


Figura A.1. Distribución en planta de los marcos de un edificio simétrico de 6 pisos rígido.

En la tabla A.1, se presentan los resultados correspondientes al análisis sísmico estático del edificio que son iguales para las direcciones X y Y.

Tabla A.1. Análisis sísmico estático, edificio de 6 pisos, dirección X y Y

Nivel	W_i (t)	h_i (m)	$W_i h_i$	P_i (t)	V_i (t)
6	324	18.5	5994	54.49	54.49
5	324	15.5	5022	45.65	100.15
4	324	12.50	4050	36.82	136.96
3	324	9.50	3078	27.98	164.95
2	324	6.50	2106	19.15	184.09
1	324	3.50	1134	10.31	194.40
suma	1944		21384		

En la tabla A.2, se presentan los valores de las fuerzas y fuerzas cortantes en los marcos del edificio de 6 pisos en las direcciones X y Y.

Tabla A.2. Cálculo de fuerzas cortantes en (t), dirección X y Y. Edificio de 6 pisos.

Entrepiso	F1X	F2X	F3X	F4X	V1X	V2X	V3X	V4X	V total	fuerza
6	13.62	13.62	13.62	13.62	13.62	13.62	13.62	13.62	54.48	54.48
5	11.66	11.66	11.66	11.66	25.28	25.28	25.28	25.28	101.12	46.64
4	9.21	9.21	9.21	9.21	34.49	34.49	34.49	34.49	137.96	36.84
3	6.99	6.99	6.99	6.99	41.48	41.48	41.48	41.48	165.92	27.96
2	4.79	4.79	4.79	4.79	46.27	46.27	46.27	46.27	185.08	19.16
1	2.58	2.58	2.58	2.58	48.85	48.85	48.85	48.85	195.40	10.32

Las coordenadas del centro de cortantes y_{cc} , x_{cc} y del centro de torsión y_{ct} , x_{ct} en todos los pisos se localizan en el centro geométrico de la planta estructural.

La posición del CM que es igual al CT en todos los pisos del edificio se localiza a partir del origen a 9 m en la dirección X y 9 m en la dirección Y.

Utilizando las ecuaciones $e_{sx} = y_{cc} - y_{ct}$ y $e_{sy} = x_{cc} - x_{ct}$ y las ecuaciones $e_1 = \frac{e_{sx}}{b}$ y $e_2 = \frac{e_{sy}}{b}$ se obtienen la excentricidad estructural y normalizada respectivamente.

Se emplea la ecuación $\rho = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{k_\theta}{\sum k_i}}$ para obtener el radio de giro normalizado indicado en la tabla A.3.

Tabla A.3. Cálculo de excentricidades y radio de giro. Edificio de 6 pisos.

Nivel	e_{sx}	e_{sy}	e_1	e_2	δ rel X	δ rel Y	ρ_x	ρ_y	ρ_x^2	ρ_y^2
6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0023	0.0023	0.527	0.527	0.278	0.278
5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00382	0.00382	0.527	0.527	0.278	0.278
4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00516	0.00516	0.527	0.527	0.278	0.278
3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00546	0.00546	0.527	0.527	0.278	0.278
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00542	0.00542	0.527	0.527	0.278	0.278
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00386	0.00386	0.527	0.527	0.278	0.278

En la tabla A.4 se utilizan las ecuaciones $FAT_i = 1 + \frac{\xi_i}{\rho^2} (0.1 - e)$ y $V_i = FAT_i (V_{di})$, para obtener los valores de fuerza cortante, que son iguales en las direcciones X y Y

Tabla A.4. Cortantes en los elementos resistentes en (t). Dirección X y Y

Nivel	Marco	tipo	ξ	Vd	FAT i	V total
6	1x	rígido	0.500	13.62	1.18	16.07
	2x	rígido	0.167	13.62	1.06	14.44
	3x	flexible	0.167	13.62	1.06	14.44
	4x	flexible	0.500	13.62	1.18	16.07
5	1x	rígido	0.500	25.28	1.18	29.83
	2x	rígido	0.167	25.28	1.06	26.80
	3x	flexible	0.167	25.28	1.06	26.80
	4x	flexible	0.500	25.28	1.18	29.83
4	1x	rígido	0.500	34.49	1.18	40.70
	2x	rígido	0.167	34.49	1.06	36.56
	3x	flexible	0.167	34.49	1.06	36.56
	4x	flexible	0.500	34.49	1.18	40.70
3	1x	rígido	0.500	41.48	1.18	48.95
	2x	rígido	0.167	41.48	1.06	43.97
	3x	flexible	0.167	41.48	1.06	43.97
	4x	flexible	0.500	41.48	1.18	48.95
2	1x	rígido	0.500	46.27	1.18	54.60
	2x	rígido	0.167	46.27	1.06	49.05
	3x	flexible	0.167	46.27	1.06	49.05
	4x	flexible	0.500	46.27	1.18	54.60
1	1x	rígido	0.500	48.85	1.18	57.64
	2x	rígido	0.167	48.85	1.06	51.78
	3x	flexible	0.167	48.85	1.06	51.78
	4x	flexible	0.500	48.85	1.18	57.64

A.2 EDIFICIO DE 8 PISOS

En la figura A.2, se muestra la planta estructural para el edificio estudiado.

En la tabla A.5, se presentan los resultados correspondientes al análisis sísmico estático del edificio que son iguales para las direcciones X y Y.

Tabla A.5. Análisis sísmico estático, edificio de 8 pisos, dirección X y Y.

Nivel	Wi (t)	hi (m)	Wi hi	Pi (t)	Vi (t)
8	324	24.5	7938	56.70	56.70
7	324	21.5	6966	49.76	106.46
6	324	18.5	5994	42.81	149.27
5	324	15.5	5022	35.87	185.14
4	324	12.50	4050	28.93	214.07
3	324	9.50	3078	21.99	236.06
2	324	6.50	2106	15.04	251.10
1	324	3.50	1134	8.10	259.20
Suma	2592		36288		

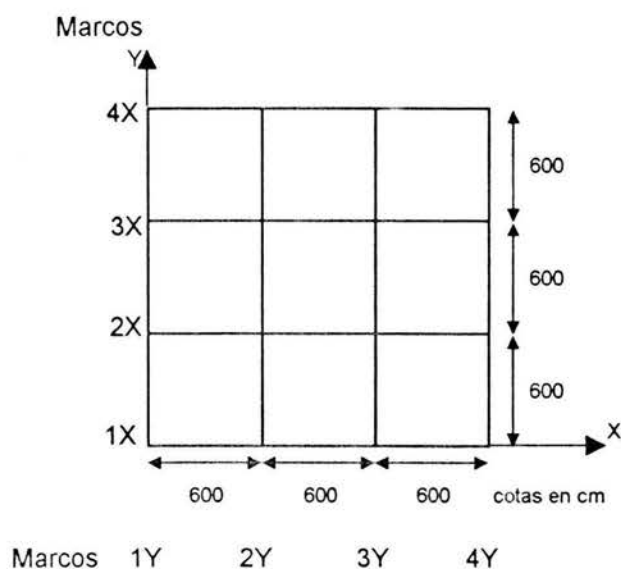


Figura A.2. Distribución en planta de los marcos de un edificio simétrico de 8 pisos rígido.

En la tabla A.6 se presentan los valores de las fuerzas y fuerzas cortantes en los marcos del edificio de 8 pisos en las direcciones X y Y.

Tabla A.6. Cálculo de fuerzas cortantes en (t), dirección X y Y. Edificio de 8 pisos.

Entrepiso	F1X	F2X	F3X	F4X	V1X	V2X	V3X	V4X	V total	fuerza
8	14.18	14.18	14.18	14.18	14.18	14.18	14.18	14.18	56.70	56.70
7	12.44	12.44	12.44	12.44	26.61	26.61	26.61	26.61	106.46	49.76
6	10.70	10.70	10.70	10.70	37.32	37.32	37.32	37.32	149.27	42.81
5	8.97	8.97	8.97	8.97	46.29	46.29	46.29	46.29	185.14	35.87
4	7.23	7.23	7.23	7.23	53.52	53.52	53.52	53.52	214.07	28.93
3	5.50	5.50	5.50	5.50	59.01	59.01	59.01	59.01	236.06	21.99
2	3.76	3.76	3.76	3.76	62.78	62.78	62.78	62.78	251.10	15.04
1	2.03	2.03	2.03	2.03	64.80	64.80	64.80	64.80	259.20	8.10

Las coordenadas del centro de cortantes y_{cc} , x_{cc} y del centro de torsión y_{ct} , x_{ct} en todos los pisos se localizan en el centro geométrico de la planta estructural.

La posición del CM que es igual al CT en todos los pisos del edificio se localiza a partir del origen a 9 m en la dirección X y 9 m en la dirección Y.

Utilizando las ecuaciones $e_{sx} = y_{cc} - y_{ct}$ y $e_{sy} = x_{cc} - x_{ct}$ y las ecuaciones $e_1 = \frac{e_{sx}}{b}$

y $e_2 = \frac{e_{sy}}{b}$ se obtienen la excentricidad estructural y normalizada respectivamente.

Se emplea la ecuación $\rho = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{k_{\theta}}{\sum k_i}}$ para obtener el radio de giro normalizado indicado en la tabla A.7

Tabla A.7. Cálculo de excentricidades y radio de giro. Edificio de 8 pisos.

Nivel	e _{sx}	e _{sy}	e ₁	e ₂	δ rel X	δ rel Y	ρ _x	ρ _y	ρ _x ²	ρ _y ²
8	0	0	0	0	0.00171	0.00171	0.527	0.527	0.278	0.278
7	0	0	0	0	0.00246	0.00246	0.527	0.527	0.278	0.278
6	0	0	0	0	0.00294	0.00294	0.527	0.527	0.278	0.278
5	0	0	0	0	0.00232	0.00232	0.527	0.527	0.278	0.278
4	0	0	0	0	0.00325	0.00325	0.527	0.527	0.278	0.278
3	0	0	0	0	0.00291	0.00291	0.527	0.527	0.278	0.278
2	0	0	0	0	0.00231	0.00231	0.527	0.527	0.278	0.278
1	0	0	0	0	0.00122	0.00122	0.527	0.527	0.278	0.278

Tabla A.8. Cortantes en los elementos resistentes. Dirección X y Y

Nivel	Marco	tipo	ξ	Vd	FAT i	V total
8	1X	rígido	0.50	14.18	1.18	16.73
	2X	rígido	0.17	14.18	1.06	15.03
	3X	flexible	0.17	14.18	1.06	15.03
	4X	flexible	0.50	14.18	1.18	16.73
7	1X	rígido	0.50	26.61	1.18	31.40
	2X	rígido	0.17	26.61	1.06	28.21
	3X	flexible	0.17	26.61	1.06	28.21
	4X	flexible	0.50	26.61	1.18	31.40
6	1X	rígido	0.50	37.32	1.18	44.04
	2X	rígido	0.17	37.32	1.06	39.56
	3X	flexible	0.17	37.32	1.06	39.56
	4X	flexible	0.50	37.32	1.18	44.04
5	1X	rígido	0.50	46.29	1.18	54.62
	2X	rígido	0.17	46.29	1.06	49.06
	3X	flexible	0.17	46.29	1.06	49.06
	4X	flexible	0.50	46.29	1.18	54.62
4	1X	rígido	0.50	53.52	1.18	63.15
	2X	rígido	0.17	53.52	1.06	56.73
	3X	flexible	0.17	53.52	1.06	56.73
	4X	flexible	0.50	53.52	1.18	63.15
3	1X	rígido	0.50	59.01	1.18	69.64
	2X	rígido	0.17	59.01	1.06	62.56
	3X	flexible	0.17	59.01	1.06	62.56
	4X	flexible	0.50	59.01	1.18	69.64
2	1X	rígido	0.50	62.78	1.18	74.07
	2X	rígido	0.17	62.78	1.06	66.54
	3X	flexible	0.17	62.78	1.06	66.54
	4X	flexible	0.50	62.78	1.18	74.07
1	1X	rígido	0.50	64.80	1.18	76.46
	2X	rígido	0.17	64.80	1.06	68.69
	3X	flexible	0.17	64.80	1.06	68.69
	4X	flexible	0.50	64.80	1.18	76.46

En la tabla A.8 se utilizan las ecuaciones $FAT_i = 1 + \frac{\xi_i}{\rho^2} (0.1 - e)$ y $V_i = FAT_i (V_{di})$ para obtener los valores de fuerza cortante, que son iguales en las direcciones X y Y.

A.3 EDIFICIO DE 10 PISOS

En la figura A.3, se muestra la planta estructural para el edificio estudiado.

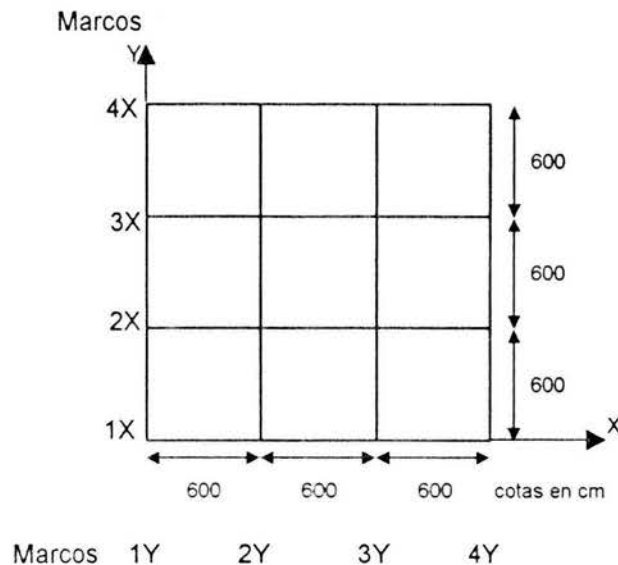


Figura A.3. Distribución en planta de los marcos de un edificio simétrico de 10 pisos rígido.

En la tabla A.9, se presentan los resultados correspondientes al análisis sísmico estático del edificio, que son iguales para las direcciones X y Y.

En la tabla A.10 se presentan los valores de las fuerzas y fuerzas cortantes en los marcos del edificio de 10 pisos en las direcciones X y Y.

Las coordenadas del centro de cortantes y_{cc} , x_{cc} y del centro de torsión y_{ct} , x_{ct} en todos los pisos se localizan en el centro geométrico de la planta estructural.

La posición del CM que es igual al CT en todos los pisos del edificio se localiza a partir del origen a 9 m en la dirección X y 9 m en la dirección Y.

Utilizando las ecuaciones $e_{sx} = y_{cc} - y_{ct}$ y $e_{sy} = x_{cc} - x_{ct}$ y las ecuaciones $e_i = \frac{e_{sx}}{b}$

y $e_2 = \frac{e_{sy}}{b}$ se obtienen la excentricidad estructural y normalizada respectivamente.

Tabla A.9. Análisis sísmico estático, edificio de 10 pisos, dirección X y Y.

Nivel	Wi (t)	hi (m)	Wi hi	Pi (t)	Vi (t)
10	324	30.50	9882	58.13	58.13
9	324	27.50	8910	52.41	110.54
8	324	24.50	7938	46.69	157.24
7	324	21.50	6966	40.98	198.21
6	324	18.50	5994	35.26	233.47
5	324	15.50	5022	29.54	263.01
4	324	12.50	4050	23.82	286.84
3	324	9.50	3078	18.11	304.94
2	324	6.50	2106	12.39	317.33
1	324	3.50	1134	6.67	324.00
Suma	3240		55080		

Tabla A.10. Cálculo de fuerzas cortantes, dirección X y Y. Edificio de 10 pisos.

Entrepiso	F1X	F2X	F3X	F4X	V1X	V2X	V3X	V4X	V total	Fuerza
10	14.53	14.53	14.53	14.53	14.53	14.53	14.53	14.53	58.12	58.12
9	13.10	13.10	13.10	13.10	27.63	27.63	27.63	27.63	110.54	52.42
8	11.67	11.67	11.67	11.67	39.31	39.31	39.31	39.31	157.22	46.68
7	10.24	10.24	10.24	10.24	49.55	49.55	49.55	49.55	198.19	40.97
6	8.81	8.81	8.81	8.81	58.36	58.36	58.36	58.36	233.44	35.25
5	7.39	7.39	7.39	7.39	65.75	65.75	65.75	65.75	262.98	29.54
4	5.96	5.96	5.96	5.96	71.70	71.70	71.70	71.70	286.80	23.82
3	4.52	4.52	4.52	4.52	76.23	76.23	76.23	76.23	304.90	18.10
2	3.10	3.10	3.10	3.10	79.32	79.32	79.32	79.32	317.28	12.38
1	1.66	1.66	1.66	1.66	80.98	80.98	80.98	80.98	323.92	6.64

Tabla A.11. Cálculo de excentricidades y radio de giro. Edificio de 10 pisos.

Nivel	e_{sx}	e_{sy}	e_1	e_2	δ rel X	δ rel Y	ρ_x	ρ_y	ρ_x^2	ρ_y^2
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.001230	0.00123	0.527	0.527	0.278	0.278
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.001770	0.00177	0.527	0.527	0.278	0.278
8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.002390	0.00239	0.527	0.527	0.278	0.278
7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.002770	0.00277	0.527	0.527	0.278	0.278
6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.003020	0.00302	0.527	0.527	0.278	0.278
5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.003160	0.00316	0.527	0.527	0.278	0.278
4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.003030	0.00303	0.527	0.527	0.278	0.278
3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.003390	0.00339	0.527	0.527	0.278	0.278
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.002170	0.00217	0.527	0.527	0.278	0.278
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.001140	0.00114	0.527	0.527	0.278	0.278

Se emplea la ecuación $\rho = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{k_{\theta}}{\sum k_i}}$ para obtener el radio de giro normalizado indicado en la tabla A.11

En la tabla A.12 se usan las ecuaciones $FAT_i = 1 + \frac{\xi_i}{\rho^2} (0.1 - e)$ y $V_i = FAT_i (V_{di})$ para obtener los valores de fuerza cortante que son iguales en las direcciones X y Y.

Tabla A.12. Cortantes en los elementos resistentes en (t). Dirección X y Y.

Nivel	Marco	tipo	ξ	Vd	FAT i	V total
10	1X	rígido	0.50	14.53	1.18	17.15
	2X	rígido	0.17	14.53	1.06	15.40
	3X	flexible	0.17	14.53	1.06	15.40
	4X	flexible	0.50	14.53	1.18	17.15
9	1X	rígido	0.50	27.634	1.18	32.61
	2X	rígido	0.17	27.634	1.06	29.29
	3X	flexible	0.17	27.634	1.18	32.61
	4X	flexible	0.50	27.634	1.06	29.29
8	1X	flexible	0.50	39.305	1.18	46.38
	2X	flexible	0.17	39.305	1.06	41.66
	3X	rígido	0.17	39.305	1.18	46.38
	4X	rígido	0.50	39.305	1.06	41.66
7	1X	flexible	0.50	49.547	1.18	58.47
	2X	flexible	0.17	49.547	1.06	52.52
	3X	rígido	0.17	49.547	1.18	58.47
	4X	rígido	0.50	49.547	1.06	52.52
6	1X	flexible	0.50	58.36	1.18	68.86
	2X	flexible	0.17	58.36	1.06	61.86
	3X	rígido	0.17	58.36	1.18	68.86
	4X	rígido	0.50	58.36	1.06	61.86
5	1X	flexible	0.50	65.75	1.18	77.58
	2X	flexible	0.17	65.75	1.06	69.69
	3X	rígido	0.17	65.75	1.18	77.58
	4X	rígido	0.50	65.75	1.06	69.69
4	1X	flexible	0.50	71.70	1.18	84.61
	2X	flexible	0.17	71.70	1.06	76.00
	3X	rígido	0.17	71.70	1.18	84.61
	4X	rígido	0.50	71.70	1.06	76.00
3	1X	flexible	0.50	76.23	1.18	89.95
	2X	flexible	0.17	76.23	1.06	80.80
	3X	rígido	0.17	76.23	1.18	89.95
	4X	rígido	0.50	76.23	1.06	80.80
2	1X	flexible	0.50	79.32	1.18	93.60
	2X	flexible	0.17	79.32	1.06	84.08
	3X	rígido	0.17	79.32	1.18	93.60
	4X	rígido	0.50	79.32	1.06	84.08
1	1X	flexible	0.50	80.98	1.18	95.56
	2X	flexible	0.17	80.98	1.06	85.84
	3X	rígido	0.17	80.98	1.18	95.56
	4X	rígido	0.50	80.98	1.06	85.84

A.4 EDIFICIO DE 12 PISOS

En la figura A.4, se muestra la planta estructural para el edificio estudiado.

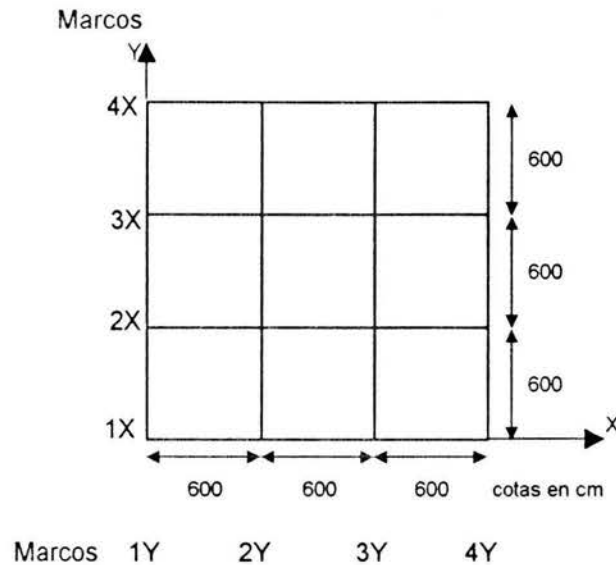


Figura A.4. Distribución en planta de los marcos de un edificio simétrico de 12 pisos rígido.

En la tabla A.13, se presentan los resultados correspondientes al análisis sísmico estático del edificio, que son iguales para las direcciones X y Y.

En la tabla A.14 se presentan los valores de fuerza y fuerza cortante en los marcos del edificio de 12 pisos

Las coordenadas del centro de cortantes y_{cc} , x_{cc} y del centro de torsión y_{ct} , x_{ct} en todos los pisos se localizan en el centro geométrico de la planta estructural.

La posición del CM que es igual al CT en todos los pisos del edificio se localiza a partir del origen a 9 m en la dirección X y 9 m en la dirección Y.

Utilizando las ecuaciones $e_{sx} = y_{cc} - y_{ct}$ y $e_{sy} = x_{cc} - x_{ct}$ y las ecuaciones $e_1 = \frac{e_{sx}}{b}$

y $e_2 = \frac{e_{sy}}{b}$ se obtienen la excentricidad estructural y normalizada respectivamente.

Se emplea la ecuación $\rho = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{k_\theta}{\sum k_i}}$ para obtener el radio de giro normalizado indicado en la tabla A.15

En la tabla A.16 se usan las ecuaciones $FAT_i = 1 + \frac{\xi_i}{\rho^2}(0.1 - e)$ y $V_i = FAT_i(V_{di})$ para obtener los valores de fuerza cortante, que son iguales en las direcciones X y Y.

Tabla A.13. Análisis sísmico estático, edificio de 12 pisos, dirección X y Y.

Nivel	Wi (t)	hi(m)	Wi*hi	Pi (t)	Vi (t)
12	324	36.5	11826	69.56	69.56
11	324	33.5	10854	63.85	133.41
10	324	30.5	9882	58.13	191.54
9	324	27.5	8910	52.41	243.95
8	324	24.5	7938	46.69	290.64
7	324	21.5	6966	40.98	331.62
6	324	18.5	5994	35.26	366.88
5	324	15.5	5022	29.54	396.42
4	324	12.50	4050	23.82	420.24
3	324	9.50	3078	18.11	438.35
2	324	6.50	2106	12.39	450.74
1	324	3.50	1134	6.67	457.41
Suma	3240		55080		

Tabla A.14. Cálculos de fuerzas cortantes para la dirección X, edificio de 12 pisos.

Entrepiso	F1X	F2X	F3X	F4X	V1X	V2X	V3X	V4X	V total	fuerza
12	17.39	17.39	17.39	17.39	17.39	17.39	17.39	17.39	69.56	69.56
11	15.96	15.96	15.96	15.96	33.35	33.35	33.35	33.35	133.40	63.84
10	14.53	14.53	14.53	14.53	47.88	47.88	47.88	47.88	191.52	58.12
9	13.60	13.60	13.60	13.60	61.48	61.48	61.48	61.48	245.93	54.41
8	11.67	11.67	11.67	11.67	73.16	73.16	73.16	73.16	292.62	46.69
7	10.24	10.24	10.24	10.24	83.39	83.39	83.39	83.39	333.56	40.94
6	8.82	8.82	8.82	8.82	92.21	92.21	92.21	92.21	368.83	35.27
5	7.39	7.39	7.39	7.39	99.60	99.60	99.60	99.60	398.38	29.55
4	5.96	5.96	5.96	5.96	105.55	105.55	105.55	105.55	422.20	23.82
3	4.52	4.52	4.52	4.52	110.07	110.07	110.07	110.07	440.28	18.08
2	3.10	3.10	3.10	3.10	113.17	113.17	113.17	113.17	452.68	12.40
1	1.66	1.66	1.66	1.66	114.83	114.83	114.83	114.83	459.32	6.64

Tabla A.15. Cálculo de excentricidades y radio de giro, edificio de 12 pisos.

Nivel	e _{sx}	e _{sy}	e ₁	e ₂	δ rel X	δ rel Y	ρ _x	ρ _y	ρ _x ²	ρ _y ²
12	0	0	0	0	0.00114	0.00114	0.527	0.527	0.278	0.278
11	0	0	0	0	0.00155	0.00155	0.527	0.527	0.278	0.278
10	0	0	0	0	0.00205	0.00205	0.527	0.527	0.278	0.278
9	0	0	0	0	0.00247	0.00247	0.527	0.527	0.278	0.278
8	0	0	0	0	0.00286	0.00286	0.527	0.527	0.278	0.278
7	0	0	0	0	0.00317	0.00317	0.527	0.527	0.278	0.278
6	0	0	0	0	0.00334	0.00334	0.527	0.527	0.278	0.278
5	0	0	0	0	0.00341	0.00341	0.527	0.527	0.278	0.278
4	0	0	0	0	0.00328	0.00328	0.527	0.527	0.278	0.278
3	0	0	0	0	0.00292	0.00292	0.527	0.527	0.278	0.278
2	0	0	0	0	0.00229	0.00229	0.527	0.527	0.278	0.278
1	0	0	0	0	0.00121	0.00121	0.527	0.527	0.278	0.278

Tabla A.16. Cortantes en lo elementos resistentes en (t), dirección X y Y.

Nivel	Marco	tipo	ξ	Vd	FAT i	V total
12	1X	rígido	0.50	17.39	1.18	20.52
	2X	rígido	0.17	17.39	1.06	18.43
	3X	flexible	0.17	17.39	1.06	18.43
	4X	flexible	0.50	17.39	1.18	20.52
11	1X	rígido	0.50	33.35	1.18	39.35
	2X	rígido	0.17	33.35	1.06	35.35
	3X	flexible	0.17	33.35	1.06	35.35
	4X	flexible	0.50	33.35	1.18	39.35
10	1X	rígido	0.50	47.88	1.18	56.50
	2X	rígido	0.17	47.88	1.06	50.75
	3X	flexible	0.17	47.88	1.06	50.75
	4X	flexible	0.50	47.88	1.18	56.50
9	1X	rígido	0.50	61.48	1.18	72.55
	2X	rígido	0.17	61.48	1.06	65.17
	3X	flexible	0.17	61.48	1.06	65.17
	4X	flexible	0.50	61.48	1.18	72.55
8	1X	rígido	0.50	73.16	1.18	86.32
	2X	rígido	0.17	73.16	1.06	77.54
	3X	flexible	0.17	73.16	1.06	77.54
	4X	flexible	0.50	73.16	1.18	86.32
7	1X	rígido	0.50	83.39	1.18	98.40
	2X	rígido	0.17	83.39	1.06	88.39
	3X	flexible	0.17	83.39	1.06	88.39
	4X	flexible	0.50	83.39	1.18	98.40
6	1X	rígido	0.50	92.21	1.18	108.81
	2X	rígido	0.17	92.21	1.06	97.74
	3X	flexible	0.17	92.21	1.06	97.74
	4X	flexible	0.50	92.21	1.18	108.81
5	1X	rígido	0.50	99.60	1.18	117.52
	2X	rígido	0.17	99.60	1.06	105.57
	3X	flexible	0.17	99.60	1.06	105.57
	4X	flexible	0.50	99.60	1.18	117.52
4	1X	rígido	0.50	105.55	1.18	124.55
	2X	rígido	0.17	105.55	1.06	111.88
	3X	flexible	0.17	105.55	1.06	111.88
	4X	flexible	0.50	105.55	1.18	124.55
3	1X	rígido	0.50	110.07	1.18	129.88
	2X	rígido	0.17	110.07	1.06	116.67
	3X	flexible	0.17	110.07	1.06	116.67
	4X	flexible	0.50	110.07	1.18	129.88
2	1X	rígido	0.50	113.17	1.18	133.54
	2X	rígido	0.17	113.17	1.06	119.96
	3X	flexible	0.17	113.17	1.18	133.54
	4X	flexible	0.50	113.17	1.06	119.96
1	1X	rígido	0.50	114.83	1.18	135.50
	2X	rígido	0.17	114.83	1.06	121.72
	3X	flexible	0.17	114.83	1.06	121.72
	4X	flexible	0.50	114.83	1.18	135.50

A.5 EDIFICIO DE 14 PISOS

En la figura A.5, se muestra la planta estructural para el edificio estudiado.

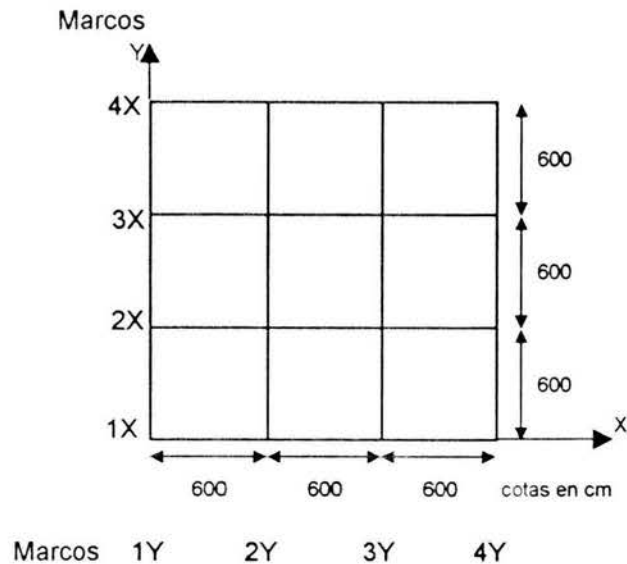


Figura A.5. Distribución en planta de los marcos de un edificio simétrico de 12 pisos rígido.

En la tabla A.17, se presentan los resultados correspondientes al análisis sísmico estático del edificio, que son iguales para las direcciones X y Y.

Tabla A.17. Análisis sísmico estático, edificio de 14 pisos, dirección X y Y.

NIVEL	W_i (ton)	h_i (m)	$W_i \cdot h_i$	P_i	V_i
14	324	42.5	13770	59.87	59.87
13	324	39.5	12798	55.64	115.51
12	324	36.5	11826	51.42	166.93
11	324	33.5	10854	47.19	214.12
10	324	30.5	9882	42.97	257.09
9	324	27.5	8910	38.74	295.83
8	324	24.5	7938	34.51	330.34
7	324	21.5	6966	30.29	360.63
6	324	18.5	5994	26.06	386.69
5	324	15.5	5022	21.83	408.52
4	324	12.50	4050	17.61	426.13
3	324	9.50	3078	13.38	439.51
2	324	6.50	2106	9.16	448.67
1	324	3.50	1134	4.93	453.60
suma	4536		104328		

En la tabla A.18 se presentan los valores de las fuerzas y fuerzas cortantes en los marcos del edificio de 14 pisos en las direcciones X y Y.

Tabla A.18. Cálculo de fuerzas cortantes en (t), dirección X y Y. Edificio de 14 pisos.

Entrepiso	F1X	F2X	F3X	F4X	V1X	V2X	V3X	V4X	V Total	Fuerza
14	14.97	14.97	14.97	14.97	14.97	14.97	14.97	14.97	59.86	59.86
13	13.91	13.91	13.91	13.91	28.88	28.88	28.88	28.88	115.50	55.64
12	12.85	12.85	12.85	12.85	41.73	41.73	41.73	41.73	166.91	51.41
11	11.80	11.80	11.80	11.80	53.53	53.53	53.53	53.53	214.10	47.19
10	10.74	10.74	10.74	10.74	64.27	64.27	64.27	64.27	257.06	42.96
9	9.68	9.68	9.68	9.68	73.95	73.95	73.95	73.95	295.79	38.73
8	8.63	8.63	8.63	8.63	82.58	82.58	82.58	82.58	330.30	34.51
7	7.57	7.57	7.57	7.57	90.15	90.15	90.15	90.15	360.58	30.28
6	6.85	6.85	6.85	6.85	96.99	96.99	96.99	96.99	387.96	27.38
5	5.12	5.12	5.12	5.12	102.11	102.11	102.11	102.11	408.44	20.48
4	4.40	4.40	4.40	4.40	106.51	106.51	106.51	106.51	426.06	17.62
3	3.35	3.35	3.35	3.35	109.86	109.86	109.86	109.86	439.44	13.38
2	2.29	2.29	2.29	2.29	112.15	112.15	112.15	112.15	448.60	9.16
1	1.23	1.23	1.23	1.23	113.38	113.38	113.38	113.38	453.52	4.92

Las coordenadas del centro de cortantes y_{cc} , x_{cc} y del centro de torsión y_{ct} , x_{ct} en todos los pisos se localizan en el centro geométrico de la planta estructural.

La posición del CM que es igual al CT en todos los pisos del edificio se localiza a partir del origen a 9 m en la dirección X y 9 m en la dirección Y.

Utilizando las ecuaciones $e_{sx} = y_{cc} - y_{ct}$ y $e_{sy} = x_{cc} - x_{ct}$ y las ecuaciones $e_1 = \frac{e_{sx}}{b}$

y $e_2 = \frac{e_{sy}}{b}$ se obtienen la excentricidad estructural y normalizada respectivamente.

Se emplea la ecuación $\rho = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{k_0}{\sum k_i}}$ para obtener el radio de giro normalizado.

indicado en la tabla A.19.

Tabla A.19. Cálculo de excentricidades y radio de giro, edificio de 14 pisos.

Nivel	e_{sx}	e_{sy}	e_1	e_2	$\delta \text{ rel X}$	$\delta \text{ rel Y}$	ρx	ρy	ρx^2	ρy^2
14	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00059	0.00059	0.527	0.527	0.278	0.278
13	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00078	0.00078	0.527	0.527	0.278	0.278
12	0.0	0.0	0.0	0.0	0.001	0.001	0.527	0.527	0.278	0.278
11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00122	0.00122	0.527	0.527	0.278	0.278
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00142	0.00142	0.527	0.527	0.278	0.278
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00159	0.00159	0.527	0.527	0.278	0.278
8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00173	0.00173	0.527	0.527	0.278	0.278
7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00184	0.00184	0.527	0.527	0.278	0.278
6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00187	0.00187	0.527	0.527	0.278	0.278
5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00185	0.00185	0.527	0.527	0.278	0.278
4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00174	0.00174	0.527	0.527	0.278	0.278
3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00151	0.00151	0.527	0.527	0.278	0.278
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0011	0.0011	0.527	0.527	0.278	0.278
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000604	0.0006	0.527	0.527	0.278	0.278

Tabla A.20. Cortantes en los elementos resistentes. Dirección X y Y

Nivel	Marco	tipo	ξ	Vd	FAT i	V total
14	1X	flexible	0.50	14.97	1.18	17.66
	2X	flexible	0.17	14.97	1.06	15.86
	3X	rígido	0.17	14.97	1.06	15.86
	4X	rígido	0.50	14.97	1.18	17.66
13	1X	flexible	0.50	28.88	1.18	34.07
	2X	flexible	0.17	28.88	1.06	30.61
	3X	rígido	0.17	28.88	1.06	30.61
	4X	rígido	0.50	28.88	1.18	34.07
12	1X	flexible	0.50	41.73	1.18	49.24
	2X	flexible	0.17	41.73	1.06	44.23
	3X	rígido	0.17	41.73	1.06	44.23
	4X	rígido	0.50	41.73	1.18	49.24
11	1X	flexible	0.50	53.53	1.18	63.16
	2X	flexible	0.17	53.53	1.06	56.74
	3X	rígido	0.17	53.53	1.06	56.74
	4X	rígido	0.50	53.53	1.18	63.16
10	1X	flexible	0.50	64.27	1.18	75.83
	2X	flexible	0.17	64.27	1.06	68.12
	3X	rígido	0.17	64.27	1.06	68.12
	4X	rígido	0.50	64.27	1.18	75.83
9	1X	flexible	0.50	73.95	1.18	87.26
	2X	flexible	0.17	73.95	1.06	78.38
	3X	rígido	0.17	73.95	1.06	78.38
	4X	rígido	0.50	73.95	1.18	87.26
8	1X	flexible	0.50	82.58	1.18	97.44
	2X	flexible	0.17	82.58	1.06	87.53
	3X	rígido	0.17	82.58	1.06	87.53
	4X	rígido	0.50	82.58	1.18	97.44
7	1X	flexible	0.50	90.15	1.18	106.37
	2X	flexible	0.17	90.15	1.06	95.55
	3X	rígido	0.17	90.15	1.06	95.55
	4X	rígido	0.50	90.15	1.18	106.37
6	1X	flexible	0.50	96.99	1.18	114.45
	2X	flexible	0.17	96.99	1.06	102.81
	3X	rígido	0.17	96.99	1.06	102.81
	4X	rígido	0.50	96.99	1.18	114.45
5	1X	flexible	0.50	102.11	1.18	120.49
	2X	flexible	0.17	102.11	1.06	108.24
	3X	rígido	0.17	102.11	1.06	108.24
	4X	rígido	0.50	102.11	1.18	120.49
4	1X	flexible	0.50	106.51	1.18	125.69
	2X	flexible	0.17	106.51	1.06	112.90
	3X	rígido	0.17	106.51	1.06	112.90
	4X	rígido	0.50	106.51	1.18	125.69
3	1X	flexible	0.50	109.86	1.18	129.63
	2X	flexible	0.17	109.86	1.06	116.45
	3X	rígido	0.17	109.86	1.06	116.45
	4X	rígido	0.5000	109.86	1.180	129.6348

Tabla A.20 (continuación). Cortantes en los elementos resistentes. Dirección X y Y

2	1X	flexible	0.50	112.15	1.18	132.34
	2X	flexible	0.17	112.15	1.06	118.88
	3X	rígido	0.17	112.15	1.06	118.88
	4X	rígido	0.50	112.15	1.18	132.34
1	1X	flexible	0.50	113.38	1.18	133.79
	2X	flexible	0.17	113.38	1.06	120.18
	3X	rígido	0.17	113.38	1.06	120.18
	4X	rígido	0.50	113.38	1.18	133.79

En la tabla A.20 se usan las ecuaciones $FAT_i = 1 + \frac{\xi_i}{\rho^2} (0.1 - e)$ y $V_i = FAT_i (V_{di})$ para obtener los valores de fuerza cortante, que son iguales en las direcciones X y Y.

Los análisis de los resultados de los edificios estudiados en este apéndice se encuentran en el punto 6.2.2 del presente trabajo.

APÉNDICE B.

ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LOS EDIFICIOS CON RELACIÓN DE ASPECTO DE 1.66, 2.0 Y 2.5

B.1 EDIFICIO DE 4 PISOS CON RELACIÓN DE ASPECTO DE 1.66

Resultados del edificio con relación de aspecto de 1.66.

Las figuras B.1 y B.2 muestran los valores de los FAT para los marcos paralelos al eje Y y al eje X respectivamente. Las figuras B.3 y B.4 muestran los valores máximos de los FAT.

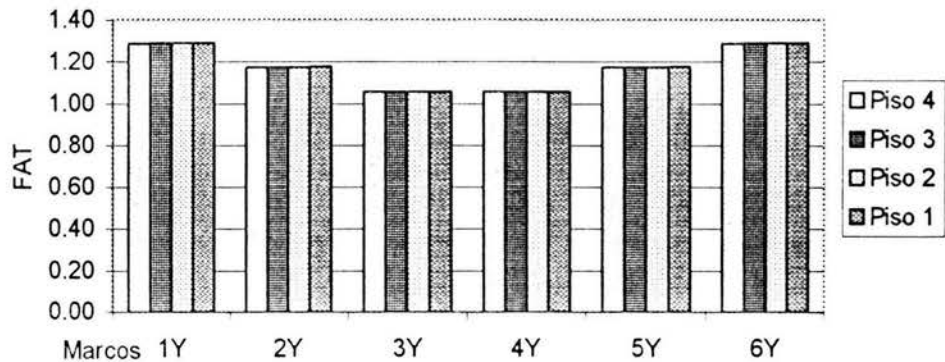


Figura B.1. Variación de los FAT en los diferentes entrepisos del edificio de 4 niveles con relación de aspecto de 1.66. Elementos paralelos al eje Y.

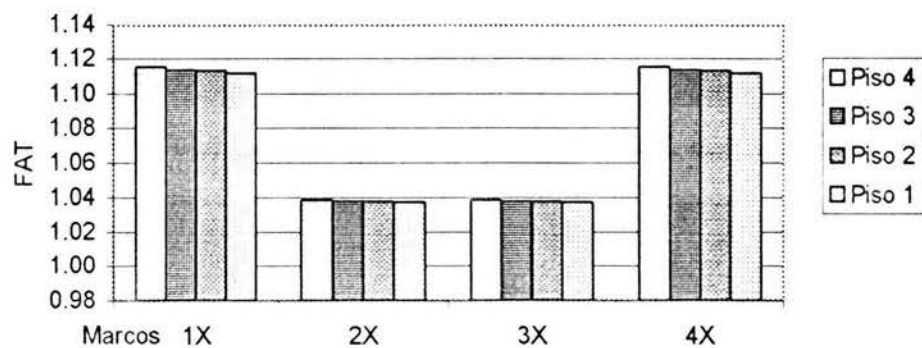


Figura B.2. Variación de los FAT en los diferentes entrepisos del edificio de 4 niveles con relación de aspecto de 1.66. Elementos paralelos al eje X.

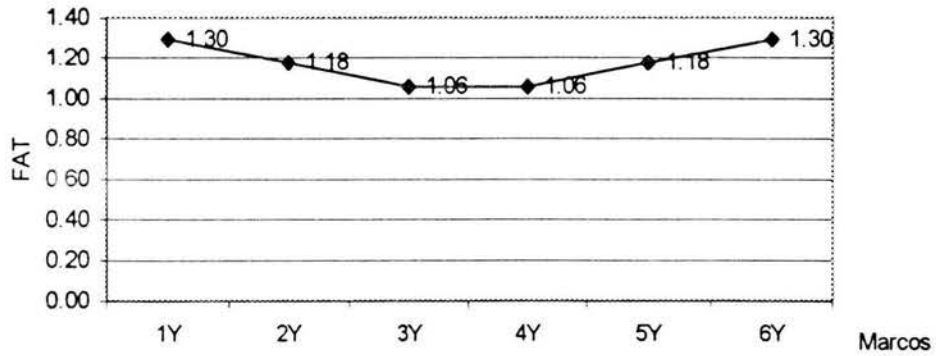


Figura B.3. Valores máximos de los FAT para los elementos resistentes paralelos al eje Y del edificio de 4 niveles con relación de aspecto 1.66.

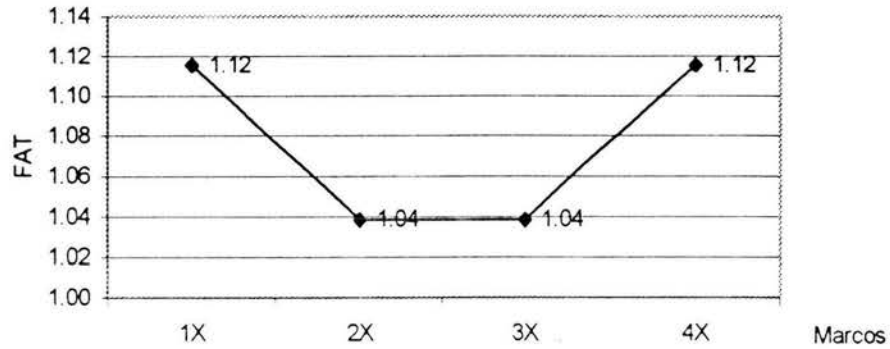
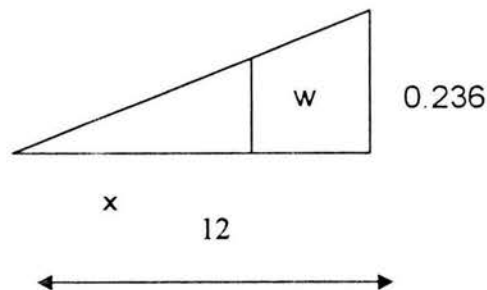


Figura B.4. Valores máximos de los FAT para los elementos resistentes paralelos al eje X del edificio de 4 niveles con relación de aspecto 1.66.

Para los elementos resistentes paralelos al eje Y se tiene que la diferencia entre los valores del FAT en los marcos 1Y y 3Y es igual 0.236, mientras que 12 es la distancia entre estos.



Las figuras B.5 y B.6 muestran los valores de los FAT para los marcos paralelos al eje Y y al eje X respectivamente. Las figuras B.7 y B.8 muestran los valores máximos de los FAT.

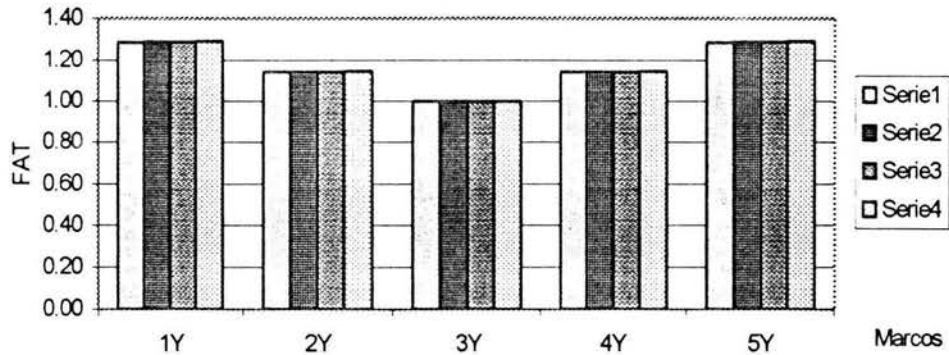


Figura B.5. Variación de los FAT en los diferentes entrepisos del edificio de 4 niveles con relación de aspecto de 2.0. Elementos paralelos al eje Y.

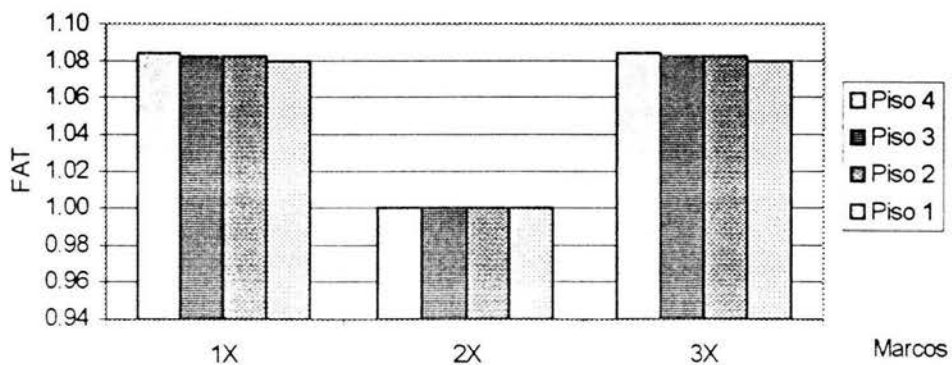
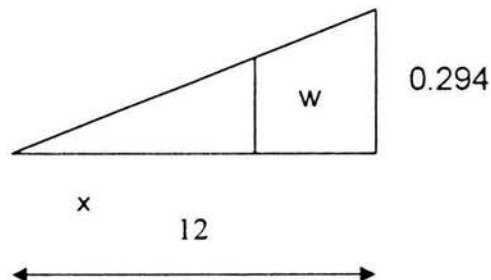


Figura B.6. Variación de los FAT en los diferentes entrepisos del edificio de 4 niveles con relación de aspecto de 2.0. Elementos paralelos al eje X.

Para los elementos resistentes paralelos al eje Y se tiene que la diferencia entre los valores del FAT en los marcos 1Y y 3Y es igual 0.294 y, 12 es la distancia entre estos elementos.



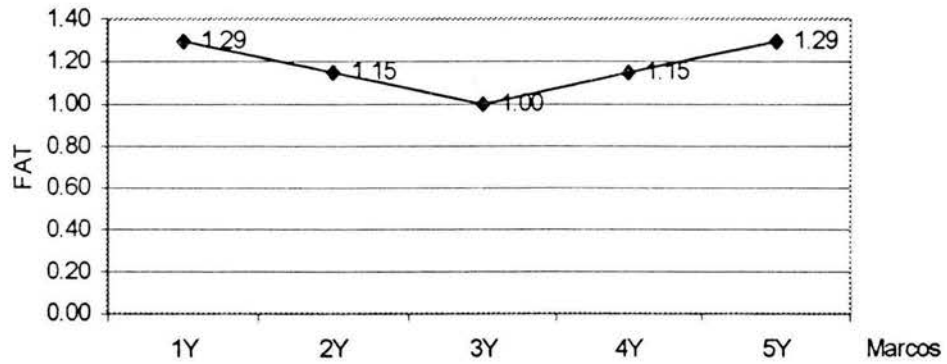


Figura B.7. Valores máximos de los FAT para los elementos resistentes paralelos al eje Y del edificio de 4 niveles con relación de aspecto 2.0

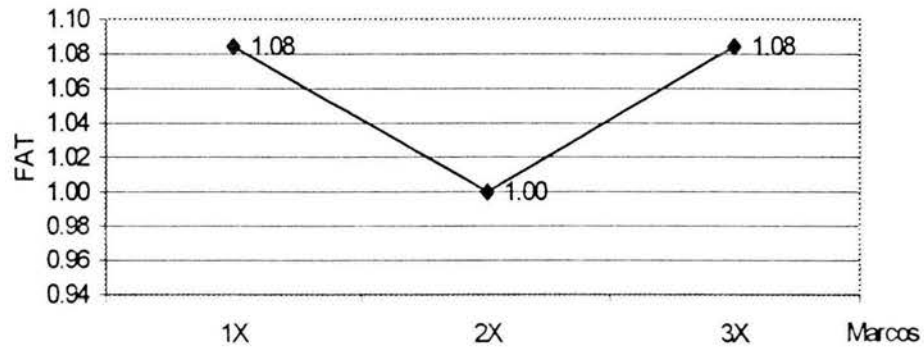


Figura B.8. Valores máximos de los FAT para los elementos resistentes paralelos al eje X del edificio de 4 niveles con relación de aspecto 2.0

por triángulos semejantes se tiene:

$$\frac{\text{FAT}}{x} = \frac{0.294}{12}$$

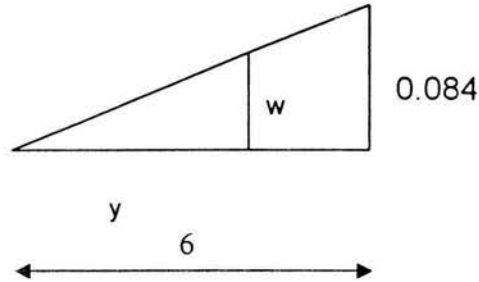
donde FAT = w.

Por lo tanto para los marcos 1Y, 2Y, 3Y, 4Y, y 5y, los valores del FAT se pueden aproximar con la ecuación

$$\text{FAT}_i = 0.024 x_i + 1.0 \quad (\text{B.3})$$

en donde x_i es la posición del elemento resistente dada en metros con respecto al CM que es igual al CT y coincide con el centro geométrico de la planta estructural.

Para los elementos paralelos al eje X se tiene que 0.084 es la diferencia de los FAT en los marcos 1X y 2X mientras que 6 es la distancia entre estos.



Por triángulos semejantes se tiene:

$$\frac{\text{FAT}}{y} = \frac{0.084}{6}$$

donde $\text{FAT} = w$.

Por lo tanto para los marcos 1X, 2X, 3X, los valores del FAT se aproximan con la siguiente ecuación:

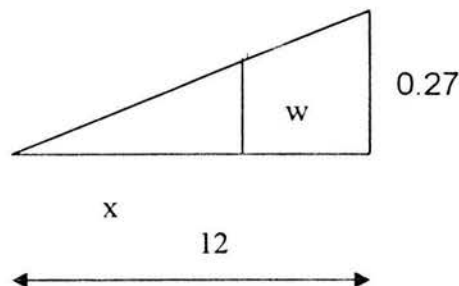
$$\text{FAT}_i = 0.014 y_i + 1.0 \quad (\text{B.4})$$

B.3 EDIFICIO DE 4 PISOS CON RELACIÓN DE ASPECTO DE 2.5

Resultados del edificio con relación de aspecto de 2.5.

Las figuras B.9 y B.10 muestran los valores de los FAT para los marcos paralelos al eje Y y al eje X respectivamente. Las figuras B.11 y B.12 muestran los valores máximos de los FAT.

Para los elementos resistentes paralelos al eje Y se tiene que la diferencia entre los valores del FAT en los marcos 1Y y 3Y es igual 0.27 y, 12 es la distancia entre estos.



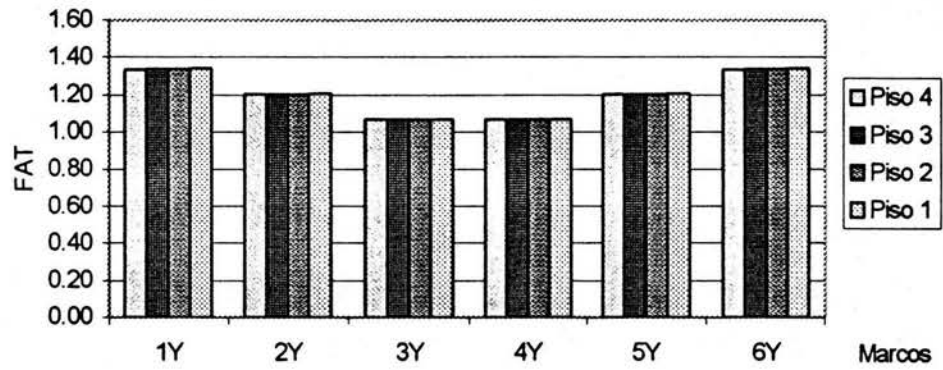


Figura B.9. Variación de los FAT en los diferentes entrepisos del edificio de 4 niveles con relación de aspecto de 2.5. Elementos paralelos al eje Y.

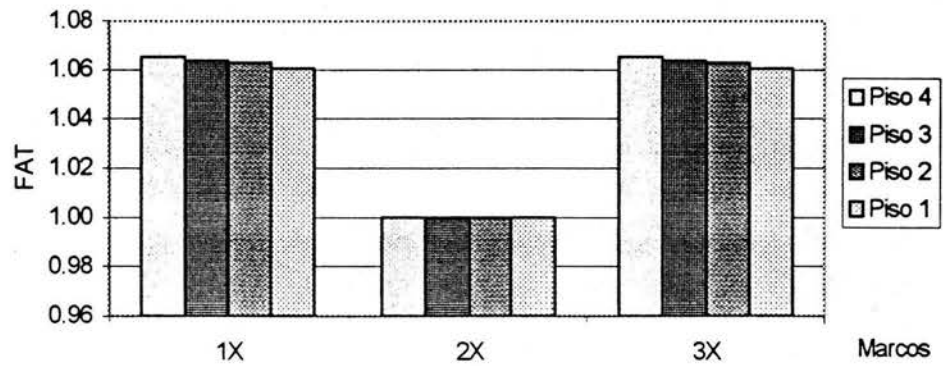


Figura B.10. Variación de los FAT en los diferentes entrepisos del edificio de 4 niveles con relación de aspecto de 2.5. Elementos paralelos al eje X.

Por triángulos semejantes se tiene:

$$\frac{\text{FAT}}{x} = \frac{0.27}{12}$$

donde FAT = w.

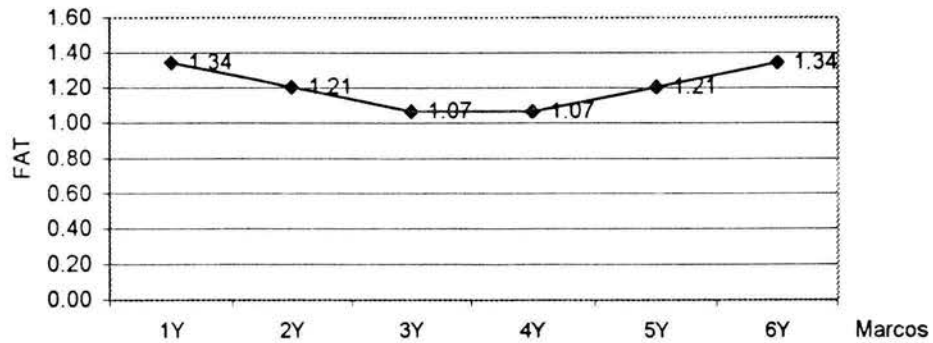


Figura B.11. Valores máximos de los FAT para los elementos resistentes paralelos al eje Y del edificio de 4 niveles con relación de aspecto 2.5.

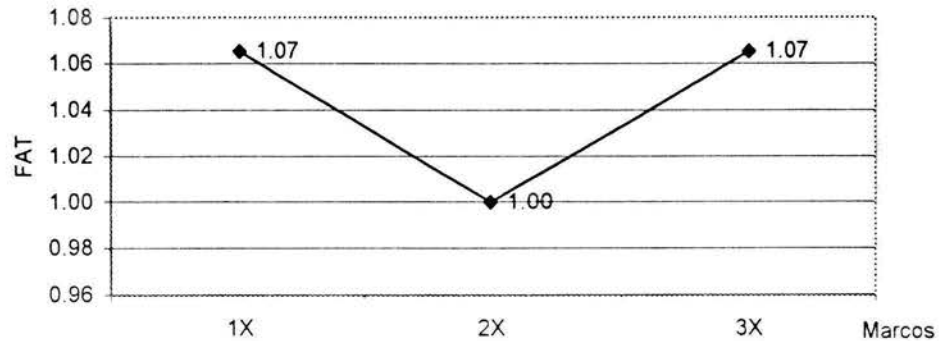


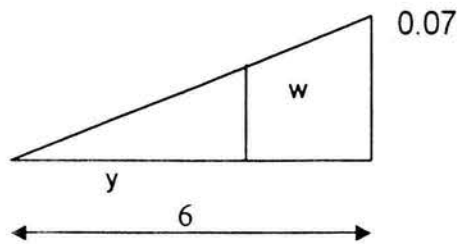
Figura B.12. Valores máximos de los FAT para los elementos resistentes paralelos al eje X del edificio de 4 niveles con relación de aspecto 2.5.

Por lo tanto, para los marcos 1Y, 2Y, 3Y, 4Y, 5Y y 6Y, los valores de los FAT se pueden aproximar por medio de la siguiente ecuación.

$$FAT_i = 0.0225x_i + 1.0 \quad (B.5)$$

En donde x_i es la posición del elemento resistente dada en metros con respecto al CM que es igual al CT y coincide con el centro geométrico de la planta estructural.

Para los elementos paralelos al eje X, se tiene que 0.07 es la diferencia de los FAT en los marcos 1X y 2X, mientras que 6 es la distancia entre estos.



Por triángulos semejantes se tiene:

$$\frac{\text{FAT}}{y} = \frac{0.07}{6}$$

donde $\text{FAT} = w$.

Por lo tanto para los marcos 1x, 2x, y 3x los valores del FAT se aproximan con la siguiente ecuación.

$$\text{FAT}_i = 0.0116 y_i + 1.0 \quad (\text{B.6})$$

Las conclusiones de los análisis de los resultados se presentan en la página 48 del presente trabajo.