



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
Facultad de Estudios Superiores Acatlán

**DISEÑO POR TORSIÓN SÍSMICA
DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA**

TESIS

que para obtener el grado de:

INGENIERO CIVIL

presenta:

PABLO IVÁN ÁNGELES GUZMÁN

Director de tesis:

Dr. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ

México DF, enero de 2010



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.

AGRADECIMIENTOS

A mi madre, por todo el amor, el apoyo, la confianza que me dio y da, y que son las raíces de la persona que soy en la actualidad.

A mi padre, por su gran cariño y confianza que me proporciona. Además, por enseñarme que es posible cumplir cualquier sueño planteado, lo único que se tiene que hacer es creer en uno mismo y trabajar para conseguirlo.

A mis hermanos, por su furtivo apoyo durante mis estudios. Espero no defraudarlos en mi papel de hermano mayor.

A mi *Alma Máter*, la UNAM, que es parte de mi vida desde una etapa incipiente y que por ello me ha forjado cómo humano. Sembrando en mí un espíritu crítico, para tomar la mejor decisión con base en la razón y buscando siempre la verdad. Especialmente a la FES Acatlán, por permitir mi desarrollo de manera multidisciplinaria.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por las facilidades técnicas y económicas proporcionadas durante la realización de esta tesis.

Mi muy sincero agradecimiento al Dr. José Alberto Escobar S. por la guía académica durante la realización de este trabajo. En particular, por la absoluta confianza brindada desde el comienzo de esta investigación.

Al Ing. Carlos Arce León por compartir su pasión por la ingeniería estructural desde los inicios de mi carrera. Y en general a todos los profesores de la carrera, que me compartieron sus conocimientos.

A mis amigos de muy diversas carreras, que de manera directa e indirecta me apoyaron. Siempre con el objetivo de tecnificar a los humanistas y humanizar a los técnicos.

DISEÑO POR TORSIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

RESUMEN	iii
CONTENIDO	v
CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES	1
1.1. SISMOS	1
1.1.1. Origen y tipo de sismos.....	1
1.1.2. Características de los sismos	2
1.2. SISMICIDAD EN MÉXICO	4
1.2.1. Regiones sísmicas de la República Mexicana.....	5
1.2.2. El valle de México.....	6
1.3. ENFOQUE DEL RCDF PARA DISEÑO SÍSMICO.....	6
1.3.1. Introducción	6
1.3.2. Consideraciones generales para estructuras de mampostería.....	8
1.3.3. Método simplificado de análisis.....	11
1.3.4. Análisis estático y dinámico.....	13
CAPÍTULO 2. DISEÑO DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA	15
2.1. MAMPOSTERÍA CONFINADA	15
2.1.1. Comportamiento sísmico.....	15
2.1.2. Modos de falla.....	18
2.1.3. Influencia de aberturas y refuerzo.....	20
2.2. METODOS DE ANÁLISIS PARA CARGAS LATERALES	22
2.2.1. Método de la diagonal equivalente.....	22
2.2.2. Método de la columna ancha.....	23
2.2.3. Modelo de las tres diagonales	23
2.2.4. Método del elemento finito	24
CAPÍTULO 3. TORSIÓN SÍSMICA	27
3.1. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL	27
3.1.1. Morfología estructural.....	27
3.1.2. Respuesta estructural de sistemas asimétricos	28
3.2. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE ESTRUCTURAS ASIMÉTRICAS.....	30
3.2.1. Ventajas de los sistemas altamente simétricos	30
3.2.2. Opciones de sistemas simétricos en edificios.....	31
3.2.3. Fallas típicas de estructuras asimétricas.....	32
3.3. TORSIÓN SÍSMICA ESTÁTICA	34
3.3.1. Introducción	34
3.3.2. Criterio del RCDF-04 para torsión sísmica estática.....	36
3.3.3. Distribución del cortante por torsión entre los elementos	37
3.3.4. Excentricidad de piso y de entrepiso.....	38
3.4. DISEÑO POR TORSIÓN	39
3.4.1. Cortante debido a la excentricidad accidental.....	40

3.4.2. Cortante debido a la excentricidad estática	40
3.4.3. Efecto de la torsión sísmica estática en el diseño.....	41
3.4.4. Procedimiento simplificado de diseño por torsión (PSD)	42
CAPÍTULO 4. DISEÑO POR TORSIÓN.....	45
4.1. MODELOS ESTUDIADOS	45
4.1.1. Modelo E1	45
4.1.2. Modelo E2.....	46
4.1.3. Modelo E3.....	47
4.1.4. Modelo MS.....	48
4.2. CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS.....	48
4.2.1. Detalles para el modelado	48
4.2.2. Análisis por cargas verticales.....	49
4.2.3. Análisis por cargas laterales	49
4.3. RESULTADOS	50
4.3.1. Modelo simple MS	50
4.3.2. Modelo E1	52
4.3.3. Modelo E2.....	57
4.3.4. Modelo E3.....	61
CAPÍTULO 5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	65
5.1. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	65
5.1.1. Modelo simple MS	65
5.1.2. Modelo E1	66
5.1.3. Modelo E2.....	69
5.1.4. Modelo E3.....	71
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	75
AGRADECIMIENTOS	77
REFERENCIAS	79

RESUMEN

Se evalúan las hipótesis del método simplificado de análisis en el contexto de la torsión sísmica estática en edificios de mampostería confinada. Se comentan algunas características del comportamiento y diseño sísmico de estas estructuras. Para evaluar la torsión sísmica de acuerdo con el RCDF-04, se presenta un procedimiento que se puede utilizar en programas comerciales de análisis estructural. Se analiza la respuesta torsional de tres edificios representativos del valle de México con distintos grados de asimetría. Se evidencia que revisar que la suma de las resistencias de los muros sea mayor o igual a la fuerza cortante para cada entrepiso; es inapropiado, incluso si la estructura es simétrica. De hecho, no es adecuado comparar los cortantes totales (cortante directo más cortante por torsión), con la suma del cortante resistente para cada entrepiso. De acuerdo con esto, se recomienda distribuir la fuerza cortante de entrepiso conforme la rigidez de cada elemento y adicionar los efectos de la torsión sísmica; después, comparar este cortante total de diseño con el cortante resistido en cada muro. Se deduce que ignorar el fenómeno de la torsión sísmica en estructuras de mampostería confinada, puede dar como resultado diseños poco seguros. Así mismo, se concluye que el método simplificado de análisis es útil únicamente para prediseñar o comparar sus resultados con los de métodos más refinados, y no se debe manejar como un procedimiento final de diseño para edificios en zonas sísmicas.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

1.1. SISMOS

1.1.1. Origen y tipo de sismos

El planeta Tierra es un esferoide que mide alrededor de 12 750 km de diámetro, y está constituido por tres capas: corteza, manto y núcleo. La corteza es rígida, frágil y muy delgada en comparación con las demás capas; su espesor varía entre 5 y 30 km. La parte exterior del manto es más fría y rígida que el manto profundo y junto con la corteza forma la capa rocosa o litosfera, que en promedio mide 100 km de espesor (Kious y Tilling, 2001).

Debajo de la litosfera se encuentra la astenosfera, que está compuesta de material semi-sólido a altas temperaturas y presiones. Estas condiciones generan un flujo magmático convectivo, por lo que, esta capa se reblandece y fluye en escalas de tiempo geológico. Así, la litosfera flota sobre la astenosfera en un fenómeno llamado comúnmente *deriva continental*. De acuerdo con el espesor limitado y las distintas direcciones del movimiento, la litosfera se encuentra fracturada en placas más pequeñas o placas tectónicas. El desplazamiento relativo entre las placas tectónicas varía desde 2 hasta 15 *cm* por año.

Los límites entre las placas tectónicas pueden ser de cuatro tipos (Kious y Tilling, 2001):

- 1 *Límite divergente*. Las placas se separan una respecto a la otra, se crea nueva corteza por el magma expulsado desde el manto.
- 2 *Límite convergente*. Es la colisión de dos placas, la menos densa se incrusta bajo la otra, se crea una zona de subducción.
- 3 *Límite transformante*. Es la zona en donde una placa se desliza respecto a la otra a lo largo de una falla, se crean patrones en zig-zag.
- 4 *Límite no definido*. Los límites no se distinguen porque las deformaciones ocurren sobre amplias extensiones donde no existen rasgos geológicos simples.

Alrededor de estos límites se concentra la mayor actividad tectónica (sismos, formación de montañas, actividad volcánica y concentración de depósitos minerales). Los límites relacionados con actividad sísmica son los convergentes y los transformantes.

En los límites convergentes una placa se dobla y penetra frente a la otra, creando una zona de subducción de varios kilómetros de largo. Esta convergencia puede ocurrir: entre placas oceánicas y continentales, entre dos placas oceánicas o entre dos placas continentales; produciendo principalmente sismos profundos (Figura 1.1). Por otro lado, los límites transformantes se encuentran a menudo sobre el lecho marino, son zonas fracturadas horizontalmente y producen sismos de poca profundidad. El movimiento descendente o deslizante de una placa respecto a la otra, puede ser continuo e imperceptible o repentino causando sismos.

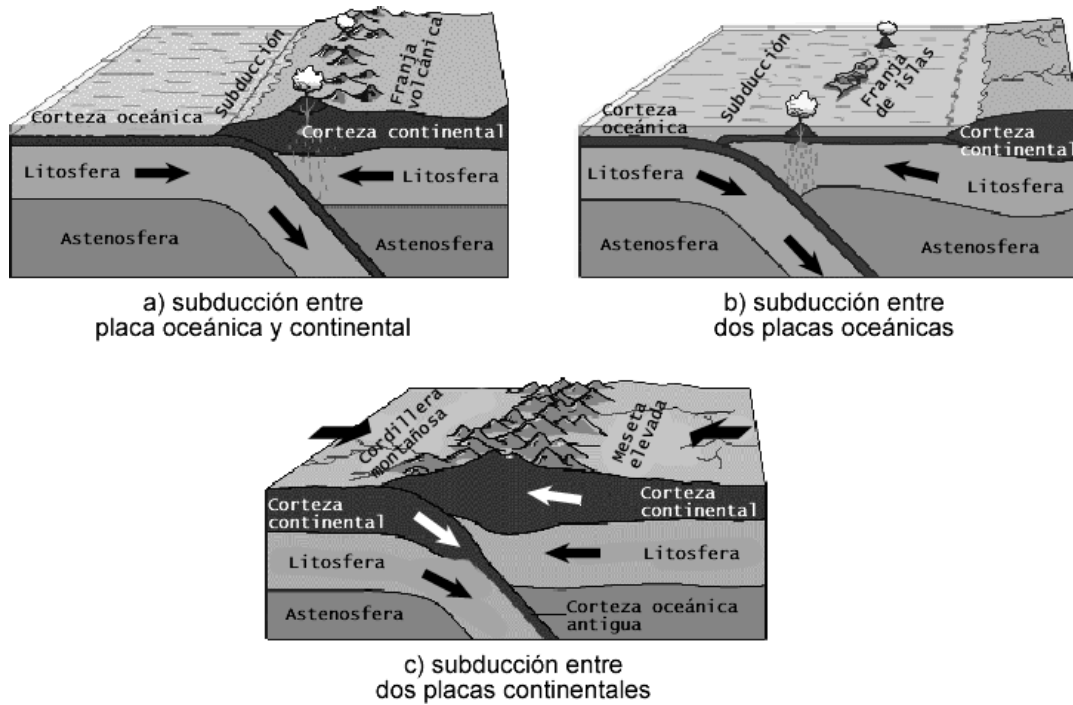


Figura 1.1. Tipos de límites convergentes que crean zonas de subducción (Kious y Tilling, 2001)

Con base en lo anterior; los sismos son perturbaciones repentinas, resultado del deslizamiento friccional a lo largo de un plano de falla. Ahí, se acumula una cantidad importante de energía elástica producto del roce entre placas y la trabazón de las rocas adyacentes que impide el movimiento. Cuando se excede la resistencia local de las rocas, ocurre un fracturamiento que libera la energía. Al ocurrir la ruptura, se propagan una serie de ondas sísmicas que al llegar a la superficie se perciben como terremotos (Kanamori y Brodsky, 2004). También ocurren sismos por la actividad volcánica y humana; sin embargo, estos no son de gran importancia para la infraestructura o la población.

1.1.2. Características de los sismos

El sitio subterráneo donde se inicia la ruptura se denomina *foco* o *hipocentro* y su proyección sobre la superficie terrestre se designa *epicentro*. En el *foco* se radian ondas de cuerpo y ondas superficiales (Figura 1.2). Su velocidad depende de la densidad y de las propiedades elásticas de las rocas. La amplitud de este frente de ondas disminuye con la distancia por efectos de dispersión y de amortiguamiento (atenuación), por lo que la intensidad del movimiento disminuye con la distancia epicentral.

Las ondas de cuerpo se dividen en: ondas de compresión (*P*) y ondas de cortante (*S*). Las *ondas P* son más veloces y menos intensas que las *ondas S*. Las ondas superficiales son de baja frecuencia, viajan más lento que las de cuerpo y se clasifican como: ondas *Love (L)* y ondas *Rayleigh (R)*. Su amplitud decrece exponencialmente con la profundidad del sismo, pero muy lentamente con la distancia superficial. Las ondas superficiales tienden a causar más daño que las ondas de cuerpo. (Kanamori y Brodsky, 2004)

El tamaño de los sismos varía ampliamente; debido a la profundidad, la diversidad de mecanismos de ruptura, la irregularidad de las formaciones geológicas y las múltiples reflexiones y refracciones de las ondas, entre otras causas. Por lo tanto, la caracterización del movimiento del terreno en un sitio dado es

compleja. Actualmente se utilizan escalas de *intensidad* y de *magnitud* para catalogar y cuantificar la energía liberada por el sismo y su potencial destructivo.

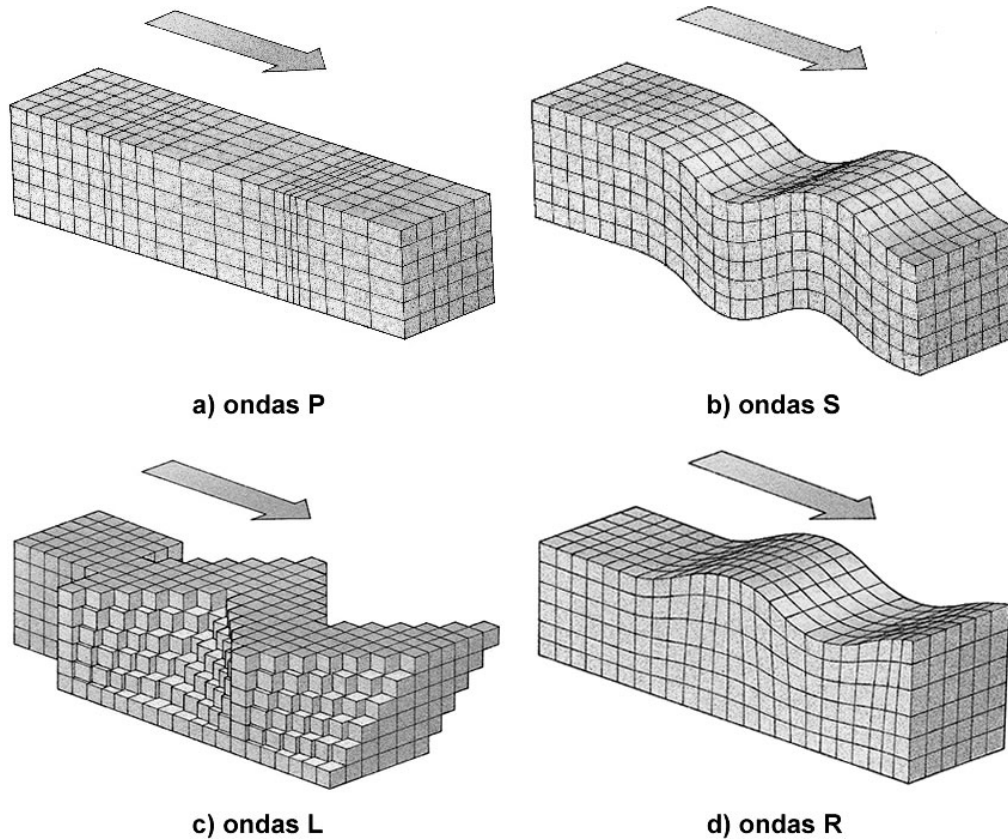


Figura 1.2. Ondas sísmicas de cuerpo (arriba) y de superficie (abajo)

Existen diversas escalas de *intensidad*, la más utilizada es la Escala de Intensidades Mercalli Modificada. Esta es una escala subjetiva que mide de forma cualitativa los daños y la severidad del sismo según la percepción de las personas. Varía notablemente de un sitio a otro de acuerdo con la distancia epicentral y condiciones de sitio (Spencer *et al*, 1989). Se asignan intensidades de entre I y XII. Las intensidades menores que IV no producen daño estructural, mientras que la intensidad XII describe la destrucción total. En particular, para los diferentes tipos de mampostería (Tabla 1.1), se esperan diversos daños de acuerdo con la intensidad (Tabla 1.2).

Tabla 1.1. Definición de los tipos de mampostería (Bazán y Meli, 2002)

Tipo	Características
A	Buena calidad de ejecución, mortero y diseño, reforzada y confinada empleando varillas de acero, diseñada para resistir cargas laterales de sismo
B	Buena calidad de ejecución, reforzada, pero no diseñada específicamente para resistir cargas laterales de sismo
C	Calidad de ejecución media, sin refuerzo y no diseñada para resistir cargas laterales
D	Materiales de baja resistencia, tal como adobe, baja calidad de ejecución débil para resistir cargas laterales

Tabla 1.2. Escala de Mercalli Modificada enfocada a estructuras de mampostería (Bazán y Meli, 2002)

Intensidad	Descripción
VI	Mampostería tipo D sufre fisuras
VII	Daños y colapso de mampostería tipo D Algunas grietas en mampostería tipo C
VIII	Daños de consideración y colapso parcial de mampostería tipo C Algún daño en mampostería tipo A Caída de revoque de mortero y de algunas paredes de mampostería
IX	Construcciones de mampostería tipo D totalmente destruidas Daño severo y aún colapso de mampostería tipo C Daño de consideración en mampostería tipo B
X	La mayoría de las construcciones de mampostería destruidas

Por otro lado, la *magnitud*, es una medida objetiva de la energía liberada por el sismo. La escala de magnitud más conocida es la de Richter (magnitud local M_L), basada en las amplitudes máximas de ondas superficiales a corta distancia. Además, existen escalas para calcular la magnitud a grandes distancias, y se usan las amplitudes máximas de *ondas P* (m_b) o de ondas superficiales (M_S). La selección de la escala de magnitud más adecuada depende de la magnitud del sismo y de la distancia a la que se encuentran las estaciones sismológicas. Técnicamente, la más adecuada es la magnitud de momento sísmico (M_w); esta es función lineal del logaritmo de la energía liberada (Rosenblueth, 1992; Spencer *et al.*, 1989).

Los registros sísmicos se realizan utilizando sismógrafos, estos determinan epicentros y mecanismos focales mediante triangulación. No obstante, los acelerógrafos dan una idea más precisa de la variación de las aceleraciones del terreno. Los parámetros más importantes en un acelerograma para definir la intensidad del movimiento son: la aceleración máxima, la duración de la fase intensa del movimiento y el contenido de frecuencias.

1.2. SISMICIDAD EN MÉXICO

Se considera que el estudio de la sismicidad proporciona respuestas a dos cuestiones cruciales para la ingeniería sísmica. 1) *Qué tan frecuente pueden ocurrir sismos de cierta magnitud en una región determinada* 2) *Cuál es la magnitud máxima que puede generarse en una estructura geológica dada*. Dada la naturaleza de la actividad sísmica, su descripción en términos probabilistas es, hasta el momento, la única racionalización fenomenológica posible.

México se localiza dentro del *cinturón de fuego del Pacífico* que se forma con la costa oeste de América y Este de Asia. Ahí, las placas del lecho oceánico del Pacífico se subducen bajo el continente americano y asiático. Concretamente, en México la sismicidad del noroeste está determinada por fallas transformantes que forman parte del llamado sistema de San Andrés. Desde Colima hasta Oaxaca existe una zona de subducción entre las placas Rivera y de Cocos bajo la de Norteamérica. Hacia el sur de Oaxaca, la placa de Cocos se subduce bajo la del Caribe (Rosenblueth, 1992). Además, ocurren sismos en el interior del país, estos no son tan habituales y su magnitud es menor que los del litoral mexicano (Rosenblueth, 1992; Suárez y Jiménez, 1987).

El tiempo entre grandes eventos de subducción, muestra claramente que el proceso se puede visualizar como constituido por periodos de acumulación de energía de deformación y su repentina liberación

durante el sismo. Después de este, es necesario un nuevo ciclo de acumulación de energía hasta que se sobrepase la resistencia de las rocas dando lugar a un nuevo sismo. De acuerdo con catálogos de grandes sismos de este siglo y del anterior, se han estimado periodos de retorno para algunos segmentos de la zona de subducción; de entre 30 y 75 años (Singh y Ordaz, 1990).

Así, surge el concepto de *brecha sísmica* para designar a un segmento del área de contacto entre las placas en el cual no se ha producido un temblor de importancia en un lapso de tiempo relativamente grande. Los grandes temblores recientes (Michoacán 1985, $M_S=8.1$; Costa de Oaxaca 1999, $M_S=7.4$; Costa de Colima 2003, $M_S=7.6$) han ocurrido en sitios considerados brechas sísmicas. Destaca la brecha de Guerrero, en cuya zona noroeste no se han producido grandes temblores en los últimos 90 años. Por lo que esta brecha sísmica es la que mayor potencial sísmico tiene en México.

1.2.1. Regiones sísmicas de la República Mexicana

Para fines de diseño sísmico, la República Mexicana se encuentra dividida en cuatro zonas sísmicas (CFE, 2000). Para ello se utilizaron catálogos de grandes sismos que aparecen en los registros históricos y aceleraciones del suelo de los grandes temblores registrados. Estas zonas son un reflejo de qué tan frecuente ocurren sismos en las diversas regiones, y qué aceleración máxima del suelo se espera durante un siglo (Figura 1.3).

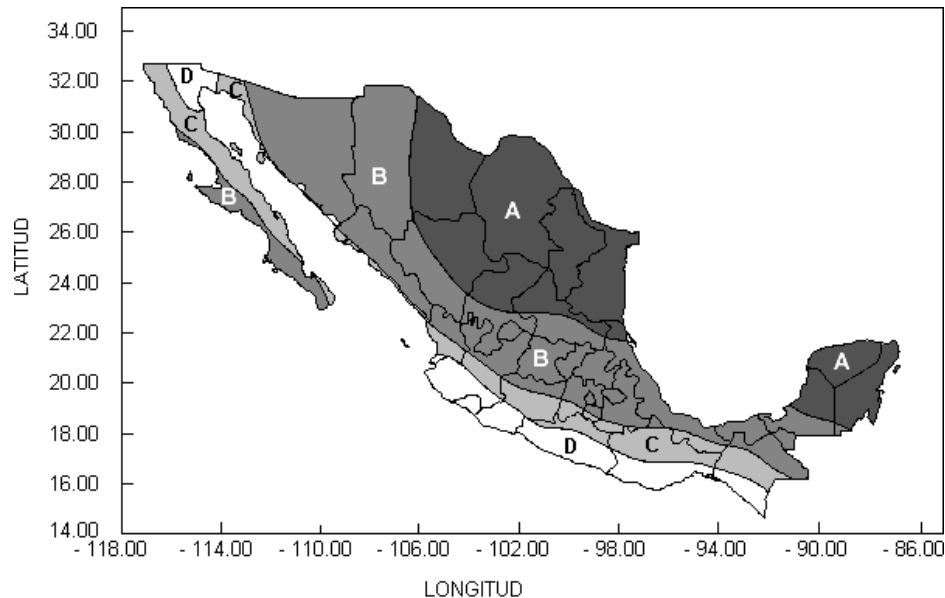


Figura 1.3. Regionalización sísmica de México (CFE, 2000)

La zona A es una zona donde no se tienen registros históricos de sismos, no se han reportado sismos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad por causa de temblores. La zona D es una zona donde se han reportado grandes sismos históricos, donde la ocurrencia de sismos es muy frecuente y las aceleraciones del suelo pueden sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad. Las otras dos zonas (B y C) son zonas intermedias, donde se registran sismos no tan frecuentemente o son zonas afectadas por altas aceleraciones pero que no sobrepasan el 70% de la aceleración del suelo. Aunque la Ciudad de México se encuentra ubicada en la zona B, debido a las condiciones del subsuelo del valle de México, pueden esperarse altas aceleraciones. (CFE, 2000).

1.2.2. El valle de México

La importancia de entender los efectos que generan los grandes sismos, la propagación de las ondas sísmicas y el efecto de sitio en el movimiento del terreno; quedó manifestado por los daños producidos por el sismo del 19 de septiembre de 1985 ($M_s = 8.1$), especialmente en el Distrito Federal.

La sismicidad en el valle de México se determina por las fallas de subducción de la costa del Pacífico y ocasionalmente por eventos locales. El valle se ubica en una región de peligro sísmico moderado por su lejanía de la costa del Pacífico. Sin embargo, los efectos locales producen una amplificación generalizada en la intensidad local. Además, la existencia de estratos de arcilla blanda, con propiedades dinámicas muy particulares, filtra las ondas sísmicas, desapareciendo prácticamente las que tienen frecuencias diferentes a las del estrato. A causa de esto, en la superficie se percibe una vibración casi armónica, con periodo de vibración similar al del estrato y que en el valle varía con el espesor de los estratos de arcilla. Siendo más susceptibles al daño los edificios de entre 5 y 15 pisos (Rosenblueth, 1992; Bazán y Meli, 2002).

De acuerdo con esto, el actual Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, (RCDF, 2004) describe una microzonificación del valle de México según el tipo de suelo.

- La *Zona I, o de Lomas*, localizada en las partes más altas de la cuenca del valle, es la de menor peligro sísmico por presentar suelos de alta resistencia y poco compresibles.
- La *Zona II o de Transición*, en donde se presentan características intermedias. Se producen amplitudes del movimiento importantes con estratos de arcilla superficiales.
- La *Zona III o del Lago*, localizada en las regiones donde antiguamente se encontraban lagos (depósitos lacustres muy blandos, compresibles y con altos contenidos de agua). Es donde se presenta el mayor peligro sísmico por la profundidad de los estratos de arcilla de más de 20 m.

1.3. ENFOQUE DEL RCDF PARA DISEÑO SÍSMICO

1.3.1. Introducción

Cuando ocurre un sismo intenso se libera una gran cantidad de energía, y desde el punto de vista económico, es insostenible diseñar estructuras que no incurran en grandes deformaciones inelásticas. Dependiendo del tipo de estructura y de su vida útil, es de esperarse cierto daño (de acuerdo con las Normas Técnicas complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, NTCM-04; se diseña para una vida útil de 50 años). Por esta razón, las actuales fuerzas sísmicas (elásticas) del RCDF-04 se reducen por un *factor de comportamiento sísmico* Q . Así, se considera que se alcanzará un comportamiento no lineal cuando ocurra un sismo intenso. Este factor toma en cuenta la capacidad del sistema estructural para incursionar en el intervalo de comportamiento no-lineal, disipar y amortiguar energía mediante un comportamiento dúctil.

Los códigos sísmicos actuales, contienen requerimientos mínimos generales que aseguran un desempeño estructural satisfactorio. Se indica utilizar fuerzas laterales equivalentes, que aparentemente simulan la excitación a la que estará sujeto el edificio mientras ocurra el sismo. La acción del sismo se define mediante un coeficiente que relaciona la fuerza cortante en la base, con el peso total de la estructura. Así, en la actualidad se toma en cuenta la sismicidad de la región, la intensidad de la

vibración del suelo, condiciones locales del suelo, la respuesta dinámica, la capacidad de la estructura para absorber y disipar energía, así como la importancia de la estructura.

Hoy por hoy, el objetivo de la filosofía de diseño sísmico, es evitar el colapso de la estructura y proteger la vida humana durante sismos destructivos (Tabla 1.3). Esto se logra permitiendo que los materiales incurrieren en el intervalo de comportamiento no-lineal y disipen la energía introducida al sistema mediante deformaciones inelásticas. Entonces, la falla de elementos estructurales no está excluida y un daño mayor de elementos secundarios y arquitectónicos está implícitamente permitido.

Tabla 1.3. Filosofía de los códigos de diseño sísmico actuales (Sauter, 1997)

Daño permitido de acuerdo con la intensidad del sismo
– Resistir sismos pequeños y frecuentes sin ningún daño.
– Resistir sismos moderados sin algún daño estructural, el daño de elementos secundarios es permitido.
– Resistir eventos destructivos sin llegar al colapso; existirá algún daño estructural y mayor daño secundario.
<i>El objetivo prioritario: proteger la vida humana</i>

Al mismo tiempo, para estructuras importantes como hospitales y centros de comunicación, cuyo servicio es básico después de un desastre; la filosofía es más estricta. Esto deriva, en que evitar el colapso, no significa ocupación inmediata después del evento, e incluso la estructura podría declararse inhabitable, algo que desde el punto de vista de los propietarios es una falla total. Por ello, es necesario tomar medidas adecuadas para reducir los desplazamientos laterales y el consecuente daño secundario que puede poner a un edificio fuera de operaciones. La medida más importante es el *criterio correcto* para la selección del sistema de resistencia lateral más eficiente.

El RCDF-04 indica que las construcciones deben ser capaces de resistir determinadas fuerzas sísmicas sin exceder las condiciones de seguridad para las que están destinadas. En las estructuras de mampostería esto se logra proporcionando una densidad de muros elevada en ambas direcciones ortogonales. Aunque, acorde con la limitada capacidad de deformación y de disipar energía de la mampostería; el factor de comportamiento sísmico máximo es $Q=2$. Además, se requiere un refuerzo adecuado en cantidad y forma para evitar las fallas frágiles. Este refuerzo tiene la finalidad de ligar entre sí los tableros propiciando un trabajo en conjunto de la estructura.

Para elegir un *estado límite* adecuado, se deberán tener en mente aspectos económicos, la disposición para interrumpir el funcionamiento y la protección de los contenidos. Para efectos de diseño, el RCDF-04 considera el *estado límite de deformación*. Así, se utiliza la distorsión de entrepiso (desplazamiento relativo máximo entre niveles consecutivos de una estructura) para representar el daño que ésta sufrirá. En las NTCM-04 se indican los valores de las distorsiones laterales inelásticas máximas, para la mampostería (Tabla 1.4).

De acuerdo con resultados estadísticos de pruebas experimentales (Alcocer *et al*, 1999; Astroza y Schmidt, 2004); para mampostería, estas distorsiones corresponden el *estado límite de daño controlado*. La distorsión de agrietamiento es del orden de 0.002. La seguridad contra el colapso se garantiza con distorsiones menores que 0.004 con límite superior de hasta 0.007 si el confinamiento es adecuado. Por otro lado, la presencia de armadura horizontal o de mallas, mejora notablemente el desempeño estructural de la mampostería, siempre que su anclaje sea apropiado.

Tabla 1.4. Distorsiones laterales inelásticas límite para mampostería confinada (NTCM-04)

Nivel de refuerzo	Distorsión límite
Muros diafragma	0.006
Mampostería confinada con refuerzo horizontal o mallas	0.0035
Mampostería confinada de piezas macizas, piezas huecas confinadas y reforzadas horizontalmente o huecas confinadas reforzada con malla	0.0025
Mampostería piezas huecas con refuerzo interior	0.002
Mampostería sin refuerzo	0.0015

Además, si no existieran torsiones importantes y todos los muros tuvieran características similares, la fuerza cortante que toma cada muro sería proporcional a su longitud. Por lo tanto, el esfuerzo cortante promedio es constante; lo que deviene en el llamado método simplificado de análisis.

1.3.2. Consideraciones generales para estructuras de mampostería

Un *código de diseño* para estructuras de mampostería, como cualquier otro, provee datos esenciales para realizar un diseño estructural adecuado. En él están vertidas las disposiciones de lo que se establece como la buena práctica de la ingeniería. Sin embargo, no es un libro de texto, y no exime las responsabilidades del ingeniero para adquirir un conocimiento profundo del comportamiento de los materiales empleados y de los posibles inconvenientes estructurales que están implícitos en el diseño. Para usar un código o norma de diseño de manera eficaz, y acaso segura, se tiene que realizar un análisis cuidadoso de las indicaciones y tanto como sea posible, comprender su significado.

La filosofía de diseño de las NTCM-04 y del RCDF-04, se basa en el diseño por *resistencia* o por estados límite. Es decir, se requiere que los efectos de las acciones de diseño multiplicados por factores de carga, no excedan la resistencia de diseño que incluye un factor de reducción de la misma. Para esto se supone un comportamiento elástico-lineal en el análisis y el diseño. Cabe señalar que en la actualidad está surgiendo interés por cambiar el criterio de diseño a uno por *desempeño* que reduce de manera importante la vulnerabilidad de estructuras resistentes a sismos.

Por otro lado, el comportamiento de los muros de piezas macizas es extrapolable al de piezas huecas, y el comportamiento frágil de las últimas se considera con el factor de comportamiento sísmico $Q=1.5$.

El principal índice para el diseño de mampostería es la resistencia a la compresión f_m^* , que está en función del tipo y la calidad de las piezas. Su determinación es importante ya que de esta resistencia se infieren las demás propiedades mecánicas. Otro factor significativo, es la calidad del mortero, ésta influye en la adherencia y deformabilidad de la mampostería e inherentemente en la resistencia a cortante de las piezas.

Para piezas de baja calidad, la resistencia al aplastamiento es muy importante. El aplastamiento del mortero no ocasiona fallas ya que se retiene por fricción entre las piezas, aunque se tienen problemas de estabilidad cuando el elemento es esbelto (Meli, 1974). Además, se tiene que considerar que la mampostería no resiste tensiones en la dirección normal a las juntas. Así, en las NTCM-04 se proporcionan valores indicativos obtenidos de un amplio muestreo de piezas, tomando en cuenta la dispersión de la resistencia según distribuciones estadísticas. En la Tabla 1.5, se presenta un resumen de los valores indicativos para los tipos de mampostería más utilizados en el valle de México.

Tabla 1.5. Propiedades físicas y mecánicas de piezas para mampostería (NTCM-04, 2004)

Tipo de piezas	Peso volumétrico neto mínimo en estado seco	Resistencia de diseño			
		compresión	compresión diagonal v_m^*	aplastamiento	tensión
		f_m^*	v_m^*		
	kg/m^3	kg/cm^2	kg/cm^2	kg/cm^2	kg/cm^2
Tabique de barro recocido	1300	15	3	9	0
Tabique de barro con huecos verticales	1700	30	2	18	0
Bloque de concreto	1700	15	2.5	9	0
Tabique de concreto (tabicón)	1500	15	2	9	0

Además, la relación *esfuerzo-deformación* no permite obtener un módulo de elasticidad directo, por ello, se proponen valores secantes del módulo E_m que están en función de f_m^* . Uno para cargas de corta duración como las sísmicas y otro para cargas sostenidas (Tabla 1.6).

En otro aspecto, la falla de un muro por cargas laterales ocurre a través de grietas inclinadas debidas a tensiones diagonales. Estas grietas se forman entre las juntas *pieza-mortero*, aunque para piezas de baja resistencia y con mortero de buena calidad, las grietas atraviesan indistintamente las piezas y el mortero. No se aprecia una gran variación de la resistencia con distintos ángulos de carga; sin embargo, se debe de tener en cuenta el efecto del confinamiento de la carga vertical, la deformación del mortero y las deformaciones por cortante. Por lo anterior, el módulo de cortante G_m se puede relacionar directamente con el módulo de elasticidad $G_m=0.4 * E_m$, éstas características se observan en la Tabla 1.6.

Tabla 1.6. Módulos de elasticidad y de cortante de piezas para mampostería (NTCM-04, 2004)

Tipo de piezas	Módulo de elasticidad E_m		Módulo de cortante G_m	
	cargas de corta duración	cargas sostenidas	cargas de corta duración	cargas sostenidas
	kg/cm^2	kg/cm^2	kg/cm^2	kg/cm^2
Tabique de barro recocido	9 000	5 250	3 600	2 100
Tabique de barro con huecos verticales	18 000	10 500	7 200	4 200
Bloque de concreto	12 000	5 250	4 800	2 100
Tabique de concreto (tabicón)	12 000	5 250	4 800	2 100

Las hipótesis fundamentales para el diseño de estructuras de mampostería son las siguientes (NTCM-04).

- La mampostería se comporta como un material homogéneo.
- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- Los esfuerzos de tensión son resistidos únicamente por el acero de refuerzo en los elementos confinantes.
- Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo vertical y el concreto o mortero de relleno que lo rodea.

- La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, una deformación unitaria máxima a compresión igual a 0.003.
- A menos que ensayos en pilas permitan obtener una mejor determinación de la curva esfuerzo-deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla.

Ya que la etapa de diseño conceptual de una estructura, es la más importante de todas, se anticipan requisitos geométricos y de refuerzo para la mampostería confinada, los que se resumen en la Figura 1.4. Es importante señalar que se debe colocar la misma densidad de muros ortogonales en planta y garantizar la unión entre los muros, los castillos, dalas y sistemas de piso (se logra construyendo primero los muros y colando los castillos después, además colar las losas de manera monolítica a las dalas).

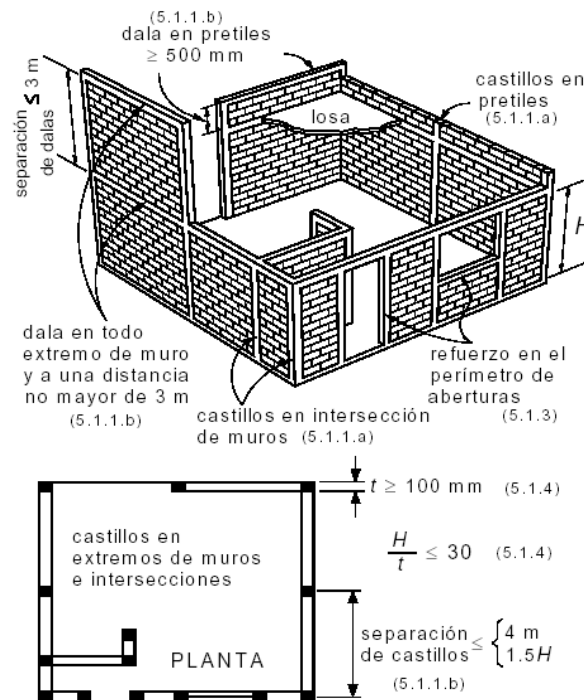


Figura 1.4. Requisitos constructivos para mampostería confinada (NTCM-04, 2004)

Para el *análisis por cargas gravitacionales*, se acepta suponer que la junta entre el muro y la losa posee capacidad suficiente para rotar y liberar al muro de los momentos (momentos ocasionados por la asimetría de la carga vertical), y se puede considerar que el muro está sujeto solamente a cargas verticales. Sin embargo, se considerarán los momentos que no pueden redistribuirse por esta rotación. Tal es el caso de voladizos empotrados en el muro o una posición excéntrica de muros en pisos superiores. De esta manera, basta determinar las cargas verticales sobre cada muro mediante una bajada de cargas, tomando en cuenta los efectos de esbeltez y excentricidad mediante el factor correctivo, F_E , que se determina como se indica en la sección 3.2.2.3 de las NTCM-04.

Por otro lado, para el *análisis por cargas laterales*, se enfrentan dificultades para modelar adecuadamente el complejo arreglo tridimensional entre muros, losas, dinteles y pretiles. Los programas de cómputo actuales permiten realizar modelos muy refinados de estos sistemas, siempre y cuando se tenga idea de lo que se hace. Cualquiera que sea el método, se deben de tomar en cuenta las deformaciones por cortante y por flexión y considerar momentos de inercia reducidos en los elementos cuando los momentos flexionantes produzcan agrietamientos.

Otro aspecto importante, es el deterioro natural del material por efectos de la humedad, los cambios de temperatura, vibración natural, etc., que pueden provocar algún tipo de daño previo a la acción de un sismo. Aquí queda el criterio del diseñador al recomendar las medidas necesarias para evitar cualquier daño debido a estas causas.

1.3.3. Método simplificado de análisis

Este método se basa en un conjunto de consideraciones que facilitan el análisis y diseño de estructuras caracterizadas por una geometría y sistemas estructurales típicos. El *método simplificado* constituye una alternativa práctica para evaluar edificios a base de muros, evitando la elaboración de un modelo matemático de la estructura; además, permite obtener resultados aproximados rápidamente. Se utiliza frecuentemente para estudiar estructuras destinadas a viviendas del tipo económico, aunque su uso se extiende también a oficinas, hoteles u otras. Se deberá de cumplir un conjunto de requisitos, éstos se describen en las NTCM-04 sección 3.2.3.3 y en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, (NTCS-04, 2004) sección 2.2.

El método se fundamenta en la distribución de fuerzas laterales en estructuras con diafragmas rígidos, en donde la fuerza aplicada a cada uno de sus elementos resistentes es proporcional a su rigidez lateral respecto a la rigidez total de entrepiso. De acuerdo con las NTCS-2004, al aplicarse este método “se hará caso omiso de los desplazamientos laterales, *torsiones* y momentos de volteo”, y sólo “se verificará que en cada entrepiso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga en la dirección que se considere actuando el sismo, sea mayor o igual a la fuerza cortante que actúa en dicho entrepiso”. En este trabajo, se examinará la validez de *ignorar los efectos de torsión*, que son posiblemente los más laboriosos de calcular. Además, se evalúa la seguridad estructural al comparar el cortante total actuante (con y sin efectos de torsión) con el cortante total resistente del entrepiso de mampostería.

En el método simplificado existen hipótesis implícitas, que de acuerdo con observaciones, deducciones del comportamiento en eventos anteriores, experiencia y buen juicio de sus redactores, aseguran un buen desempeño estructural. A continuación se analizan estos requisitos.

- Para aplicar el método se pide que en cada planta el 75% de las cargas verticales sean soportadas por muros. Con esto se garantiza que aunque existan otros sistemas estructurales, las fuerzas laterales sean resistidas por los muros. Estos muros serán sensiblemente simétricos; cuando exista asimetría en su distribución, los muros de la periferia serán los más esforzados durante un sismo y, posiblemente, los que sufran mayor daño debido a efectos de torsión.
- La relación entre longitud y ancho de la planta no excederá de 2.0. Con esta restricción se pretende privilegiar el comportamiento a cortante de los muros, reducir los momentos flexionantes en los muros de planta baja, disminuir el momento de volteo de todo el edificio durante la acción sísmica, eliminar problemas potenciales por flexibilidad del diafragma e inducir que el primer modo de vibrar sea el único que influya en la respuesta.
- Reducir la altura del edificio a 13 m. Así, se garantiza su robustez, por lo que los desplazamientos horizontales serán pequeños. Adicionalmente, se tendrán momentos de volteo de poca magnitud, y los muros de la planta baja también tendrán comportamiento básico a cortante, en vez de flexotensión o flexocompresión; eliminando la posible falla por volteo.

La principal hipótesis del método simplificado al comparar el cortante total con la suma de las resistencias a cortante de todos los elementos resistentes, surge del siguiente razonamiento. Si la

estructura se considera simétrica o con un excentricidad mínima ($e_s \leq 0.1 b$) con respecto a un eje paralelo a la dirección de análisis, la carga se distribuye uniformemente y los muros se unen por una losa rígida en su plano. Entonces, el desplazamiento de todos los puntos de la losa de un determinado entrepiso debido a una carga de inercia en dicha dirección de análisis, tendrá el mismo valor. En este caso hipotético, la fuerza cortante que soporta cada uno de los muros, será proporcional a su rigidez lateral relativa con respecto a la rigidez del entrepiso.

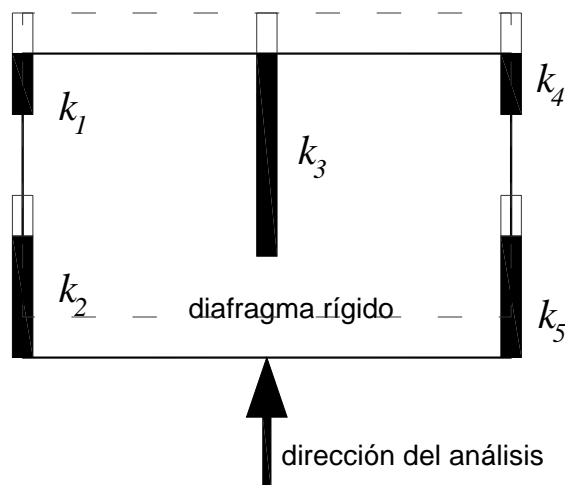


Figura 1.5. Hipótesis principal del método simplificado

En el método simplificado, las rigideces k_i son proporcionales al área del muro. Por lo tanto, si se suman las rigideces de todos los muros, se obtiene la rigidez total de entrepiso, K_j . Así, se puede comparar la resistencia de todos los muros contra la fuerza sísmica actuante en dicho entrepiso; obteniendo un índice muy efectivo para el análisis sísmico de estructuras a base de muros.

En las NTCM-04 y en congruencia con lo referente a las estructuras regulares, se sugiere que se limite la excentricidad estática al 10% del ancho de la estructura; pero este valor no se sustenta en ningún estudio y se ignora si es alto o bajo.

Los coeficientes sísmicos para el método simplificado se reducen (Tabla 1.7), ya que no se han observado fallas catastróficas en México en estructuras a base de muros de mampostería. Si la estructura es del grupo A, los coeficientes se multiplican por 1.5.

Tabla 1.7. Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado, estructuras tipo B (NTCS-04, 2004)

Zona	Mampostería de piezas macizas o muros de concreto			Muros de piezas huecas		
	Altura de construcción en m			Altura de construcción en m		
	$h < 4$	$4 < h < 7$	$7 < h < 13$	$h < 4$	$4 < h < 7$	$7 < h < 13$
I	0.07	0.08	0.08	0.1	0.11	0.11
II y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23

Si bien, se observa que los coeficientes sísmicos del método simplificado de análisis son menores que los del método estático, también se controla el diseño desde otras perspectivas, como el factor de comportamiento sísmico Q reducido, los factores de resistencia Fr y los requisitos de calidad de materiales, en la construcción y cantidad de refuerzo, todos estos son factores que inciden en el nivel de resistencia y rigidez estructural.

En este trabajo se analizan estas hipótesis con el objetivo de tener mayor sensibilidad cuando se analiza por sismo estructuras con este método simplificado.

1.3.4. Análisis estático y dinámico

El método estático, de la misma manera que el simplificado, tiene un dominio de aplicación en el que sus hipótesis son aceptables, tales como requisitos de regularidad y dimensiones en planta, altura, sistemas de techo o piso, entre otras. Los métodos dinámicos son aplicables a cualquier tipo de estructura. Al realizar análisis sísmicos (estáticos o dinámicos), se toman en cuenta otras características como la excentricidad de la fuerza sísmica que crea torsiones o las propiedades dinámicas de la estructura y su amplificación en la respuesta estructural. Casi siempre se supone que el comportamiento es *elástico* o *lineal*.

En términos generales, el método estático requiere los siguientes pasos:

- Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centro de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales.
- Estas fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio (muros y/o marcos), tomando en cuenta los efectos de torsión.
- Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.
- Se revisa que la capacidad de carga no exceda la resistencia para cada elemento.
- Se revisan las características de respuesta en cuanto a distorsiones angulares y de entrepiso.

Para la distribución de las fuerzas entre los diferentes elementos resistente verticales. Se debe de tener en cuenta que debido a los efectos dinámicos de la vibración, el momento torsionante que actúa en cada entrepiso se ve en general amplificado y la excentricidad efectiva puede ser menor que la calculada estáticamente. Por otra parte, la determinación del centro de torsión, sólo puede efectuarse como una aproximación, ya que la rigidez de cada elemento particular se altera por agrietamientos locales o por la contribución de elementos no estructurales. Por las dos razones expuestas, los reglamentos de construcción modernos especifican excentricidades de diseño que, según lo que sea más desfavorable, amplifican o reducen la excentricidad directa para incorporar la naturaleza dinámica de las torsiones sísmicas en cálculos estáticos. Además, se añade o substraen una excentricidad accidental que considera principalmente incertidumbres en la estimación de masas y rigideces y las componentes rotacionales de los sismos ignoradas en el análisis.

También, se debe de tener en cuenta que los dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno ocurren simultáneamente, aunque es muy improbable que ambos tengan a la vez su máxima intensidad. Se señala que cada sección crítica de un edificio debe resistir la suma vectorial de los efectos de un componente del movimiento del terreno con 0.3 de los del otro, en adición a los efectos de fuerzas gravitatorias.

Los métodos dinámicos incluyen además, las propiedades inerciales y de amortiguamiento de la estructura. Desde este punto de vista, el análisis dinámico es más preciso porque incorpora

explícitamente información ignorada, o a lo más indirectamente considerada, en el análisis estático. Teniendo en cuenta que la precisión de un análisis refinado depende de la certidumbre con que se conozcan los datos adicionales requeridos, éste es más correcto. En las NTCS-04 se especifican dos métodos dinámicos que se denominan análisis modal espectral y cálculo paso a paso de respuestas ante sismos específicos.

En el análisis modal se incluye el uso simultáneo de modos de vibrar y espectros de diseño, el cálculo paso a paso de la respuesta sísmica de edificios también puede ser modal, aunque la excitación sísmica se define mediante acelerogramas de temblores reales o simulados en lugar de espectros. Para fines de diseño, los reglamentos de construcción prescriben espectros suavizados en los que se ensanchan los picos y se eliminan los valles. Es adecuado señalar que, los espectros de diseño toman en cuenta varios aspectos de la respuesta sísmica de edificios, entre ellos las incertidumbres en la valuación de periodos, los efectos de temblores de distintos orígenes, la influencia del amortiguamiento y de los distintos tipos de suelo, además del comportamiento inelástico (Bazán y Meli, 2002).

Los efectos de torsión se pueden incluir implícitamente en un análisis dinámico ya que, los modelos tridimensionales consideran como grados de libertad dos desplazamientos y un giro alrededor de un eje vertical por cada piso. Además se incluyen los momentos de inercia, relacionados con movimientos de torsión. Si se opta por ignorar los giros de los pisos en el cálculo de modos de vibrar, el efecto de las excentricidades estáticas o accidentales se trata como se especificó en el análisis estático. En rigor este enfoque de análisis es mixto, los cortantes sísmicos se determinan dinámicamente, pero los efectos de torsión se incorporan por métodos estáticos.

Por otro lado, en lo que respecta a momentos torsionantes de diseño, cuando el análisis modal espectral considera las rotaciones de los pisos como grados de libertad, incluye automáticamente los efectos dinámicos sobre las excentricidades estáticas, haciendo innecesario el empleo de factores que se aplican sobre la excentricidad estática en las combinaciones que conducen a la excentricidad de diseño. Como se mencionará a detalle, en las NTCS-04 se establece que dicho factor es 1.5 para los elementos resistentes en los que la torsión es desfavorable y 1.0 para elementos favorablemente afectados por torsión. No obstante, continúa la necesidad de incorporar la excentricidad accidental e_a , en cada dirección de análisis. Según las NTCS-04, e_a vale $0.1b$, siendo b la dimensión de la planta correspondiente en la dirección perpendicular a la del movimiento sísmico (Bazán y Meli, 2002).

CAPÍTULO 2

DISEÑO DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA

2.1. MAMPOSTERÍA CONFINADA

En México, la edificación de estructuras con muros de mampostería es ampliamente utilizada, principalmente en la construcción de viviendas económicas unifamiliares y multifamiliares. Esto se debe a la gran flexibilidad para crear espacios que brindan confort y funcionalidad. Además, los materiales son relativamente económicos, y no se requiere mano de obra especializada en la ejecución de la obra. En este trabajo se analiza la mampostería confinada por ser la más común; no obstante, los resultados se pueden extrapolar a otros sistemas de mampostería, siempre y cuando se tomen en cuenta las consideraciones convenientes.

La mampostería por sí misma posee ciertas desventajas (limitaciones para resistir fuerzas laterales por la poca o nula resistencia a tensión y un comportamiento frágil una vez que se ha agrietado). Por ello, surge la propuesta de la *mampostería confinada*, que es un sistema estructural formado por muros de tabique confinados en su perímetro por un marco ligero de concreto reforzado; ligados entre sí por diafragmas rígidos. Tales elementos de confinamiento (*castillos y dalas*), no se diseñan para que provean ni resistencia vertical ni lateral, sino para que proporcionen estabilidad, capacidad de deformación lateral y de disipación de energía una vez que se ha alcanzado el agrietamiento.

Así, la mampostería es un material de construcción, constituido por piezas prefabricadas o tabiques que se unen a través de juntas de mortero. En consecuencia, sus propiedades mecánicas varían ampliamente y su determinación es compleja, frecuentemente se tienen que obtener de pruebas controladas en laboratorios. Desde luego, no siempre se tienen que realizar los ensayos y existen valores representativos en las NTCM-04 que dependen de la calidad de las piezas y del tipo de construcción. Los principales parámetros de la resistencia de la mampostería son la resistencia a compresión, la resistencia a compresión diagonal y la adherencia entre las piezas.

La resistencia a compresión es el mejor índice de la calidad de la mampostería. Ésta varía desde 20 kg/cm^2 para piezas débiles de barro o cemento de fabricación artesanal; hasta 200 kg/cm^2 o más, para piezas producidas industrialmente con buen control de calidad (Bazán y Meli, 2002). Asimismo, la resistencia a compresión diagonal, que determina el comportamiento ante cargas laterales, tiene valores representativos que varían entre 2 y 3.5 kg/cm^2 .

2.1.1. Comportamiento sísmico

El diseño de estructuras de mampostería está basado en la experiencia adquirida de eventos sísmicos anteriores pero además, de la comprensión del comportamiento de muros aislados o acoplados sometidos a cargas cíclicas en laboratorios. Si bien, la mampostería es un material heterogéneo, para muros con un gran número de piezas y desde el punto de vista macroscópico, se puede considerar como homogéneo. Por otro lado, la forma prismática de las piezas, la distribución de éstas en patrones regulares, y la existencia de juntas de mortero que actúan como planos débiles en direcciones bien definidas; sugiere que se puede analizar como un material ortotrópico con direcciones principales normal y paralela a las juntas horizontales. (Orduña y Ayala, 2001).

Por ello, se puede mencionar que el *comportamiento estructural de la mampostería confinada* depende de la calidad de las piezas, las dimensiones y cuantía de refuerzo en los elementos de confinamiento, la esbeltez del muro, la existencia de refuerzo horizontal entre los muros y del trabajo conjunto que se logre entre el perímetro del muro y los elementos de confinamiento (Astroza y Schmidt, 2004).

Para medir la respuesta estructural de los muros de mampostería cuando se someten a cargas laterales, interesa conocer esencialmente los desplazamientos laterales, las rotaciones en los muros (deformaciones por flexión) y los desplazamientos angulares (deformaciones por cortante) (Figura 2.1). Con la siguiente ecuación se aproxima eficazmente el desplazamiento lateral, δ_i :

$$\delta_i = \frac{Ph^3}{3EI} + \frac{Ph}{GA}$$

En donde P es la fuerza lateral aplicada en el extremo superior, h es la altura del muro, E el módulo de elasticidad, G el de cortante, I y A el momento de inercia y área de la sección transversal del muro.

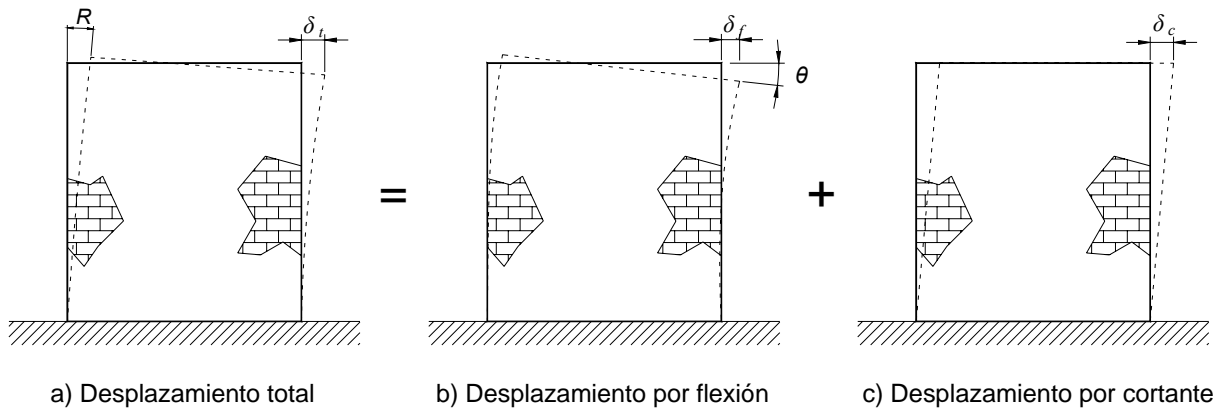


Figura 2.1. Contribuciones al desplazamiento total de muros

Mientras tanto, se sabe que la mampostería no resiste esfuerzos a tensión, entonces se supone que estos esfuerzos son soportados por los castillos laterales de concreto reforzado (las dalas le dan efectividad al sistema estructural). Así, se espera que las *deformaciones angulares* sean soportadas por el muro y que determinen el *modo de falla por cortante*. Obviamente, se tiene de garantizar que ambos elementos actúen como una sola unidad estructural. El aplanado muestra un ligero aumento en la resistencia al corte, sin embargo, se recomienda que no se tome en cuenta para el diseño. Por otro lado, en muros esbeltos, se vuelven determinantes los esfuerzos por flexión y se presentan grietas y fallas combinadas (Meli, 1974; Alcocer *et al*, 1999).

De acuerdo con la filosofía de diseño sísmico, se espera que después de un sismo, la estructura además de no llegar al colapso, conserve parte de su resistencia y rigidez inicial para mantener la capacidad de carga vertical. Sin embargo, se ha determinado de pruebas en voladizo realizadas a muros aislados de mampostería, que la rigidez disminuye rápidamente desde ciclos de poca deformación y aún cuando los daños no son visibles. Se registra alrededor del 60% de pérdida en la rigidez cuando se llega al límite elástico y de 80% para el punto de resistencia máxima. No sucede lo mismo con la resistencia, ya que, para al límite elástico se ha degradado aproximadamente el 5%. Además, se considera que la falla se alcanza cuando se ha perdido el 20% de la resistencia (Tomažević y Klemenc, 1997; Alcocer *et al*, 1999).

Esta gran degradación de rigidez, reduce la capacidad de absorción de energía, y se atribuye al microagrietamiento de los materiales, reacomodo de los tabiques, y al desplazamiento entre castillos y tableros. Debido a esto, el comportamiento detallado de los muros de mampostería es inelástico desde el inicio de los ensayos. Sin embargo, para fines de diseño, se supone que la mampostería tiene un comportamiento *lineal* o *elástico* hasta la presencia de la primera grieta diagonal. Esto se debe a que el confinamiento de los castillos y la carga vertical proporcionan estabilidad en las curvas de *fuerza lateral-deformación angular*.

El comportamiento no lineal de los muros de mampostería se debe esencialmente a dos factores: el primero es el inherente a todos los materiales y que se presenta a partir de cierto nivel de deformación. En este caso, el comportamiento no lineal de las piezas y del mortero, son cualitativamente similares a los del concreto; sin embargo, cuantitativamente las propiedades mecánicas tanto lineales como no lineales de las piezas, pueden ser muy distintas a las del mortero. El segundo factor de no linealidad, es el fenómeno que se presenta en la superficie de unión entre piezas y mortero, allí ocurre agrietamiento por tensión (o separación) y deslizamiento debido a esfuerzos tangenciales. En muros que fallan por cortante este aspecto determina en forma muy significativa el comportamiento global del elemento estructural. (Orduña y Ayala, 2001).

Como se señaló, el comportamiento sísmico de un elemento estructural está definido por su relación *carga-deformación* ante acciones dinámicas. De lo anterior, y a partir del análisis de las curvas de histéresis de distintas pruebas experimentales (Meli, 1974; Tomažević y Klemenc, 1997; Alcocer *et al.*, 1999); se puede observar una envolvente global que consta de tres etapas. La primera, se idealiza como una rama ascendente que se asocia con una rigidez elástica inicial hasta que ocurre el primer agrietamiento diagonal (γ_{agr}). A partir de este punto la rigidez disminuye progresivamente y la resistencia aumenta hasta alcanzar su valor máximo ante carga lateral (V_{max}). En la tercera etapa, se aprecia una pérdida de resistencia que se asocia a un daño gradual hasta llegar a la deformación máxima (γ_{max}) y después el colapso. Lo anterior se resume en la curva *fuerza cortante-deformación angular* para la mampostería confinada (Figura 2.2), en donde se toma en cuenta la degradación de la rigidez.

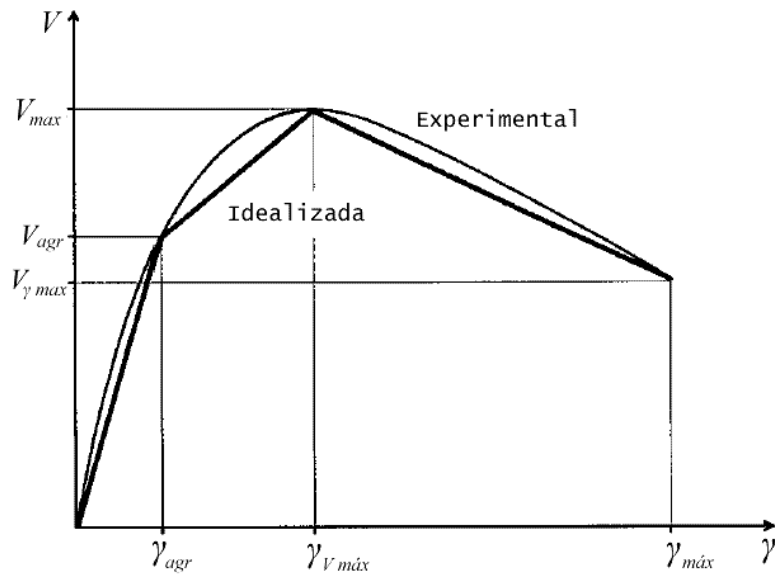


Figura 2.2. Idealización de la curva fuerza cortante-deformación angular para la mampostería (Tomažević y Klemenc, 1997)

Este desempeño estructural de los muros de mampostería ante acciones sísmicas se puede mejorar siguiendo diversas recomendaciones (Meli, 1974; Alcocer *et al*, 1999; Astroza y Schmidt, 2004):

- Procurar que los tableros de mampostería y los elementos confinantes trabajen como una unidad estructural. Para esto se recomienda construir muros dentados, y de esta manera incrementar la adherencia entre la mampostería y el castillo, así se reduce la probabilidad de fisura a lo largo de esta línea.
- Se recomienda que la separación de los estribos en los extremos debe ser menor que la intermedia, esto para controlar la penetración de grietas inclinadas de la mampostería. Además de que estos no se interrumpan.
- Los muros deben tener una forma aproximadamente cuadrada. Colocando castillos intermedios si fuese es necesario.
- Los tableros de tabiques no tienen que presentar fallas de aplastamiento por compresión. Se recomiendan las piezas macizas o con perforaciones menores que el 20% del área total. Se ha registrado que piezas con un gran porcentaje de perforaciones pueden dar lugar a fallas locales frágiles.
- Si se coloca un refuerzo de malla en la dirección paralela al plano de los muros se mejora el comportamiento, se incrementa la resistencia al corte y se proporciona resistencia a flexión e incluso, se evita la falla por corte, llegando a fallas por flexión. Esta malla distribuye las grietas, se sabe que estas disipan energía, entonces, se aumenta la disipación de energía y el amortiguamiento, registrándose un mayor intervalo de comportamiento lineal.

2.1.2. Modos de falla

Los daños debidos a sismos intensos en estructuras de mampostería son con frecuencia muy severos (Meli, 1974), lo que ha puesto a este sistema constructivo en una franca desventaja frente a estructuras de acero o concreto. Sin embargo, como se indicó antes, si se tiene un confinamiento adecuado, se puede evitar el comportamiento frágil y alcanzar niveles de deformación más elevados. Es claro que al tener un comportamiento más dúctil, las grietas en los muros son comunes incluso para estados límite de servicio. Así, se distinguen varios estados límite o niveles de desempeño que producen daño en estructuras de mampostería confinada (Astroza y Schmidt, 2004):

- 1 *Estado límite de servicio.* Se exhiben las primeras grietas. Pero se mantiene toda su resistencia y gran parte de la rigidez (deformación angular aproximada igual a 0.002).
- 2 *Estado límite operacional.* Se presenta el inicio del agrietamiento diagonal. Con daño muy limitado que corresponde al grado en el que el muro deja el intervalo de comportamiento elástico (deformación angular aproximada igual a 0.014).
- 3 *Estado límite de daño controlado.* Se presenta un estado estable de agrietamiento diagonal y en la base. No hay riesgo ni para las personas ni para los contenidos (deformación angular aproximada igual a 0.025).

- 4 *Estado límite de resistencia.* Se alcanza la mayor capacidad de carga. Existe daño importante, pero se mantiene la seguridad contra el colapso parcial o total (deformación angular aproximada igual a 0.06).
- 5 *Estado límite último nominal.* Se considera que el muro experimenta un deterioro del 20% de la fuerza máxima resistida y una importante degradación de rigidez. Se presentan daños severos con grietas mayores a 10 mm (deformación angular aproximada igual a 0.08).

Es difícil catalogar el mecanismo de fractura de estas estructuras, ya que depende de factores como la carga vertical que provee confinamiento, el refuerzo de los castillos, la adherencia entre las piezas y entre el muro y los miembros de confinamiento, entre otras. Sin embargo, se pueden sintetizar los siguientes modos de falla en la mampostería confinada, sabiendo de antemano que la falla final de un muro puede ser una combinación de varias fallas (Alcocer *et al.*, 1999; Astroza y Schmidt, 2004).

- 1 *Falla por flexión.* Tiende a presentarse en muros esbeltos cuando se generan tensiones importantes en los castillos de confinamiento siempre y cuando estos no tengan un refuerzo adecuado. Se produce la fluencia de las varillas longitudinales y una falla de compresión por flexión en el talón comprimido del muro.
- 2 *Falla de corte por deslizamiento.* Se produce por un deslizamiento horizontal a lo largo de la junta de mortero, falla de adherencia por corte en la junta. Este movimiento produce un mecanismo del tipo “columna corta” en los castillos. Se presenta cuando las piezas son resistentes, pero el mortero no, además de que se tiene poca carga vertical confinante (Figura 2.3).

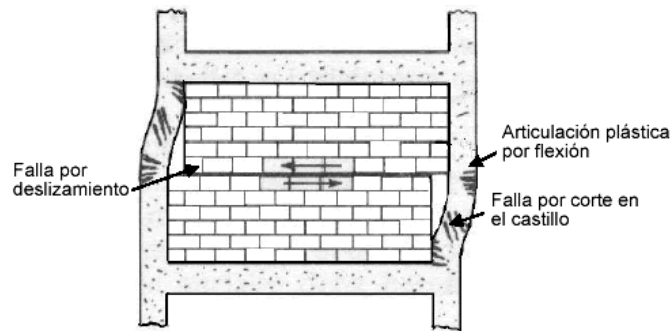


Figura 2.3. Falla de corte por deslizamiento (Astroza y Schmidt, 2004)

- 3 *Falla de corte.* Caracterizada por un agrietamiento diagonal del muro, como resultado de las tensiones diagonales que se producen por las distorsiones angulares (Figura 2.4).

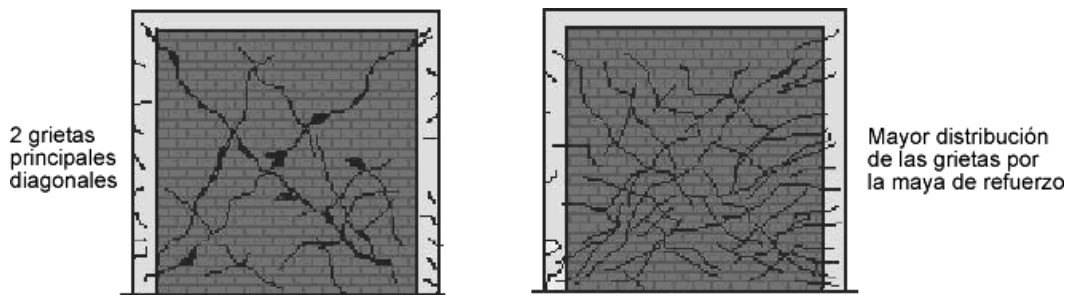


Figura 2.4. Falla de corte sin y con malla de refuerzo (Astroza y Schmidt, 2004)

- 4 *Falla de aplastamiento por compresión diagonal.* Se produce por el efecto de puntal que se presenta cuando se separa el muro de los elementos de confinamiento. Se generan grandes esfuerzos de compresión en las esquinas del muro, se presenta principalmente cuando las piezas son de baja calidad (Figura 2.5).

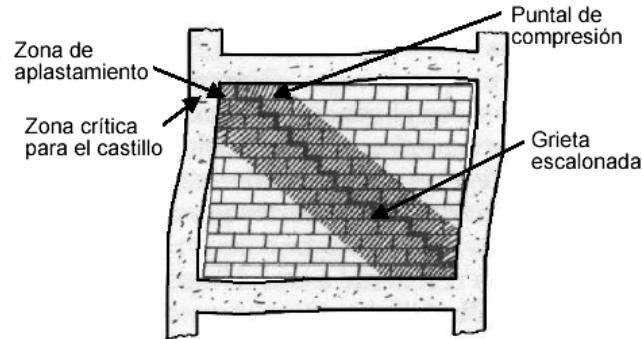


Figura 2.5. Falla por aplastamiento por compresión diagonal (Astroza y Schmidt, 2004)

2.1.3. Influencia de aberturas y refuerzo

El comportamiento de tableros rectangulares es muy conocido, sin embargo, las estructuras típicas incluyen geometrías muy distintas a la de simples cuadriláteros. Esto responde a requerimientos de funcionalidad y ventilación del edificio que implica *aberturas* en los muros. La presencia de estas cambia el comportamiento real de los tableros rectangulares ya que se reduce el área efectiva, lo que provoca pérdida de resistencia y/o rigidez y al mismo tiempo, concentración de esfuerzos y desplazamientos. No obstante, la mayoría de los códigos sísmicos no especifican explícitamente el procedimiento más adecuado para tomar en cuenta las aberturas en los muros.

En las NTCM-04 se especifican únicamente dos aspectos. Primero, que en muros con un patrón de aberturas regulares en elevación, se puede considerar alguna modificación simplista para tomar en cuenta su efecto en algún método aproximado. Cuando su distribución es irregular o compleja, es necesario recurrir a métodos más refinados para su modelado. Pudiéndose utilizar el método del elemento finito, el de puntales y tensores o algún otro.

Y segundo, que en aberturas mayores que $\frac{1}{4}$ de la dimensión entre dalas o castillos, deberán existir elementos de confinamiento equivalentes a los del perímetro del muro (dalas y castillos). En la literatura (Kaushik *et al*, 2006) se muestran otras formas de controlar el desempeño de estructuras con muros evitando aberturas en zonas críticas donde se puedan presentar fallas por columna corta, como se observa en la Figura 2.6.

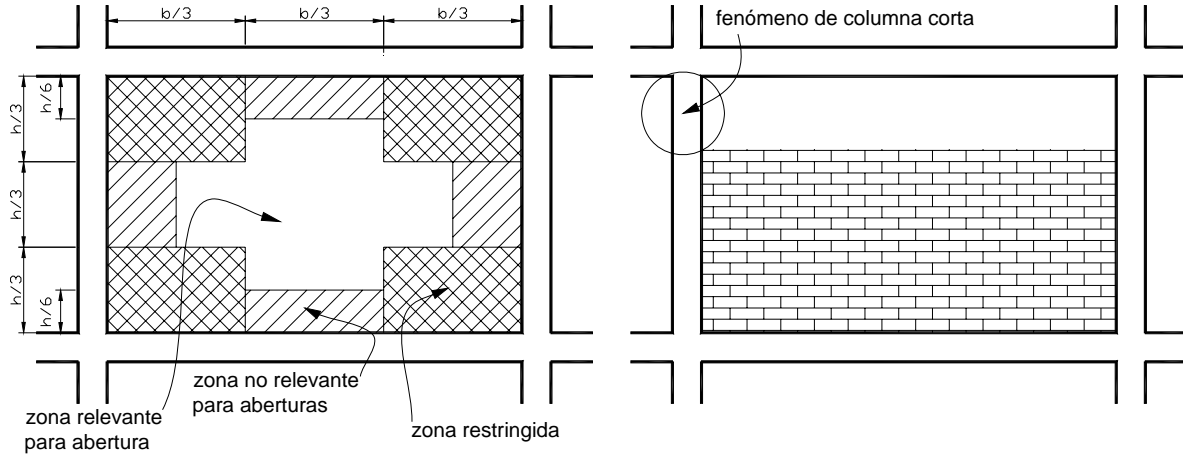


Figura 2.6. Zonas de aberturas con menor influencia ante sismos (Kaushik *et al*, 2006)

Por otro lado, también se puede controlar el desempeño estructural mediante requisitos mínimos de refuerzo en tableros y elementos confinantes. Se supone que empleando una cantidad mínima de acero longitudinal en los castillos de los muros se proveerá la resistencia suficiente a flexión para garantizar la falla por cortante. En las NTCM-04 se especifican cuantías y dimensiones mínimas para detallar el refuerzo en dalas y castillos. Estos criterios se identifican fácilmente en la Figura 2.7.

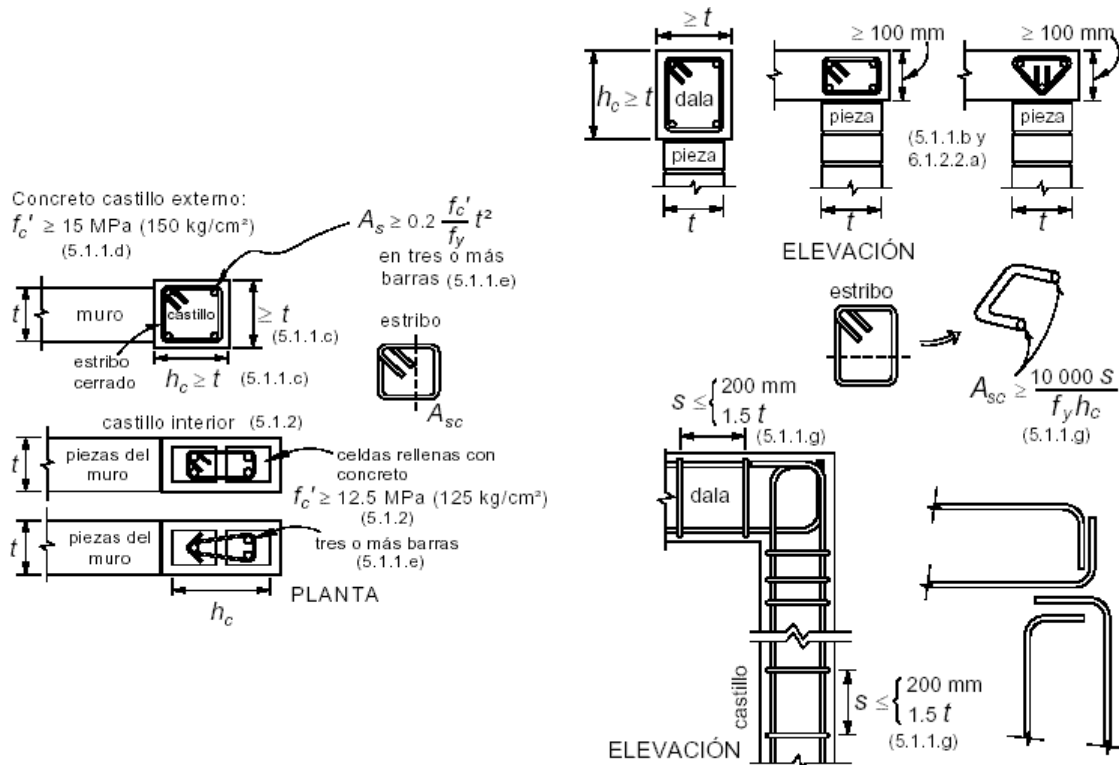


Figura 2.7. Dimensiones y detallado mínimo para castillos y dalas (NTCM-04, 2004)

Además, se espera que se tenga una densidad de muros similar en las dos direcciones ortogonales de la planta del edificio.

2.2. MÉTODOS DE ANÁLISIS PARA CARGAS LATERALES

Se considera que al inicio de las cargas laterales, el tablero y el marco trabajan monóticamente, sin embargo, bastan pequeños ciclos de deformación para que ambos elementos se separen en las esquinas opuestas y se apoye el tablero sobre el marco (Bazán y Meli, 2002). El fenómeno anterior produce fuerzas concentradas de cortante en castillos y dadas. Por otro lado, en el tablero se originan fuerzas de *compresión diagonal* que llegan a ocasionar fallas por compresión en las esquinas en contacto con el marco. De la misma manera, en la otra diagonal del tablero, se desarrollan grietas diagonales producto de fuerzas de tensión como se observa en la Figura 2.8.

Para tomar en cuenta el característico comportamiento de la mampostería, existen diversas estrategias o técnicas de análisis estructural, y ya que en la mayoría de los casos las estructuras de mampostería son de poca altura, se realizan significativas hipótesis que dan lugar a métodos de análisis simplificados. Sin embargo, para estructuras importantes, se busca tener una mejor aproximación y se recurre a métodos más elaborados que toman en cuenta el complejo comportamiento mecánico (resistencia nula a tensión, falla casi-frágil, carencia práctica de comportamiento elástico).

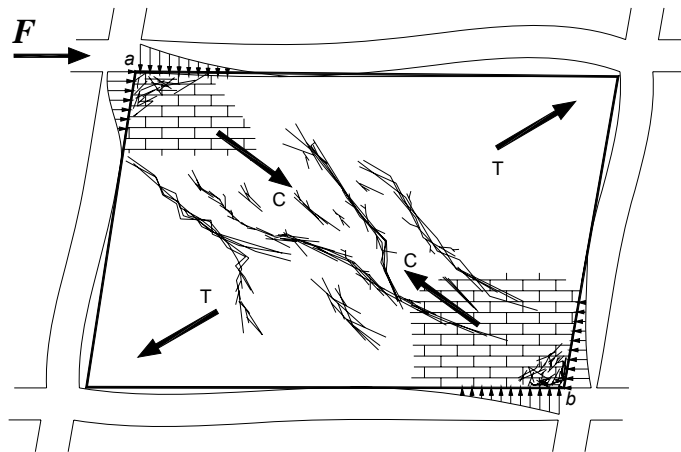


Figura 2.8. Estado de esfuerzos en un muro de mampostería confinada

Además, la interacción microestructural entre piezas y mortero, revela el comportamiento ortotrópico de este material. Sin embargo, resulta impráctico realizar un refinamiento íntegro de este fenómeno y se puede considerar a la mampostería como un material homogéneo. A continuación se presenta un bosquejo de los métodos de análisis más adecuados para modelar estructuras de mampostería.

2.2.1. Método de la diagonal equivalente

De acuerdo con la Figura 2.8 es posible suponer que el muro se puede modelar con una diagonal a compresión desde el punto *a* hasta el *b*. La otra diagonal tendrá que ser a tensión, pero la mampostería no resiste estos esfuerzos lo que limita el método para análisis estáticos únicamente. Se pueden considerar elementos que trabajan a compresión pura o a tensión pura (modelo de puntales y tensores), lo que complica aún más el cálculo. Así, se puede analizar la estructura con la teoría de barras con las características de la *diagonal equivalente a compresión*. En la literatura, Bazán y Meli (2002) proponen que ésta tenga el mismo espesor *t* y módulo de elasticidad E_m , que el tablero y que su ancho sea:

$$w_0 = (0.35 + 0.22\lambda)h$$

donde; h es la altura del tablero entre ejes, $\lambda = E_c A_c / G_m A_m$ es un parámetro adimensional basado en la diferencia de rigideces entre tablero y marco. Para que este método sea válido, se debe cumplir que la relación de aspecto del muro quede entre $0.75 \leq b/h \leq 2.5$ y que $0.9 \leq \lambda \leq 11$. Además, se considera que las diagonales están articuladas en sus extremos, no así las esquinas del marco que se modelan con las dimensiones de los castillos y dadas.

2.2.2. Método de la columna ancha

Otro método para calcular la rigidez lateral y los elementos mecánicos de muros de mampostería, consiste en considerar al muro como una columna ancha. Esta, agrupa en su eje axial las propiedades estructurales del muro y toma en cuenta efectos de flexión y de cortante. El momento de inercia I , proviene de la sección con mayor rigidez axial, es decir, los castillos, y se calcula con la siguiente expresión:

$$I = \frac{A_c h^2}{2}$$

donde A_c es el área transversal de los castillos y h la altura del muro.

Además, se considera que la dala que queda sobre el muro tiene rigidez infinita a flexión. Al realizar este análisis, se obtienen momentos flexionantes y fuerzas cortantes, tal como si fuera una estructura esquelética. En la literatura se presentan comparaciones de resultados de estructuras analizadas con elementos finitos y con el *método de la columna ancha*, éstas muestran que el método proporciona un modelo numérico con resultados casi exactos (Bazán y Meli, 2002). Ya que para muros largos en relación con su altura, la rigidez depende de las deformaciones por cortante, y para muros esbeltos de las de flexión. De la misma manera, este método sólo es aplicable para los mismos intervalos de b/h y λ que el de la diagonal equivalente.

2.2.3. Modelo de las tres diagonales

Es una propuesta que reproduce apropiadamente los elementos mecánicos de muros de mampostería, especialmente para el intervalo no-lineal. Además, se puede considerar el nivel y tipo de desempeño que se quiere obtener. El modelo propuesto consiste en sustituir el muro por tres elementos armadura que únicamente pueden tomar fuerzas axiales de compresión (Figura 2.9).

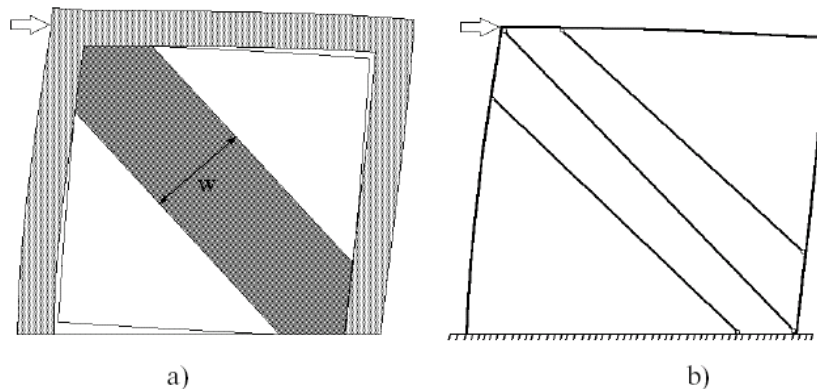


Figura 2.9. Modelo de tres diagonales; a) idealización del trabajo de un muro como puntal en compresión, b) modelo propuesto para el análisis (Orduña y Ayala, 2001)

El elemento en la diagonal principal, modela el comportamiento de una franja de muro que inicialmente toma una parte importante de la carga, pero cuya contribución disminuye notablemente cuando ocurre el agrietamiento del muro. Los elementos excéntricos inicialmente transmiten una parte pequeña de la carga pero modifican las distribuciones de elementos mecánicos del marco. Cuando ocurre el agrietamiento del muro, el elemento central pierde rigidez, los elementos excéntricos toman un porcentaje mayor de la carga. Esto es congruente con lo observado en modelos refinados de elementos finitos (Orduña y Ayala, 2001), en donde para la etapa final se observa una reducción de los esfuerzos principales en la franja central del muro, y la formación de franjas laterales a través de las cuales se transmiten los esfuerzos.

Las rigideces de las diagonales excéntricas se definen por el comportamiento entre el agrietamiento del muro y la deformación máxima, estos elementos fluyen cuando se alcanza este último estado. Las variables que definen el comportamiento del modelo son la *ubicación* de las diagonales excéntricas, las *rigideces* de los elementos y sus *resistencias*. La suma de las rigideces iniciales de las tres diagonales debe ser la rigidez de la primera rama de la curva, mientras que la segunda rama define la suma de las rigideces de las diagonales excéntricas. Las resistencias se definen de manera que la diagonal central fluya cuando alcanza la carga de agrietamiento, mientras que las diagonales extremas fluyen cuando alcanzan la carga correspondiente con el estado último. La fluencia de las diagonales excéntricas ocurre antes que la deformación angular alcance un valor igual a 0.006.

El método de las tres diagonales, a diferencia de los fundamentados en una sola diagonal, permite aproximar la variación de los elementos mecánicos en los extremos de los elementos del marco.

2.2.4. Método del elemento finito

Se considera como el método más preciso y acaso exacto para analizar muros de mampostería. Entre sus ventajas está la posibilidad de realizar modelos detallados y de geometría compleja con diversas condiciones de carga. Además, en el mercado existen diversos programas de análisis estructural basados en el método del elemento finito. El método consiste en dividir un medio continuo en subregiones o *elementos finitos*. Se obtienen soluciones aproximadas de ecuaciones diferenciales con determinadas condiciones de frontera y dentro de un dominio. Frecuentemente se utilizan elementos rectangulares con cuatro nodos y con tres grados de libertad, dos de traslación y uno de rotación.

El modelo numérico de muros de mampostería debe de considerar la continuidad entre los tableros, la influencia de aberturas en la concentración de esfuerzos en zonas frágiles y las restricciones que los sistemas de piso imponen a las deformaciones de los muros. Esto es algo que no consideran los métodos aproximados, pero si el método del elemento finito donde se pueden analizar muros de mampostería con distintos grados de refinamiento para diferentes fines. De acuerdo con el análisis de dos modelos constitutivos de muros, la mampostería se puede modelar con alguno de los siguientes métodos (Gambarotta y Lagomarsino, 1997a; Gambarotta y Lagomarsino, 1997b).

- *Micro-modelo*. Se modelan los tabiques y las juntas de mortero como elementos de interfase. Se puede tomar en cuenta la pérdida de cohesión, la falla individual de las piezas y el deslizamiento entre piezas y mortero. Es recomendable para simular comportamiento no lineal y modelos de fractura discreta o distribuida y observar así la evolución del daño. No se recomienda para casos comunes de diseño ya que la cantidad de procesamiento de datos es impráctica.

- *Macro-modelo.* Se considera el tablero en sí como una unidad con propiedades homogeneizadas tomando en cuenta que las piezas son pequeñas en comparación con el tamaño del muro. Este modelo continuo provee una buena simulación para muros en los que se espera un agrietamiento distribuido como en los muros diafragma o confinados. Permite realizar análisis en tres dimensiones estáticos y dinámicos relativamente rápido.

No obstante, aunque las computadoras aumentan la productividad facilitando el trabajo y reduciendo los errores matemáticos. Se tiene la inconveniente tendencia de perder el sentido del análisis estructural por la elegancia del método y su supuesta precisión. Esto puede ser un problema serio, particularmente para ingenieros sin experiencia que elaboran modelos analíticos que a menudo tienen grandes errores que no representan en absoluto el comportamiento estructural real. Siempre y cuando las hipótesis sean válidas, cualquier modelo analítico es respetable, independientemente del método y tipo de análisis, ya que ayuda a comprender el comportamiento estructural de una construcción.

CAPÍTULO 3

TORSIÓN SÍSMICA

3.1. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

A continuación se explican las causas que originan el fenómeno de la torsión sísmica en edificios como consecuencia de la disposición de sus elementos estructurales. El concepto de *configuración estructural* tiene que considerar aspectos como morfología, tecnología, solución estructural y estética. Estos conceptos, aunque parezcan aislados, están relacionados y a veces son interdependientes. Se explican las reglas tradicionales de la *morfología estructural*.

3.1.1. Morfología estructural

Los tópicos obligados de morfología estructural y que se incluyen en los principios de la ingeniería sísmica son: dimensión absoluta, solidez, simetría y regularidad. El principal y que mejor describe el comportamiento sísmico de las estructuras es la *dimensión total* de la construcción. La dimensión o altura, funciona muy bien para controlar el desempeño de estructuras de mampostería. En la mayoría de los códigos sísmicos se incluyen límites superiores según sea el método de análisis.

Por otro lado, la *simetría* y la *robustez* intervienen, ya que conviene evitar una distribución irregular de las fuerzas inducidas por el sismo. La meta de un diseño sísmico correcto es que todos los miembros estructurales contribuyan a la resistencia y disipación de la energía. Si se evita la desviación entre la distribución de masas, resistencias y rigideces, se eliminan las grandes excentricidades y se reducen los efectos de torsión. Estos requisitos se refieren a la disposición de los elementos estructurales pero también, a la morfología arquitectónica, lo que impone grandes restricciones a la forma global del edificio, simplificándola en planta y en elevación (la simplicidad se refiere a la ausencia de concavidades, Fig. 3.1) (Arnold y Reitherman, 1982).

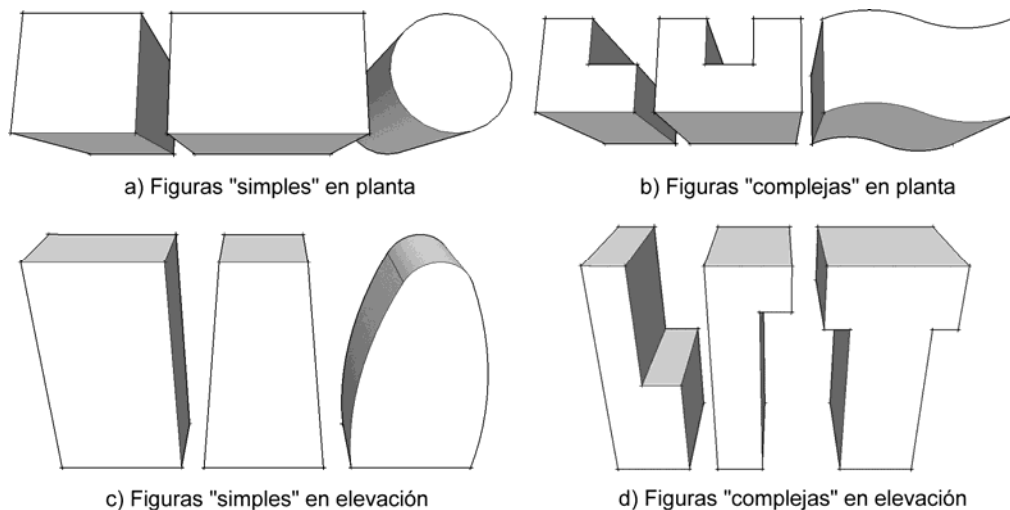


Figura 3.1. Disposición de estructuras simples y complejas, en planta y elevación (Arnold y Reitherman, 1982)

También los conceptos de *uniformidad* y de *regularidad* intentan eliminar la ocurrencia de zonas críticas, en donde es factible la concentración de esfuerzos o grandes demandas de ductilidad que podrían causar fallas locales prematuras. De hecho, estos conceptos imponen limitantes a la variación de forma, masa, rigidez y resistencia en planta y a lo largo de la altura de la estructura. Esto, a menudo puede ser contradictorio con algunos enfoques de la arquitectura moderna (Mezzi, 2006). Un caso típico se representa por la *planta baja libre*, que fue uno de los cinco puntos básicos que manifestó en 1923 el arquitecto francés Le Corbusier en su “Vers une architecture” y que provoca frecuentemente fallas por entrepiso blando.

Así, algunas veces la solución estructural define la morfología, pero normalmente, sólo puede influenciar sutilmente y no determina forzosamente la configuración final. La solución estructural se puede considerar como un parámetro de segundo orden que sólo es definitivo cuando se liga a la opción arquitectónica que hace evidente el aspecto estructural. Por el contrario, algunas soluciones arquitectónicas son inherentes a la morfología, y se eligen con base en las consideraciones expresivas o estéticas (Mezzi, 2006). Lo anterior manifiesta la necesidad de una comunicación adecuada entre ingeniero estructural y arquitecto, principalmente en la fase de diseño conceptual.

3.1.2. Respuesta estructural de sistemas asimétricos

El sistema estructural de un edificio de mampostería, consiste en muros acoplados, estos, ensamblan un conjunto de elementos estructurales conectados por losas. Se supone que las losas actúan como diafragmas rígidos. Así, se provee de rigidez traslacional, pero además, de rigidez torsional. A menudo, la rigidez torsional de los elementos estructurales individuales, es insignificante en comparación con la rigidez torsional del conjunto estructural.

Cuando se diseña una estructura, se trata de que los elementos estructurales, pero también todo el conjunto estructural, posean un eje de rigidez vertical y dos planos principales que pasen a través de este eje. Tales sistemas estructurales se conocen como *estáticamente axiales* (Rosman, 1997). A esta categoría pertenecen los sistemas isotrópicos, ortotrópicos y sistemas simétricos con dos o más planos.

Un sistema estructural es *isotrópico*, si la capacidad de deformación lateral de todos los elementos en las dos direcciones principales son similares entre sí. Un sistema es *ortotrópico*, si 1) es ortogonal con respecto a dos direcciones horizontales X e Y , y 2) las propiedades de deformación de todos los sistemas en la dirección X o Y son similares entre sí. Existe la posibilidad de que el sistema sea isotrópico y ortotrópico pero no necesariamente será simétrico. Un sistema *simétrico* con n planos, es aquel que posee al menos una sección transversal axialmente simétrica. Un sistema es *ciclo-simétrico* con n planos, cuando una rotación alrededor del eje de simetría de $360^\circ/n$, o un múltiplo de éste, presenta configuraciones idénticas. Simultáneamente, tales sistemas tienen n planos verticales simétricos. Un caso particular, se da cuando $n=\infty$, lo que significa que el sistema es *rotacionalmente simétrico* (Rosman, 1997).

Las investigaciones en *sistemas estáticamente axiales*, revelan que una carga lateral en cualquier plano principal a través del eje de rigidez del sistema; produce sólo deflexiones por traslación en ese plano. Así mismo, una carga de rotación o momento, produce sólo deflexiones alrededor del eje vertical Z . Obviamente, la respuesta de los sistemas estáticamente axiales es favorable y fácil de determinar. Los sistemas ciclo-simétricos con $n \geq 3$, tienen la misma rigidez en todas las direcciones laterales y se pueden definir como *equi-rígidos*.

De esta manera, en la etapa del diseño conceptual se busca hallar configuraciones en donde los centros de masas de todos los niveles estén muy cerca de la misma línea vertical. A menudo, los centros de

masas de los entrepisos coinciden o casi coinciden, con el centro de geometría. En la literatura, tales sistemas se denominan *dinámicamente axiales* (Rosman, 1997). Sistemas con dos o más planos de simetría, especialmente los ciclo-simétricos, son frecuentemente dinámicamente axiales.

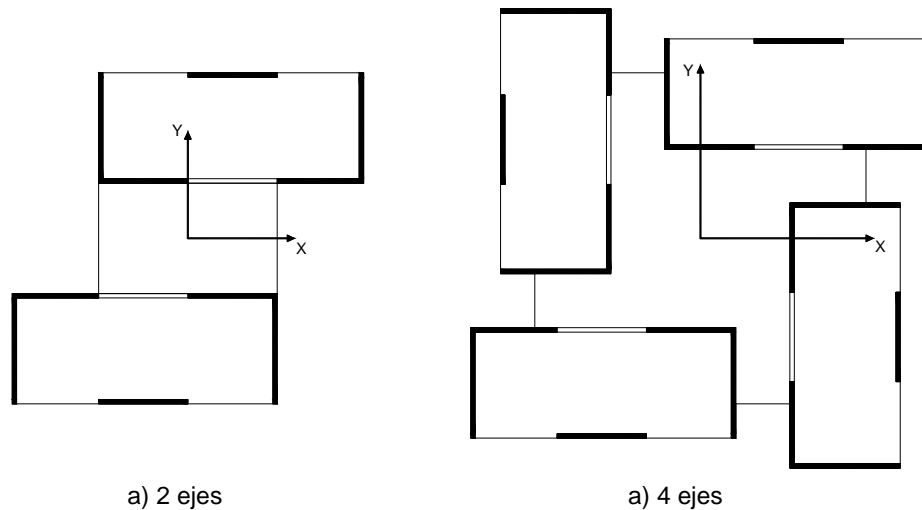


Figura 3.2. Plantas de sistemas ciclo-simétricos de 2 y 4 ejes (Rosman, 1997)

Un edificio en el que no coincidan ni el eje vertical de rigidez ni el eje vertical de masas se dice que es noaxial. Un edificio con un eje vertical de rigidez o con un eje vertical de masas se dice que es *monoaxial*. Un edificio con los dos ejes verticales de rigidez y de masas se dice que es *biaxial*. La respuesta estructural de un sistema biaxial, es mucho más favorable y simple de predecir que la de los sistemas monoaxiales y noaxiales. El comportamiento dinámico de los edificios biaxiales será mejor, mientras más se aproximen los ejes de masas a los de rigidez. Por último, edificios biaxiales en los que la distancia entre los ejes de rigidez y de masas es no cero, se dice que son *acoaxiales*. Luego, los edificios en los que los ejes coinciden se denominan *coaxiales* (Rosman, 1997). Sintetizando, los sistemas estructurales se pueden clasificar como se describe en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Clasificación de sistemas estructurales para edificios (Rosman, 1997)

Sistemas estructurales	Eje de rigidez	Eje de masas	Respuesta sísmica
Sistemas no axiales	-	-	la peor
Sistemas monoaxiales			
estáticamente axiales	+	-	
dinámicamente axiales	-	+	
Sistemas biaxiales	+	+	
sistemas acoaxiales	No coincide		m e j o r a ↓
isotrópicos			
ortotrópicos			
simétricos en 2 sentidos			
Sistemas coaxiales	coincide		
no simétricos			
simétricos			
no equi-rígidos			
simétricos con reflexión en 2 sentidos			
ciclo-simétricos en 2 sentidos			
equi-rígidos			la mejor

3.2. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE ESTRUCTURAS ASIMÉTRICAS

La experiencia ha demostrado que las decisiones tomadas en la fase de diseño conceptual son determinantes para asegurar un comportamiento adecuado de las estructuras así como garantizar que no fallen cuando ocurran sismos intensos. En el capítulo anterior se explicó y enfatizó la importancia de asegurar la simetría tanto como sea posible. En la siguiente sección se exponen brevemente requerimientos adicionales para controlar el desempeño sísmico.

Generalmente, la forma global del edificio y la estructura deberán de ser simples. Los edificios “simples” tienen mayor probabilidad de supervivencia cuando se sujetan a eventos sísmicos intensos. La planta del edificio debe de ser compacta, se deberán evitar formas compuestas especialmente formas cóncavas. Por lo tanto, edificios con arreglos en planta tales como la Figura 3.3a se deberán dividir adecuadamente mediante juntas sísmicas, en unidades menores como las de la Figura 3.3b.

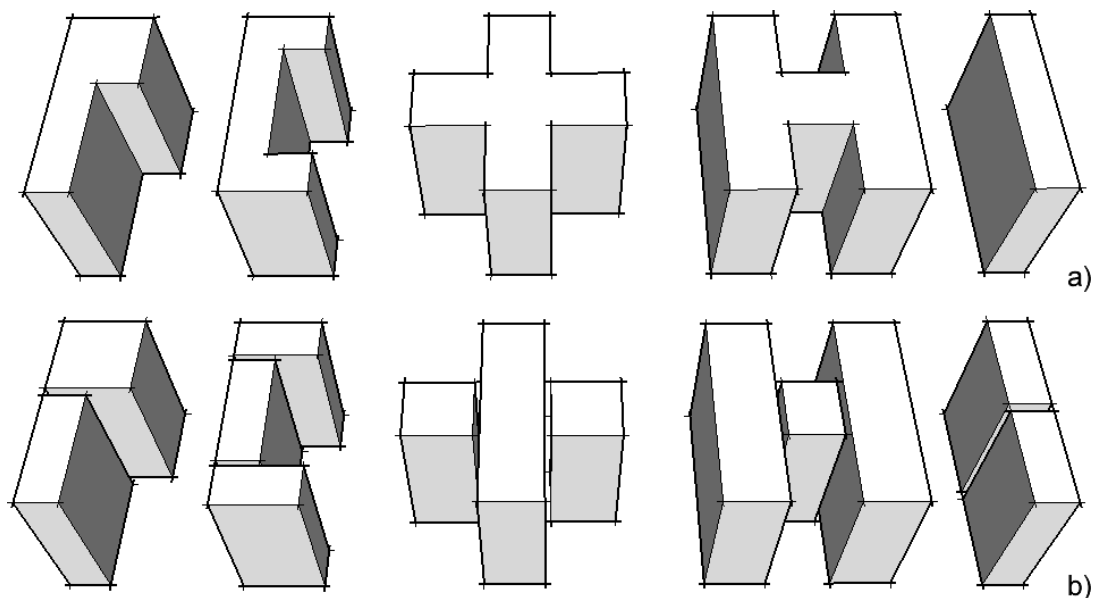


Figura 3.3. Configuraciones típicas de edificios prismáticos: a) sistemas no compactos b) sistemas compactos equivalentes. Ambos con la misma forma global (Rosman, 1997)

Con respecto a la forma en elevación, una sección constante en toda la altura del edificio es la solución más frecuente y favorable. Debido que grandes masas en la cresta del edificio pueden provocar un comportamiento dinámico de péndulo invertido y esto se debe evitar. Las ampliaciones planas en la parte inferior se deben de aislar correctamente de la torre principal debido a posibles asentamientos no uniformes de ambas secciones. Otro aspecto importante es evitar las discontinuidades de los muros, esto es, tener muros intermitentes en pisos adyacentes, ya que se desarrollan una respuesta dinámica extremadamente mala. De la misma manera, las discontinuidades de los pisos en elevación, conducen a concentraciones de esfuerzos y comportamiento de columna corta en los castillos confinantes.

3.2.1. Ventajas de los sistemas altamente simétricos

Los sistemas altamente simétricos, especialmente los definidos en la sección 3.1.2 como lateralmente equi-rígidos tienen las siguientes ventajas:

- Algunos detalles de los elementos estructurales y no estructurales son idénticos entre sí.
- Existen grandes posibilidades de diseño en planta, como algunos polígonos convexos y cóncavos o formas circulares incluyendo disposiciones con balcones y pórticos entre otras expresiones arquitectónicas.
- Se tienen amplias posibilidades para diseñar las caras laterales del edificio.
- Se logra poca o la menor área lateral permitiendo un recinto efectivo y económico.
- Se consigue una reducción sustancial de la redundancia estática y/o cinemática, posibilitando un sistema estáticamente determinado y, por lo tanto, facilitando la determinación de la respuesta estructural.

3.2.2. Opciones de sistemas simétricos en edificios

Los sistemas ciclo-simétricos básicos (equiláteros), regularmente tienen la siguiente forma en planta (Figura 3.4).

- polígonos convexos, por ejemplo, el triángulo, cuadrado, pentágono, hexágono (Figura 3.4a).
- poliedros cóncavos o estrellas con n-puntos, por ejemplo el hexagrama o dodecagrama. (Figura 3.4b)

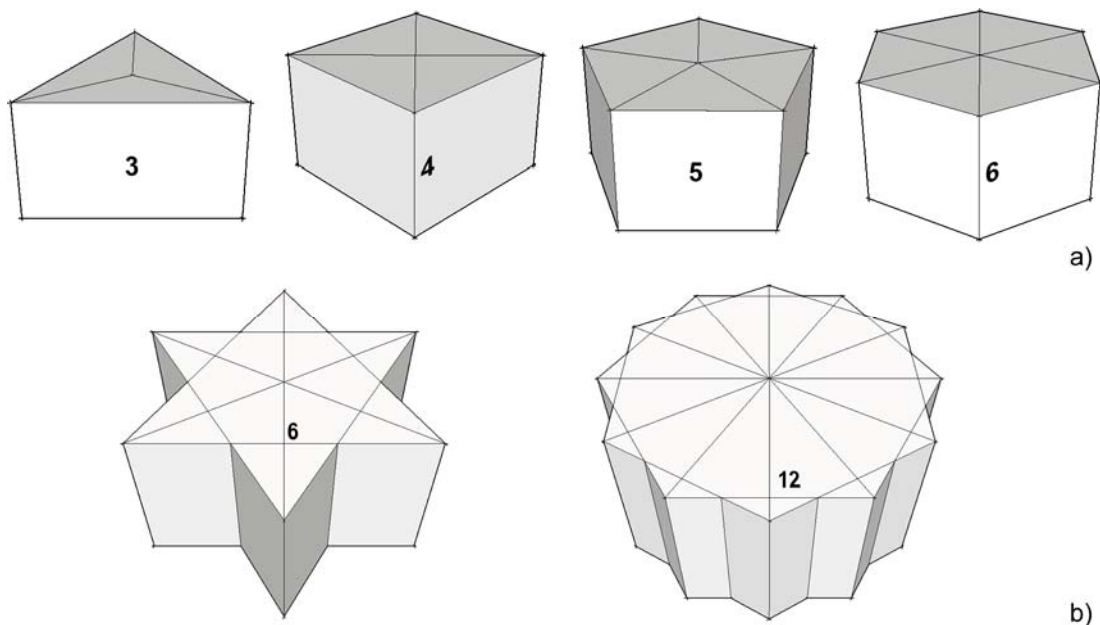


Figura 3.4. Formas globales de edificios para tener buen comportamiento torsional. a) polígonos convexos b) poliedros cóncavos

Estos sistemas estructurales forman prismas regulares rectos. Y por lo tanto, las opciones para configurar la forma general de un edificio y garantizar que el comportamiento torsional sea aceptable son muy amplias.

3.2.3. Fallas típicas de estructuras asimétricas

Dada la filosofía de diseño sísmico vigente, los edificios se diseñan para que respondan elásticamente sólo ante sismos de magnitud moderada. Pero se espera que soporten sismos de gran magnitud mediante la disipación de energía en el intervalo post-elástico de vibración. Por lo que se reduce la demanda de resistencia de la estructura, a costa de producir una gran demanda de ductilidad en los miembros estructurales. Así, para evitar el colapso ante grandes eventos sísmicos, se debe de proveer de suficiente capacidad de deformación a los elementos.

Sin embargo, en estructuras asimétricas (en masa y/o rigidez) se espera que se presente un incremento considerable en la demanda de ductilidad en algunos de sus elementos, si se compara con un sistema simétrico homólogo. De hecho, estas estructuras asimétricas pueden llegar al colapso en sismos intensos, aún si se les provee de la ductilidad necesaria que requiere una estructura simétrica equivalente.

El acoplamiento entre las vibraciones laterales y torsionales, provocado por la excentricidad entre el centro de masas y el de rigideces que se produce en el diafragma rígido, debido a las fuerzas de inercia durante un sismo, genera vibraciones en el intervalo elástico así como en el intervalo no-lineal. La vulnerabilidad de tales efectos por acoplamiento en estructuras asimétricas, ha sido a menudo demostrada en sismos fuertes. Estudios y análisis realizados después del sismo de 1985 en México, entre otros, concluyen que cerca del 40% de las fallas son directa o indirectamente atribuidas a una distribución asimétrica de rigidez, resistencia o masa en planta (Rosenblueth y Meli, 1986). (Figuras 3.5 y 3.6)



Figura 3.5. Falla por torsión durante el sismo de 1985 en México

La demanda de ductilidad y de desplazamiento excedente que se genera principalmente en los elementos de los bordes de las plantas, no se toma en cuenta adecuadamente en las provisiones de diseño actualmente usadas. Por lo tanto, las conclusiones de numerosos estudios en esta área, no se pueden aplicar directamente al diseño de estructuras de mampostería. Debido a que la mayoría de estos se enfocan al análisis de estructuras de acero o concreto reforzado, y adoptan un comportamiento histerético bi-lineal del material para caracterizar los elementos estructurales. Además, no se toma en

cuenta ni la degradación de la rigidez ni el deterioro de la resistencia, parámetros determinantes en el comportamiento no-lineal de la mampostería.

De acuerdo con las cargas de inercia cíclicas y al daño progresivo de los elementos estructurales durante un sismo intenso, los centros de rigidez y de resistencia a lo alto de la estructura, cambian de posición en planta y se incrementa la demanda de ductilidad y de desplazamientos considerablemente. En primer lugar, la degradación progresiva de rigidez debida al daño, incrementa la excentricidad en las incursiones inelásticas sucesivas. En segundo lugar, el deterioro de la resistencia también magnifica este fenómeno que puede provocar fallas locales.

La demanda excedente de desplazamientos torsionales se presenta principalmente en los elementos de las orillas, ya que estos son los más alejados del centro de rigidez (centro de giro). Y, de acuerdo con el comportamiento histerético inherente a los materiales, se pueden producir fallas que no se presentan en una estructura análoga simétrica (es decir, con el mismo periodo natural de vibración lateral). También, se indica que las fallas se presentan comúnmente en edificios de esquina, en donde se tiene una asimetría obligada de acuerdo a dos fachadas con un menor número de elementos resistentes (Figura 3.6).



Figura 3.6. Falla por torsión en una estructura de esquina en la ciudad de México debido a los sismos de 1985

En este sentido, es muy importante evitar la asimetría en las estructuras, en especial en las de mampostería, ya que no se conoce preponderantemente su comportamiento no lineal cuando existe asimetría y acoplamiento vibracional. Además, el deterioro de rigidez y resistencia es un fenómeno inevitable, incluso para pequeños ciclos de carga en la mampostería. Y en donde el daño progresivo debido a la torsión, provocado por una distribución irregular de las resistencias en planta, puede provocar serios problemas de diseño. Lo anterior, anticipa que se deben de realizar más estudios detallados que tomen en cuenta otros factores que intervienen en el fenómeno de la torsión en el intervalo no lineal para la mampostería.

3.3. TORSIÓN SÍSMICA ESTÁTICA

3.3.1. Introducción

Los primeros estudios relacionados con el tema de torsión en edificios, se realizaron en la década de los 60. Se consideraron modelos equivalentes de un nivel y tres grados de libertad (Elourdy y Rosenblueth, 1968). Comúnmente, la interpretación de estos resultados se hace sin la intervención de alguna regla de correspondencia para validar las hipótesis de que los resultados son directamente extrapolables a edificios de varios pisos. Y, de acuerdo con los daños observados durante sismos intensos, incluyendo el de México de 1985, se indica que cerca del 40% de las fallas, se debe a la torsión sísmica entre otras causas (Rosenblueth y Meli, 1986).

Este fenómeno se observa cuando existe una distribución irregular en planta de masas, resistencias y/o rigideces. Lo anterior da origen a vibraciones torsionales que amplifican las vibraciones traslacionales. Por otro lado, una evaluación exacta del comportamiento estructural de edificios irregulares es un problema complejo. No obstante, la mayoría de los códigos actuales para diseño sísmico contienen disposiciones para incluir el comportamiento torsional. Así, se considera una excentricidad de diseño al aplicar las fuerzas sísmicas de diseño. Ésta toma en cuenta una combinación probabilística de la influencia de la torsión natural y la torsión accidental.

En el intervalo de comportamiento lineal, las vibraciones por torsión se presentan cuando el centro de rigidez, CR , del sistema estructural no coincide con el centro de masa, CM . La distancia entre estos es la excentricidad estática e_s . Estas estructuras se denominan asimétricas o torsionalmente desequilibradas y el movimiento torsional inducido por esta asimetría se llama torsión natural (Humar *et al*, 2003). El CM se define como el centro de gravedad de las cargas verticales y será el lugar donde se aplica la fuerza sísmica horizontal actuante. En caso de que se presente una distribución uniforme en planta, el CM coincidirá con el centroide geométrico del piso. El CR es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza sísmica en el piso para que no cause rotación de la planta.

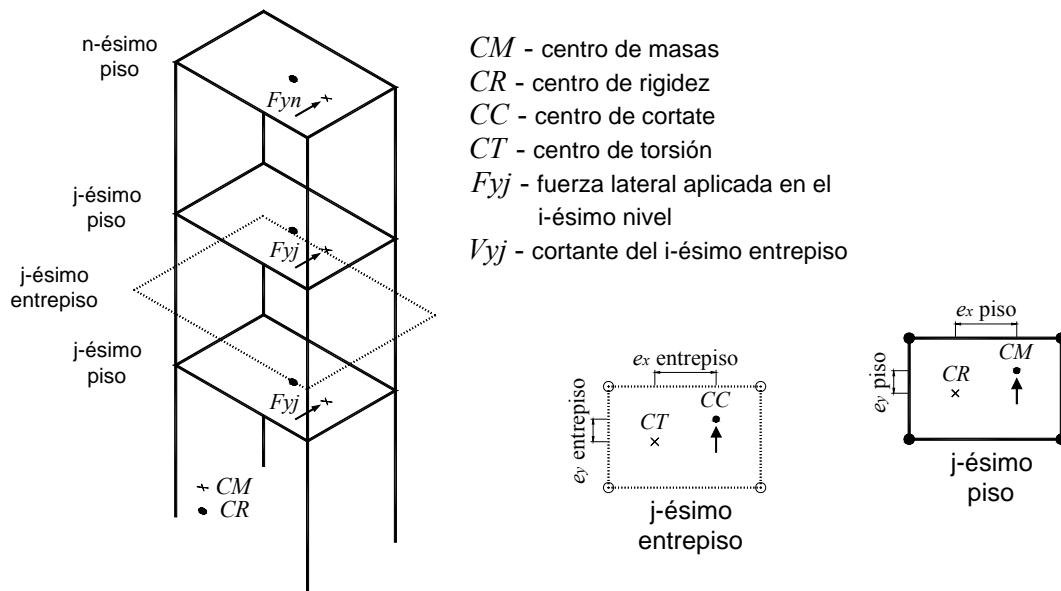


Figura 3.7. Coordenadas y parámetros para la aplicación del método estático (Zárate *et al*, 2003)

Sin embargo, aún en estructuras nominalmente simétricas, donde teóricamente no debería, se presenta torsión. Este fenómeno se conoce como torsión accidental, provocada por una excentricidad accidental. Algunas causas de la torsión accidental son las siguientes (Newmark y Rosenblueth, 1976).

- a) Las diferencias entre las distribuciones de diseño de la masa, rigidez, y resistencia nominal y las distribuciones reales que se presentan al momento del sismo.
- b) La diferencia en la llegada de las ondas sísmicas a la base del edificio.
- c) Las vibraciones torsionales inducidas por el movimiento del terreno.
- d) Otras fuentes (asimetría de las constantes de amortiguamiento, la deformación en dirección perpendicular a la que se está analizando, etc.)

Al igual que otros reglamentos de diseño por torsión, el RCDF-2004 especifica en las NTCS-2004, que es válido llevar a cabo un análisis estático para valuar la influencia de los efectos de torsión en la respuesta estructural. En este análisis se aplican las fuerzas cortantes sísmicas en el centro de masas de cada entrepiso. Adicionalmente, se aplican momentos de torsión, resultado del producto de la fuerza cortante sísmica en cada dirección de análisis y dos valores de excentricidad de diseño.

Sin embargo, las solicitaciones así obtenidas, difieren de las de un análisis dinámico tridimensional en donde se considera la amplificación de los momentos por el acoplamiento entre vibraciones torsionales y traslacionales (Escobar *et al*, 2004a). Este efecto se toma en cuenta, utilizando un factor de amplificación dinámico de la excentricidad estática, (α y δ) que incrementan las fuerzas de diseño mediante un momento de diseño mayor que el calculado estáticamente. Por otro lado, la excentricidad accidental se considera sumando o restando un factor de excentricidad accidental a la excentricidad de diseño, e_d . Ésta se expresa como un porcentaje β de la dimensión máxima de la planta de la estructura en el sentido perpendicular a la dirección del sismo.

Sintetizando, la excentricidad de diseño tiene el siguiente formato:

$$e_d = \alpha e_s + \beta b \quad (3.1)$$

o:

$$e_d = \delta e_s - \beta b$$

donde α y δ son factores de amplificación dinámica, e_s es la excentricidad estructural o estática, β es el factor de excentricidad accidental, y b es la dimensión máxima en planta de la estructura, perpendicular a la dirección de la excitación sísmica analizada. De las ecuaciones (3.1) se utiliza como excentricidad de diseño la que ocasione los efectos más desfavorables para cada uno de los elementos resistentes (no la de mayor magnitud).

Por tanto, el método sísmico estático, es una alternativa simplificada para el análisis de edificios que se ajustan a determinadas hipótesis de comportamiento y tipos de estructuración, y cuya altura está limitada. En el análisis se consideran los efectos de torsión, la amplificación dinámica, incertidumbres existentes en el cálculo de las masas, rigideces, resistencias de elementos y otras fuentes de torsión. En este análisis, se aplican fuerzas estáticas equivalentes a las acciones dinámicas. Éstas se suponen actuando en cada entrepiso que se presume responde como diafragma rígido y distribuye la cortante sísmica entre cada elemento resistente de acuerdo a su rigidez traslacional. Pero además, se consideran los efectos de torsión tomando en cuenta la acción de un momento torsionante. Este cortante directo y el momento torsionante se representan en la Figura 3.5.

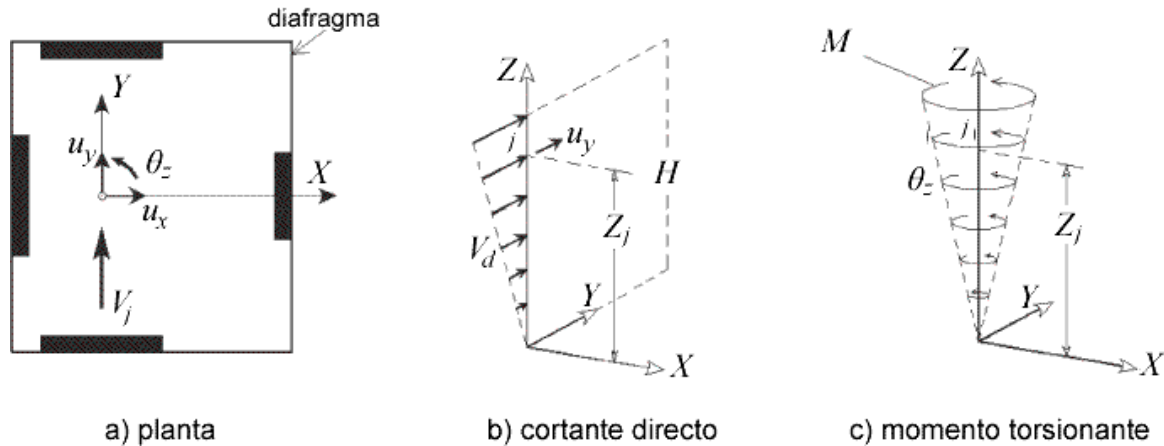


Figura 3.8. Simplificación de análisis del método estático; cortante directo más momento torsionante (Makarios, 2008)

3.3.2. Criterio del RCDF-04 para torsión sísmica estática

La filosofía de diseño actual establece que los edificios serán capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando ocurren sismos intensos, conservando su capacidad de carga. Para el caso de edificios asimétricos, estas deformaciones inelásticas se originan de la traslación y rotación de sus entrepisos. Así, en su respuesta, además de no exceder los límites establecidos para los desplazamientos laterales; se tienen que controlar los adicionales debidos a torsión dentro de los límites permisibles de desplazamiento de entrepiso.

En primer lugar, las NTCS-04, señala que, para el cálculo de las fuerzas de diseño de los elementos resistentes de cada entrepiso, primero se distribuya la fuerza cortante total, V_j del mismo, de acuerdo con la rigidez lateral de cada elemento, k_i , obteniéndose un cortante directo de diseño, V_{di} , esto es, para cada una de las direcciones ortogonales de la estructura:

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

En segundo lugar, la fuerza cortante debida al efecto de la torsión sísmica, V_{ti} se obtiene del momento torsionante originado por la aplicación de la fuerza cortante de entrepiso y la excentricidad de diseño e_d más desfavorable de las ecuaciones (3.1). Y de acuerdo con las NTCS-04, $\alpha=1.5$, $\delta=1.0$ y $\beta=0.1$.

Por lo tanto, esta fuerza cortante de diseño debida a la torsión del entrepiso, V_{ti} , se obtiene de distribuir el momento torsionante según sea la contribución de los elementos estructurales a la rigidez torsional del mismo, esto es:

$$V_{ti} = V_j e_d \frac{k_i x_i}{K_\theta} \quad (3.3)$$

donde $K_\theta = \sum x_i^2 k_i + \sum y_i^2 k_i$; x_i, y_i son las coordenadas del i -ésimo elemento estructural con respecto al centro de rigidez o de torsión en las direcciones ortogonales X, Y respectivamente; y k_i es la rigidez de los elementos en cada una de las direcciones ortogonales del sistema estructural.

Así, el cortante total de diseño, V_i , en el i -ésimo elemento resistente del j -ésimo entrepiso del edificio, será la suma algebraica del cortante directo, V_{di} , y el cortante por torsión, V_{ti} , esto es:

$$V_i = V_{di} + V_{ti} \quad (3.4)$$

3.3.3. Distribución del cortante por torsión entre los elementos

En la actualidad, el RCDF-04 exige que la distribución de la fuerza cortante entre los elementos se realice de la siguiente forma. De acuerdo con la ecuación (3.4) el diseño por torsión del i -ésimo elemento resistente de un entrepiso debe incluir un cortante directo V_{di} y un cortante por torsión V_{ti} . Si se sustituyen las ecuaciones (3.2) y (3.3) en la ecuación (3.4) se obtiene

$$V_i = V_j \frac{k_i}{\sum k_i} \pm V_j e_d \frac{k_i x_i}{K_\theta} \quad (3.5)$$

Analizando la ecuación (3.5) se observa que un parámetro que interviene totalmente en la distribución de las fuerzas por torsión en edificios, es la rigidez torsional de entrepiso K_θ . Con base en este concepto, se propuso el radio normalizado de giro, ρ . Este parámetro permite establecer valores mínimos de la rigidez a torsión para mantener los desplazamientos relativos de entrepiso dentro de límites aceptables. Así el radio de giro para cada una de las dos direcciones ortogonales de un entrepiso de un sistema estructural se define como

$$\rho = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{K_\theta}{\sum k_i}} \quad (3.6)$$

Las ecuaciones (3.1) a (3.3) permiten llevar a cabo el diseño por torsión, mientras que la ecuación (3.6) se puede considerar como un requisito adicional que se debe cumplir para garantizar que el comportamiento no lineal de la estructura esté dentro de un límite adecuado (Escobar, 2004a). De la ecuación (3.6) se tiene que

$$K_\theta = \sum k_i \rho^2 b^2 \quad (3.7)$$

Por lo que, sustituyendo la ecuación (3.7) en la (3.5) y simplificando se obtiene

$$V_i = V_{di} \left(1 \pm \frac{e_d}{\rho^2 b^2} x_i \right) \quad (3.8)$$

Ahora, si se sustituyen las ecuaciones (3.1) en la expresión anterior, se tienen que para los elementos localizados del mismo lado del CC con respecto al CR , denominados *elementos flexibles*, la resistencia estará dada por el efecto más desfavorable calculado como

$$V_i = V_{di} \left(1 + \frac{\alpha e_s + \beta b}{\rho^2 b^2} x_i \right) = V_{di} \left(1 + \frac{\beta b}{\rho^2 b^2} x_i + \frac{\alpha e_s}{\rho^2 b^2} x_i \right) \quad (3.9)$$

Por otro lado, la resistencia de los elementos localizados del mismo lado del CR con respecto al CC, denominados *elementos rígidos*, se obtendrá calculando el efecto más desfavorable con las siguientes expresiones

$$V_i = V_{di} \left(1 - \frac{\delta e_s - \beta b}{\rho^2 b^2} x_i \right) = V_{di} \left(1 + \frac{\beta b}{\rho^2 b^2} x_i - \frac{\delta e_s}{\rho^2 b^2} x_i \right) \quad (3.10)$$

Además, de acuerdo con las NTCS-04, se tienen los siguientes valores de los coeficientes; $\alpha=1.5$, $\delta=1.0$ y $\beta=0.1$.

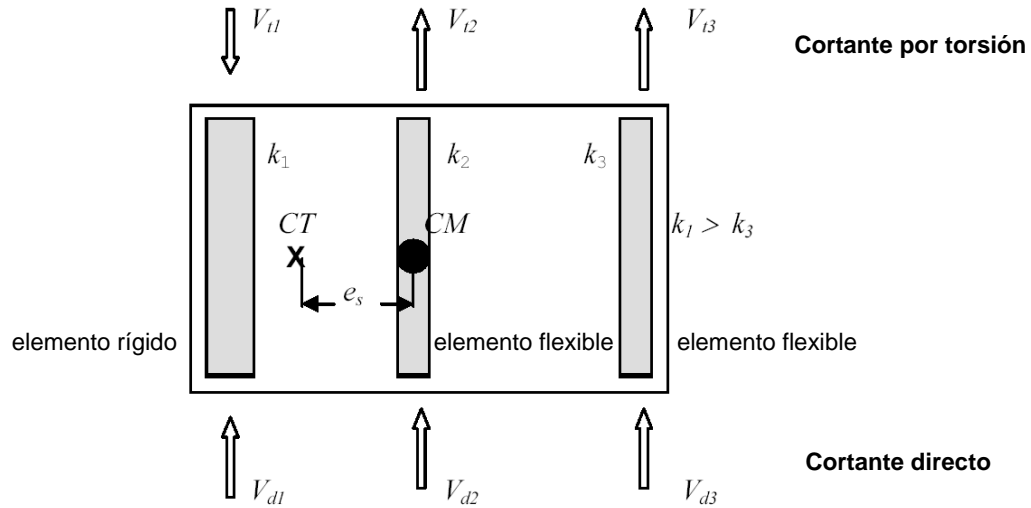


Figura 3.9. Distribución del cortante directo y del cortante por torsión entre los elementos resistentes en dirección Y (Escobar *et al*, 2008)

3.3.4. Excentricidad de piso y de entrepiso

Los criterios de diseño señalados anteriormente son aplicables a edificios de un piso. No obstante, para el diseño por torsión sísmica estática de edificios de varios pisos existen dos definiciones de excentricidad estática (Escobar *et al*, 2004a), a continuación se describen brevemente.

La *excentricidad de piso*, es la distancia entre el centro de masas, CM , y el centro de torsión, CT , correspondiente para cada una de las direcciones X e Y de la estructura, esto es

$$e_s = x_{CM} - x_{CT} \quad (3.11)$$

$$e_s = y_{CM} - y_{CT}$$

La *excentricidad de entrepiso*, es la distancia entre el centro de cortantes, CC , y el centro de rigideces, CR , de cada una de las direcciones X e Y de los entrepisos, esto es

$$e_s = x_{CC} - x_{CR} \quad (3.12)$$

$$e_s = y_{CC} - y_{CR}$$

La ambivalencia de estos conceptos fue estudiada por Escobar *et al*, 2004a, donde se demuestra que los valores del momento de torsión calculados con las dos definiciones de excentricidad estática son prácticamente iguales entre si. En este trabajo se utilizará la definición de excentricidad de entrepiso.

Por lo anterior, se definen las coordenadas x_{CC} y y_{CC} del CC del j -ésimo entrepiso se calculan como

$$x_{CC} = \frac{\sum Fy_i x_{CM}}{Vy_i} \quad (3.13)$$

$$y_{CC} = \frac{\sum Fx_i y_{CM}}{Vx_i}$$

donde Fx_j y Fy_j , son las fuerzas sísmicas laterales aplicadas en el CM ; Vx_j y Vy_j son los cortantes del entrepiso j en las direcciones X e Y , respectivamente.

Las coordenadas x_{CR} , y_{CR} del CR se pueden calcular utilizando los cortantes directos como

$$x_{CR} = \frac{\sum (V_{dyi} x_i)}{Vy_i} \quad (3.14)$$

$$y_{CR} = \frac{\sum (V_{dxi} y_i)}{Vx_i}$$

Con esta definición, el momento torsionante de entrepiso se obtiene directamente como el producto de la fuerza cortante y la excentricidad de entrepiso. Así, el momento torsionante del j -ésimo entrepiso para cada una de las direcciones ortogonales X e Y será

$$M_j = V_j e_s \quad (3.15)$$

3.4. DISEÑO POR TORSIÓN

Dada la importancia del fenómeno de la torsión sísmica en el diseño de edificios, en el Instituto de Ingeniería de la UNAM se han realizado investigaciones sobre el tema desde 1987. Con el objeto de comprender las características del comportamiento sísmico de estructuras asimétricas en el intervalo lineal y no-lineal y validar las recomendaciones de las Normas actuales de diseño sísmico.

Para atender las disposiciones de las NTCS-04, surge la necesidad de elegir adecuadamente el criterio para distribuir la acción sísmica entre los elementos resistentes de la estructura con base en las características geométricas en planta y/o elevación de la misma. Naturalmente, se utiliza algún programa de análisis estructural comercial, no obstante, estos no incluyen explícitamente los efectos de torsión tal y como los especifican las NTCS-04. Por ello, con el objetivo de simplificar el diseño por torsión sísmica estática, se elaboró uno método para tomar en cuenta el efecto de la torsión sísmica en el diseño de estructuras denominado, *procedimiento simplificado de diseño por torsión* o PSD (Escobar *et al*, 2004a).

3.4.1. Cortante debido la excentricidad accidental

De acuerdo con lo explicado en la sección 3.3.1, el factor de excentricidad accidental para el RCDF-04, vale $\beta=0.1$. Esto corresponde al 10% de la dimensión máxima de la planta de la estructura perpendicularmente a la dirección de aplicación del sismo. Así, los efectos de la torsión accidental se incluyen mediante un momento torsionante, obtenido de suponer que la fuerza cortante que actúa en cada entrepiso se desplaza una cantidad $\pm \beta b$ de su posición original. Entonces, es necesario hacer un análisis de la estructura para cada posición del *CC* desplazado de su posición nominal esta cantidad. El uso de este procedimiento, conduce a realizar un número de análisis igual a 4^{np} donde np es el número de pisos en modelos tridimensionales (esto sin tomar en cuenta los efectos bidireccionales) (Escobar *et al*, 2004a).

Analizando las ecuaciones (3.9) y (3.10) que rigen el diseño de todos los elementos estructurales, se identifica que el efecto de la torsión provocada por la excentricidad accidental siempre es aditivo. Así, en las ecuaciones mencionadas, para el i -ésimo elemento estructural, tanto *rígido* como *flexible*, se puede representar mediante un *Factor de Excentricidad Accidental*, *FEA*, que está dado como

$$FEA_i = \frac{\beta}{\rho^2 b} x_i \quad (3.16)$$

Además, el valor de la distancia x_i se puede representar adimensionalmente como un porcentaje ζ_i de la dimensión b de la planta del entrepiso, esto es

$$x_i = \zeta_i b \quad (3.17)$$

Sustituyendo la ecuación anterior en la ecuación (3.16)

$$FEA_i = \frac{\beta}{\rho^2} \zeta_i \quad (3.18)$$

Se observa que los valores máximos del FEA_i se presentan para $\zeta_i=1$ (lo que implica que $x_i=b$ y que el centro de torsión está localizado en un borde de la planta) (Escobar *et al*, 2004a).

3.4.2. Cortante debido a la excentricidad estática

En las ecuaciones (3.9) y (3.10), se observa que el efecto de la torsión debido a la excentricidad estática, está en función del cortante directo, excentricidad estructural o estática, los valores de los factores de amplificación dinámica y la posición de cada elemento con respecto al *CR*. Todos estos parámetros se pueden agrupar mediante un *Factor de Excentricidad Estructural*, *FES*, que se define a continuación (Escobar *et al*, 2004a).

Para los elementos *flexibles* se tiene que el efecto de la excentricidad estática está dado por

$$FESf_i = \frac{\alpha e}{\rho^2} \zeta_i \quad (3.19)$$

donde $e=e_s/b$ es la excentricidad estructural normalizada. Análogamente, se tiene que el efecto de la excentricidad estática para los elementos *rígidos* está dado por

$$FESr_i = -\frac{\delta e}{\rho^2} \zeta_i \quad (3.20)$$

3.4.3. Efecto de la torsión sísmica estática en el diseño

Generalmente, el efecto de la torsión sísmica en el diseño por torsión sísmica estática, está en función del cortante directo, del efecto ocasionado por la excentricidad accidental y por la excentricidad estática amplificada. Estos dos últimos conceptos, representan siempre, una amplificación por torsión del cortante directo para cada uno de los elementos estructurales. Por lo tanto, el efecto total debido a la torsión sísmica en éstos se puede representar mediante un *Factor de Amplificación por Torsión*, *FAT*, esto es (Escobar *et al*, 2004a)

$$FAT_i = 1 + FEA_i + FES_i \quad (3.21)$$

Con el *FAT*, el diseño por torsión sísmica estática se puede simplificar como se describe a continuación.

Elementos flexibles

De las ecuaciones (3.9), (3.18) y (3.19), se tiene que el efecto de la torsión sísmica estática en el diseño de elementos flexibles estará dado por

$$FATf_i = 1 + \frac{\beta}{\rho^2} \zeta_i + \frac{\alpha e}{\rho^2} \zeta_i \quad (3.22)$$

Y el cortante total de los elementos *flexibles* será

$$V_i = FATf_i(V_{di}) \quad (3.23)$$

Elementos rígidos

De las ecuaciones (3.10), (3.18) y (3.20), se tiene que el *FAT* para el *i*-ésimo elemento *rígido* está dado por

$$FATr_i = 1 + \frac{\zeta_i}{\rho^2} (\beta - \delta e) \quad (3.24)$$

En este caso, el cortante total será

$$V_i = FATr_i(V_{di}) \quad (3.25)$$

Así, se observa que el diseño por torsión sísmica estática se puede simplificar multiplicando los efectos del cortante directo por el FAT correspondiente. De la misma forma, las fuerzas de diseño en los elementos estructurales (momento flexionante, fuerzas axiales, cortante, etc.), se obtienen multiplicando los efectos ocasionados por los cortantes directos, por el FAT correspondiente.

3.4.4. Procedimiento simplificado de diseño por torsión (PSD)

Para analizar el fenómeno de la torsión, existen varios procedimientos que fundamentalmente buscan reducir lo laborioso del procedimiento de análisis. Algunos de ellos son el Método de Rosenblueth-Esteva, Método de Ávila, Método de Goel-Chopra y el que se explicó en la sección anterior el Procedimiento Simplificado de Diseño, PSD . Estos métodos estiman la distribución de las fuerzas cortantes por torsión. En todos ellos, se requiere que para cada elemento resistente se calculen los cortantes debidos al 100% de las fuerzas sísmicas en la dirección X más el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección Y y viceversa. Para el diseño rige la envolvente de todas las combinaciones.

El PSD se evaluó y se demostró que, sin perder precisión en los resultados, se simplifica notablemente la cantidad de cálculos (Escobar *et al*, 2004b). Además de que, es suficiente un solo análisis de la estructura tridimensional, en cada una de sus direcciones ortogonales, para calcular las fuerzas de diseño en todos los elementos estructurales.

El PSD , utiliza factores de amplificación por torsión para realizar el diseño por torsión sísmica. Este consta de los siguientes pasos (Escobar *et al*, 2004a):

1. A partir de un análisis sísmico estático, calcular las fuerzas cortantes de entrepiso considerando un sistema de fuerzas equivalentes obtenidas de un espectro de diseño sísmico.
2. Calcular las fuerzas en los elementos estructurales (momentos flexionantes, fuerzas axiales, cortantes, etc.) producidas por los cortantes directos aplicando estáticamente las fuerzas calculadas en el paso anterior, en algún punto de cada uno de los pisos de un modelo tridimensional de la estructura y restringiendo el giro alrededor del eje vertical.
3. Calcular las coordenadas de los CC y CR de cada uno de los entrepisos con los cortantes directos utilizando las ecuaciones (3.13) y (3.14), respectivamente.
4. Calcular la excentricidad estática, e_s , con las coordenadas del CC y del CR de cada uno de los entrepisos con la ecuación (3.12). Con estos datos, clasificar a los elementos resistentes como *flexibles* si se encuentran del mismo lado del CC con respecto al CR , y como *rígidos* en caso contrario. Debido a esta clasificación se puede utilizar el valor absoluto de e_s en la aplicación del método.
5. Calcular los Factores de Amplificación por Torsión, FAT , de los elementos resistente *flexibles* y *rígidos*, respectivamente, utilizando las ecuaciones siguientes (Escobar *et al*, 2004a).

$$FATf_i = 1 + \frac{\zeta_i}{\rho^2} (0.1 + 1.5e) \quad (3.26)$$

$$FATr_i = 1 + \frac{\zeta_i}{\rho^2} (0.1 - e); \text{ para } e < 0.1; FATr_i = 1 \text{ para } e \geq 0.1 \quad (3.27)$$

En estas ecuaciones $e = \frac{|e_s|}{b}$; $\zeta_i = \frac{x_i}{b}$; x_i es la distancia del i -ésimo elemento estructural al CR ; b es la dimensión máxima de la estructura perpendicular a la dirección de aplicación del sismo. El radio de giro normalizado ρ se puede determinar con los cortantes directos y los desplazamientos de entrepiso obtenidos del análisis estructural realizado en el paso 2. Así, el radio de giro normalizado, ρ_{xj} y ρ_{yj} , para cada uno de los ejes ortogonales, X y Y , del j -ésimo entrepiso de la estructura se puede obtener como:

$$\rho_{xj} = \frac{I}{b_{yj}} \sqrt{\frac{\sum V_{dyi} x_i^2 / dy_j + \sum V_{dxi} y_i^2 / dx_j}{\sum V_{dxi} / dx_j}} \quad (3.28)$$

$$\rho_{yj} = \frac{I}{b_{xj}} \sqrt{\frac{\sum V_{dyi} x_i^2 / dy_j + \sum V_{dxi} y_i^2 / dx_j}{\sum V_{dyi} / dy_j}}$$

donde b_{xj} y b_{yj} son las dimensiones máximas en planta del entrepiso, perpendiculares a la dirección de excitación sísmica; y V_{dxi} , V_{dyi} y dx_j , dy_j son los cortantes directos del i -ésimo elemento resistente y los desplazamiento relativos de entrepiso correspondientes, obtenidos del análisis estructural realizado en el paso 2.

6. Calcular las fuerzas de diseño en los elementos estructurales. Para esto, las fuerzas en los elementos estructurales (momentos flexionantes, fuerzas axiales, cortantes, etc.) producidas por los cortantes directos calculados en el paso 2, se multiplican por los correspondientes FAT calculados en el paso 5. Esto es:

$$V_i = FATf_i(V_{di}) \quad (3.23)$$

$$V_i = FATr_i(V_{di}) \quad (3.25)$$

CAPÍTULO 4

DISEÑO POR TORSIÓN

Se aplica el *PSD* en tres edificios de mampostería confinada característicos del valle de México. Estas estructuras tienen distintos niveles de asimetría en planta. Los resultados de este análisis estático se comparan con los obtenidos con el método simplificado. Además, se analiza la respuesta torsional de un modelo simplificado de un piso, que muestra detalladamente la influencia de la excentricidad estructural en el comportamiento por torsión sísmica.

4.1. MODELOS ESTUDIADOS

De acuerdo con lo que se establece en las NTCS-04 el método simplificado se puede utilizar para analizar estructuras de mampostería que cumplan con ciertos requisitos. Sin embargo, se sabe que es útil principalmente para el prediseño o como un índice paramétrico para comparar sus resultados con los de otros métodos más refinados. Y sobre todo, se utiliza para el análisis y diseño de vivienda unifamiliar o multifamiliar del tipo económica (de hasta cinco pisos o $h < 13 m$); ya que estas cumplen con las exigencias impuestas por el método.

Justamente, estas construcciones se caracterizan por ser de baja altura, con una distribución de muros muy regular en planta y con al menos un eje de simetría. Además de poseer una gran densidad de muros en sus dos direcciones ortogonales. La cimentación de edificios de mampostería en el valle de México, es principalmente a base de zapatas corridas o losas de cimentación.

Dentro de los materiales más utilizados en México se encuentran los tabiques de barro recocido y los de concreto vibrocompactado, ambos como piezas macizas o huecas. Los sistemas de piso y techo son losas macizas, continuas, de concreto reforzado en dos direcciones y unidas monolíticamente con las dalas de los muros. Esto garantiza la transmisión homogénea de las cargas laterales a los muros y su gran rigidez refuerza la hipótesis del diafragma horizontal rígido.

Se seleccionaron tres edificios típicos de conjuntos habitacionales, los cuales se consideran representativos de los proyectos comúnmente construidos para vivienda económica en el valle de México. Además de que los dos primeros se utilizaron para revisar otras hipótesis del método simplificado en otro trabajo (Coral, 2004) y el tercer modelo en (Farias, 1987). Todos son a base de mampostería confinada con dalas y castillos y de piezas macizas de barro recocido. Para todos los casos se consideró que las piezas son de $7 \times 14 \times 28 \text{ cm}$, y el sistema de piso es de losa maciza de concreto reforzado de 11 cm de espesor, reforzada en dos direcciones.

4.1.1. Modelo *E1*

El primer caso es un edificio tipo multifamiliar cuádruple con planta en forma de H y dimensiones $20.04 \text{ m} \times 17.40 \text{ m}$, altura de entrepiso 2.5 m . Tiene cinco pisos y cuatro viviendas por piso con 62.42 m^2 de área en planta cada una. Los muros presentan una distribución simétrica respecto a sus dos ejes ortogonales, lo cual reduce los efectos de torsión sísmica estática pero no los de torsión accidental (Figura 4.1).

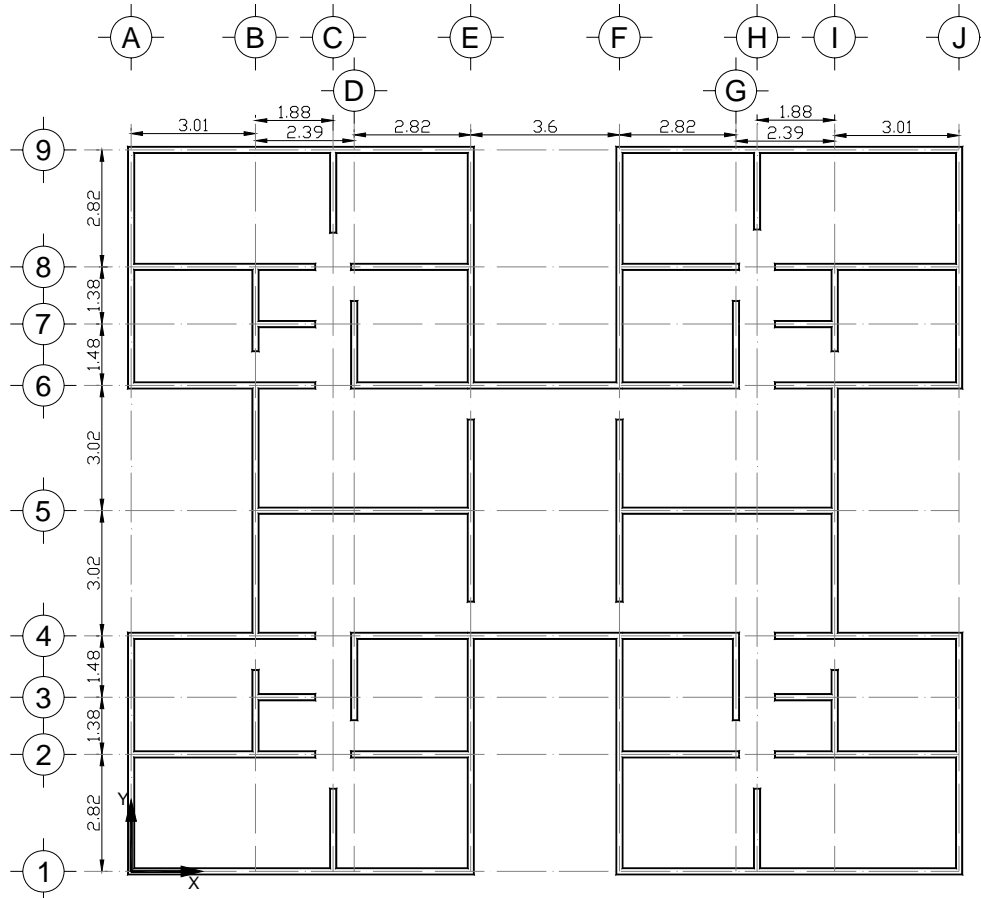


Figura 4.1. Planta típica del conjunto habitacional, modelo *E1* (cotas en *m*)

4.1.2. Modelo *E2*

El segundo caso es un edificio multifamiliar tipo dúplex de tres pisos con una geometría rectangular y dimensiones en planta de $20\text{ m} \times 10\text{ m}$. Cada piso contiene dos viviendas de 83.5 m^2 de área en planta cada una, altura de entrepiso 2.50 m . Este modelo sólo presenta un eje de simetría (figura 4.2).

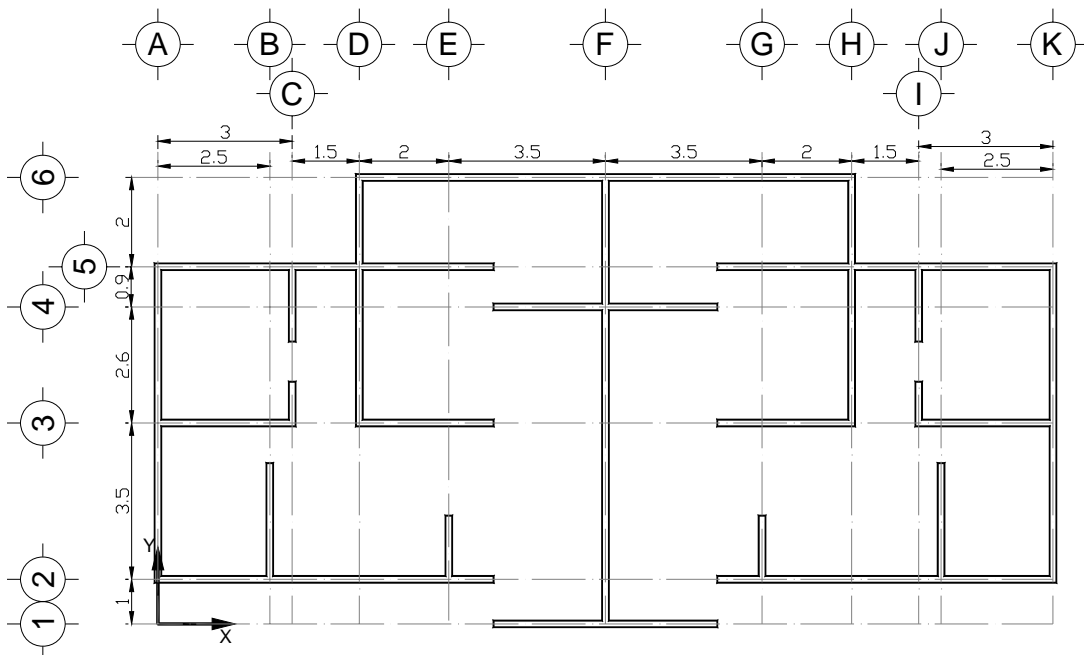


Figura 4.2. Planta típica del conjunto habitacional, modelo *E2* (cotas en *m*)

4.1.3. Modelo *E3*

El tercer caso no presenta ningún plano de simetría. Este modelo es una casa simple de tres pisos. Su geometría en planta es irregular. El área de cada piso es de 49.9 m^2 , con altura de entrepiso de 2.35 m (Figura 4.3).

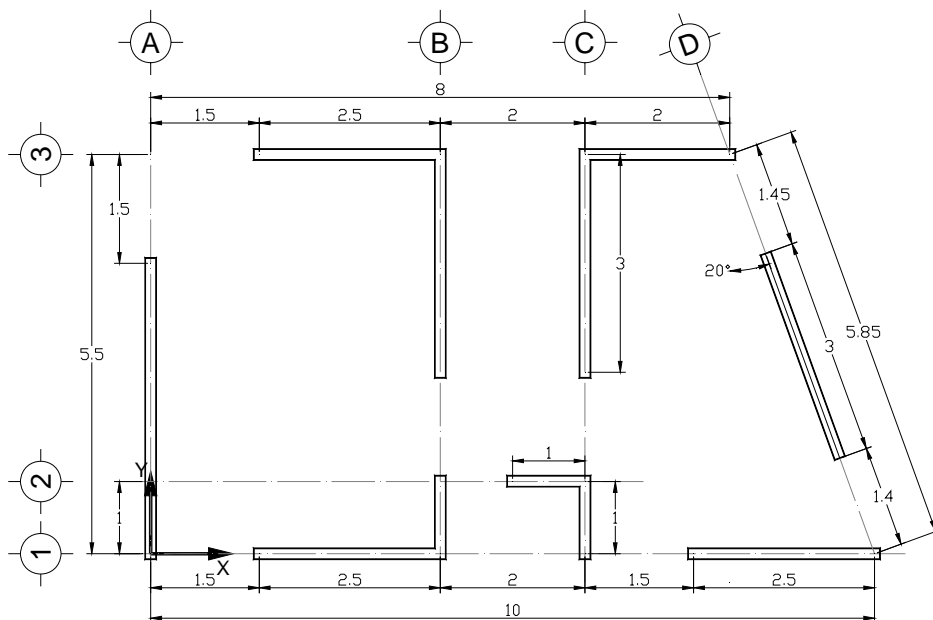


Figura 4.3. Planta típica de la casa, modelo *E3* (cotas en *m*)

En los tres casos estudiados se ignoró la contribución a la resistencia que se tiene por los castillos y dalas confinantes. Ya que, como se indicó en el capítulo 2, sólo aportan capacidad de deformación o ductilidad adicional para estados de deformación no lineal. De esta manera, la resistencia total a cortante se suministra únicamente por los muros de mampostería.

4.1.4. Modelo *MS*

Con el objetivo de tener una medida de la influencia de la excentricidad estática en el fenómeno de la torsión sísmica, se analizó el modelo simplificado de la Figura 4.4. Para ello, se movió el muro *m3* hacia la derecha y al mover el *CR* se creó una excentricidad dentro del intervalo $0 \leq e \leq 0.2$. Sólo se analizó para el sismo en la dirección *Y*.

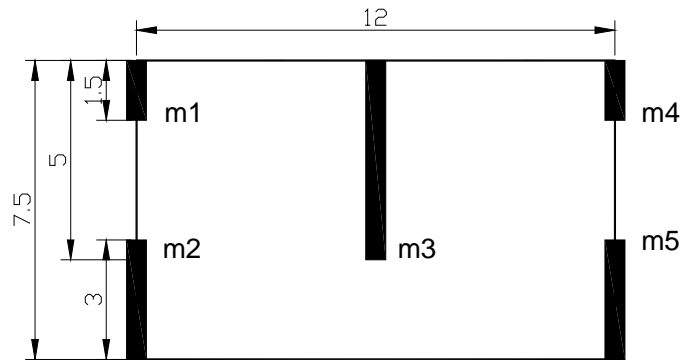


Figura 4.4. Modelo simplificado que muestra el impacto de la excentricidad en la respuesta torsional (cotas en *m*)

4.2. CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS

4.2.1. Detalles para el modelado

Como se refirió, no se modelan los elementos de confinamiento, ya que su único objetivo estructural es garantizar que los muros y las losas trabajen en conjunto y proveer mayor capacidad de deformación. Además, en las NTCM-04 se indica que no se considerará ningún incremento en la resistencia por castillos o dalas. No se modelaron las aberturas, aunque se sabe que la disminución de la rigidez lateral y torsional es importante y se pueden concentrar esfuerzos en las esquinas de las aberturas, no obstante, esto no es relevante para este estudio.

Para el análisis estructural, se construyeron modelos tridimensionales en el programa ETABS (CSI, 2005). Los muros y las losas se modelaron utilizando elementos finitos tipo cascarón. A estos, se les asignó una sub-división para distribuir las cargas realísticamente. Además, se agregaron constricciones de nodo y de perímetro para garantizar la compatibilidad de deformaciones y esfuerzos entre cascarones.

Dentro de las propiedades de los materiales se tienen los siguientes parámetros:

Concreto: peso volumétrico 2400 kg/m^3 , resistencia a compresión $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y módulo de elasticidad $E = 221\,360 \text{ kg/cm}^2$.

Mampostería de barro rojo: peso volumétrico $1\ 300\text{ kg/m}^3$, resistencia a compresión $f_m^* = 15\text{ kg/cm}^2$, resistencia a compresión diagonal $v_m^* = 3.5\text{ kg/cm}^2$, módulo de elasticidad $E_m = 600\text{ kg/cm}^2$ y módulo de cortante $G_m = 0.4 E_m = 3\ 600\text{ kg/cm}^2$.

4.2.2. Análisis por cargas verticales

Se realizó el análisis por cargas verticales que se establece en las NTCM-04. Se supuso que las juntas de los muros que soportan las losas tienen suficiente capacidad de rotación para que la rigidez a flexión fuera del plano de los muros sea nula, así los muros sólo quedan cargados axialmente. La carga vertical resistente, P_R , se calculó como

$$P_R = F_R F_E (f_m^* + 4) A_T \quad (4.1)$$

donde F_E es un factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez igual a 0.7 para muros interiores y a 0.6 para muros exteriores. Y $F_R = 0.6$.

Para determinar la carga actuante se utilizó la combinación acciones permanentes más variables. Esto es, la carga muerta más la carga viva máxima multiplicadas por un factor de carga igual a 1.4. Se indica que después del análisis, en ningún caso se presentan factores de seguridad menores que la unidad, es decir, todos los modelos pasan por cargas verticales.

4.2.3. Análisis por cargas laterales

La fuerza cortante resistente de diseño, V_{mR} , se determinó como

$$V_{mR} = F_R (0.5 v_m^* A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v_m^* A_T \quad (4.2)$$

donde A_T es el área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro que incluye los castillo y $F_R = 0.7$. Es importante señalar que la carga P actuante incluye las acciones permanentes, variables instantáneas, y accidentales que resulten con el menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Además, si se utiliza el método simplificado se tiene que afectar esta resistencia por un factor de área efectiva, F_{AE} definido como sigue:

$$F_{AE} = 1; \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33$$

$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2; \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.33 \quad (4.3)$$

donde H es la altura libre del muro y L es la longitud efectiva del muro.

Por otro lado, para determinar las fuerzas actuantes o de diseño, se supone que la estructura se localiza en la *Zona IIIa* del valle de México. Con un coeficiente sísmico para el método estático $c=0.40$ y para el método simplificado, se tomó el coeficiente reducido de la tabla 4.1.

La combinación de acciones accidentales se consideró como sigue; cargas permanentes más cargas variables instantáneas y una carga accidental. El factor de carga es de 1.1.

Tabla 4.1. Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado, estructuras grupo B (NTCS-04)

Zona	Muros de mampostería de piezas macizas			Muros de mampostería de piezas huecas		
	Altura de construcción, m			Altura de construcción, m		
	Menor de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13	Menor de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13
I	0.07	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11
II y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23

El coeficiente de comportamiento sísmico que recomiendan las NTCM-04 para mampostería confinada de piezas macizas es $Q=2$, sin embargo, para el resto de las piezas de mampostería se indica que $Q=1.5$. De acuerdo a lo indicado en el capítulo 2, la mampostería en un material frágil, con un comportamiento poco comprendido, por lo que no se garantiza un comportamiento dúctil apropiado. Por ello, se decidió utilizar los dos coeficientes de $Q=2$ y $Q=1.5$, con el objeto de mostrar la relevancia de la elección de este factor. Además, las tres estructuras se consideran como regulares por lo que no se realiza ninguna corrección por irregularidad; es decir, $Q = Q'$.

4.3. RESULTADOS

Se muestran los resultados obtenidos del modelo simple. Se aplica el *PSD* y se obtiene el *FAT* de cada elemento resistente. Después, se compara el cortante total ($V_{tot_i} = V_{d_i} + V_{t_i}$) contra el cortante resistente de cada muro, V_{mR} .

Se eligieron 3 combinaciones de cargas sísmicas para el análisis ($a1$, $a2$ y $a3$), todas válidas de acuerdo con el RCDF-04, esto es:

- I. $a1$. Con el coeficiente sísmico reducido del método simplificado. De acuerdo con la Tabla 4.1, para los tres edificios es $c = 0.19$.
- II. $a2$. Con el coeficiente sísmico del método estático para la *Zona IIIa*, $c = 0.40$ y $Q = 2$.
- III. $a3$. Con el coeficiente $c = 0.40$ y $Q = 1.5$.

4.3.1. Modelo simple *MS*

Se analizó el modelo simplificado de la figura 4.5, con el objeto de evaluar el impacto de la excentricidad estructural o estática, en el factor de amplificación por torsión, *FAT*. Para ello, se desplazó el muro $m3$ en la dirección X , creando un intervalo de excentricidades. Se varió la excentricidad normalizada e dentro del siguiente intervalo $0 \leq e \leq 0.20$. Con esto, se cubren los valores permisibles del RCDF-04; el de $e \leq 0.10$ para el método simplificado y el de $e \leq 0.20$ para el método estático.

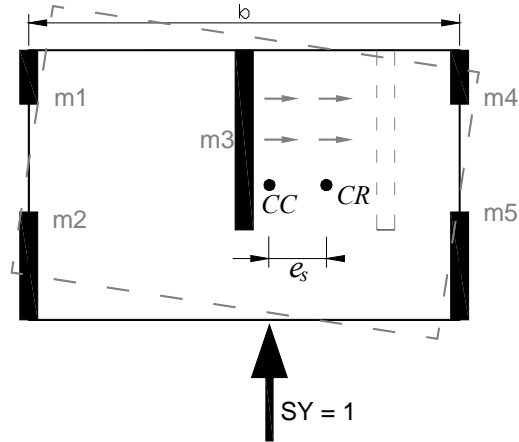


Figura 4.5. Modelo simple para evaluar el impacto en la torsión de la excentricidad estática

De esta manera, se supuso que una fuerza sísmica unitaria se distribuye entre los elementos resistentes para cada una de las excentricidades. Conforme se movió el muro $m3$ se desplazaba el CR y se creó un intervalo de excentricidades estáticas, e_s , desde 0 m hasta 2.40 m . Después, se aplicó el PSD para determinar el efecto de la torsión en los muros. Así, se encontró el FAT para cada muro según la excentricidad normalizada estudiada.

En la Figura 4.6 se presenta el valor de FAT_i , ecuación (3.27), para diversos valores de ζ_i , ecuación (3.17) en elementos rígidos y flexibles y dentro del intervalo de excentricidades estudiado.

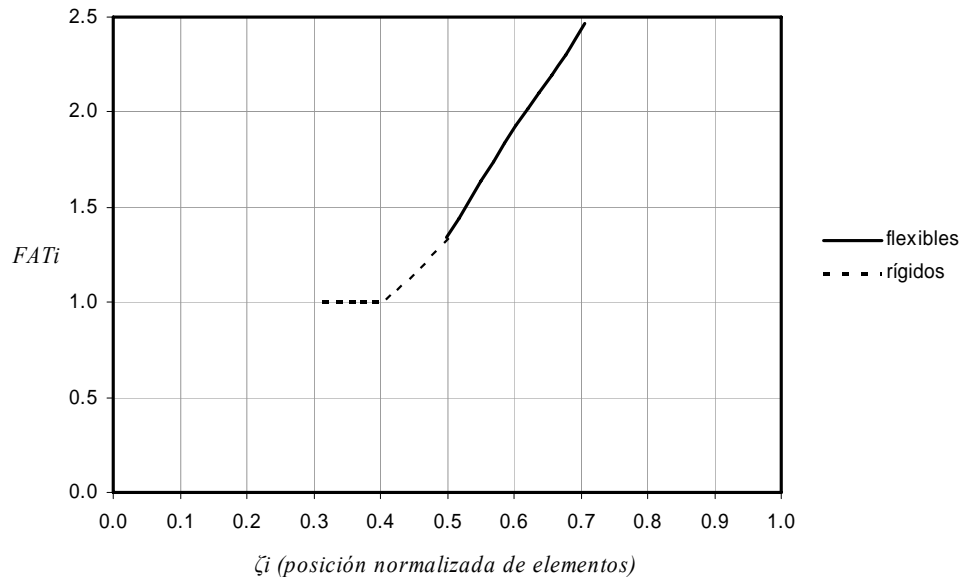


Figura 4.6. Variación del FAT_i para distintas posiciones normalizadas de elementos flexibles y rígidos

En la gráfica 4.7 se muestra la variación del FAT_i para los distintos muros, contra el valor de excentricidad normalizada.

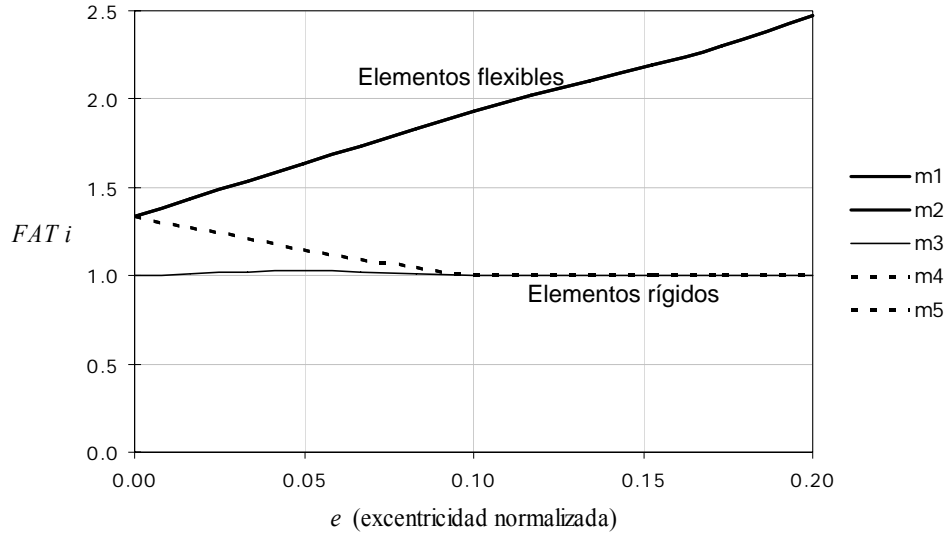


Figura 4.7. Variación del FAT para distintas excentricidades normalizadas (modelo MS)

4.3.2. Modelo EI

De acuerdo con las características de los materiales se calcularon los pesos totales de los entresijos (peso total de elementos estructurales y arquitectónicos más carga viva instantánea). Y según las combinaciones de análisis se tienen las siguientes fuerzas sísmicas (NTCS-04), Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Fuerzas y cortantes sísmicos según la combinación de acciones

Piso Entresijo	h_j (m)	W_j (t)	$c = 0.19$ y $Q = 1.5$		$c = 0.40$ y $Q = 2$		$c = 0.40$ y $Q = 1.5$	
			$F_{x_j} = F_{y_j}$ (t)	$V_{x_j} = V_{y_j}$ (t)	$F_{x_j} = F_{y_j}$ (t)	$V_{x_j} = V_{y_j}$ (t)	$F_{x_j} = F_{y_j}$ (t)	$V_{x_j} = V_{y_j}$ (t)
<u>5</u>	2.5	258.11	<u>58.94</u>		<u>93.06</u>		<u>124.08</u>	
5				58.94		93.06		124.08
<u>4</u>	2.5	228.25	<u>41.70</u>		<u>65.83</u>		<u>87.78</u>	
4				100.63		158.89		211.86
<u>3</u>	2.5	228.25	<u>31.27</u>		<u>49.38</u>		<u>65.83</u>	
3				131.90		208.27		277.69
<u>2</u>	2.5	228.25	<u>20.85</u>		<u>32.92</u>		<u>43.89</u>	
2				152.75		241.19		321.58
<u>1</u>	2.5	228.25	<u>10.42</u>		<u>16.46</u>		<u>21.94</u>	
1				163.17		257.64		343.53

Según se indica en las NTCM-04, se revisó que la distorsión lateral, multiplicada por el factor Q , no excediera 0.0025, valor estipulado para mampostería confinada de piezas macizas. Por otro lado, se determinaron los siguientes periodos fundamentales de vibración; $T_x = 0.28$ y $T_y = 0.31$.

Siguiendo el PSD, se utilizó la ecuación (3.2), y mediante un análisis sísmico, se distribuyó el cortante total de cada entresijo, $V_{x_j} = V_{y_j}$, de acuerdo con la rigidez relativa de cada elemento, k_i , así se determinaron los cortantes directos de diseño, V_{di} , esto para cada dirección ortogonal.

Además, mediante las ecuaciones (3.13) y (3.14) se determinaron los centros de cortante CC y de rigidez CR . Con estas coordenadas se calcularon las excentricidades de entrepiso (ecuación 3.12) y por último la excentricidad normalizada $e = \frac{|e_s|}{b}$. Estos valores se muestran en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3. Coordenadas de los CM , CC y CR (m); excentricidad estática, e_s (m); y excentricidad normalizada, e .

Dirección	Entrepiso	CM	CC	CR	e_s	e
SX	5	8.70	8.70	8.70	0	0
	4	8.70	8.70	8.70	0	0
	3	8.70	8.70	8.70	0	0
	2	8.70	8.70	8.70	0	0
	1	8.70	8.70	8.70	0	0
SY	5	10.02	10.02	10.02	0	0
	4	10.02	10.02	10.02	0	0
	3	10.02	10.02	10.02	0	0
	2	10.02	10.02	10.02	0	0
	1	10.02	10.02	10.02	0	0

Como este edificio tiene dos ejes de simetría no se tiene alguna excentricidad estática. Y de acuerdo con el punto 4 del *PSD*, se clasifican los elementos resistentes como *flexibles* o *rígidos* (figura 4.8). Sin embargo, como coinciden los CC y los CR no se puede seguir la definición de clasificación de elementos (Escobar *et al*, 2001a). Con las ecuaciones (3.26) y (3.27), se deduce que el *FAT* para estos elementos no varía de acuerdo con su clasificación, ya que los únicos efectos de torsión, son los ocasionados por la excentricidad accidental. Así, estos elementos permanecen sin clasificación *s/c*.

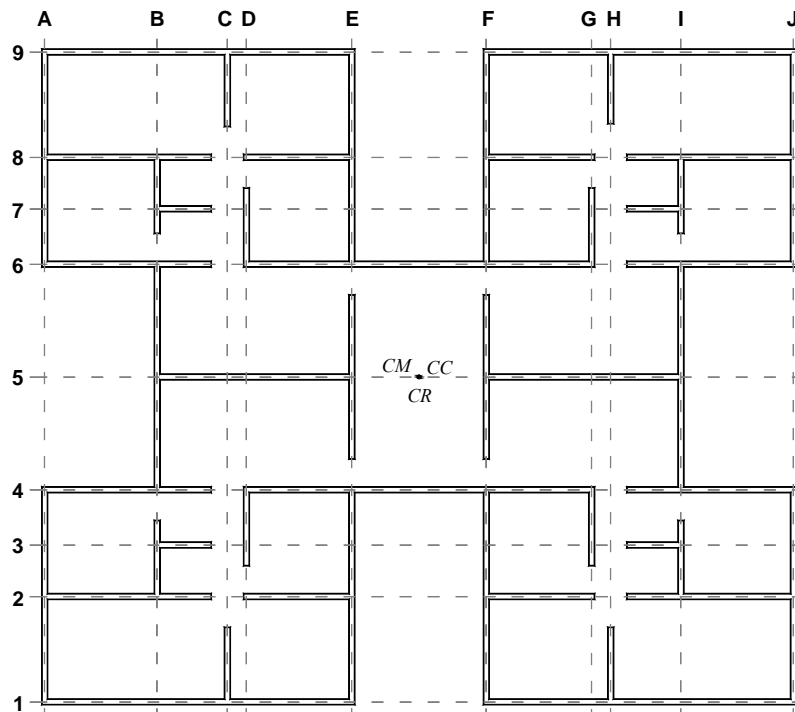


Figura 4.8. Localización del CC y CR en el modelo “E1”, ningún elemento se clasifica como *flexible* o *rígido*.

Se utilizaron los cortantes directos y los desplazamientos de entrepiso correspondientes, para calcular la rigidez torsional $K_{j\theta}$ y el radio de giro normalizado ρ_{xj} y ρ_{yj} , para cada uno de los ejes ortogonales de los entrepisos. (tabla 4.4).

Tabla 4.4. Rigidez torsional y radio de giro de los entrepisos

Entrepiso	$K_{j\theta}$	ρ_x	ρ_x^2	ρ_y	ρ_y^2
5	3607509.98	0.5094	0.2595	0.5616	0.3154
4	5372121.01	0.5112	0.2613	0.5437	0.2956
3	6255550.49	0.5096	0.2597	0.5219	0.2724
2	7152629.61	0.5004	0.2504	0.5042	0.2542
1	8814041.51	0.4824	0.2327	0.4921	0.2421

Después, se determinó la posición normalizada en planta de cada elemento resistente. Y se calculó el factor de amplificación por torsión (FAT) para cada muro (Tabla 4.5).

Tabla 4.5. Clasificación, posición normalizada en la planta de la estructura y FAT de los elementos resistentes

Dirección	Elemento	Tipo	ζ_i					FAT_i				
			ENTREPISO					ENTREPISO				
			1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
X	1	s/c	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	1.210	1.197	1.184	1.169	1.159
	2	s/c	0.338	0.338	0.338	0.338	0.338	1.142	1.133	1.124	1.114	1.107
	3	s/c	0.259	0.259	0.259	0.259	0.259	1.109	1.102	1.095	1.087	1.082
	4	s/c	0.174	0.174	0.174	0.174	0.174	1.073	1.068	1.064	1.059	1.055
	5	s/c	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	6	s/c	0.174	0.174	0.174	0.174	0.174	1.073	1.068	1.064	1.059	1.055
	7	s/c	0.259	0.259	0.259	0.259	0.259	1.109	1.102	1.095	1.087	1.082
	8	s/c	0.338	0.338	0.338	0.338	0.338	1.142	1.133	1.124	1.114	1.107
	9	s/c	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	1.210	1.197	1.184	1.169	1.159
Y	A	s/c	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	1.224	1.200	1.192	1.191	1.193
	B	s/c	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	1.156	1.140	1.135	1.134	1.135
	C	s/c	0.256	0.256	0.256	0.256	0.256	1.114	1.102	1.099	1.098	1.099
	D	s/c	0.231	0.231	0.231	0.231	0.231	1.103	1.092	1.089	1.088	1.089
	E	s/c	0.090	0.090	0.090	0.090	0.090	1.040	1.036	1.035	1.034	1.035
	F	s/c	0.090	0.090	0.090	0.090	0.090	1.040	1.036	1.035	1.034	1.035
	G	s/c	0.231	0.231	0.231	0.231	0.231	1.103	1.092	1.089	1.088	1.089
	H	s/c	0.256	0.256	0.256	0.256	0.256	1.114	1.102	1.099	1.098	1.099
	I	s/c	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	1.156	1.140	1.135	1.134	1.135
	J	s/c	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	1.224	1.200	1.192	1.191	1.193

Con estos factores de amplificación por torsión, se calculó el cortante total que actúa en cada muro, V_{tot_i} . Por último, se determinó el factor de seguridad contra la falla que tiene cada muro, es decir V_{tot_i}/V_{mR} . En las Tablas 4.6 y 4.7 se presentan los resultados.

Tabla 4.6. Cortantes resistentes, directos, y totales incluyendo torsión en los elementos estructurales (t). Dirección X

Entrepiso	Elemento	V_{mR}	Vd_i			$C=0.19$		$c=0.40$ y $Q=2$		$c=0.40$ y $Q=1.5$	
			$c=0.19$	$Q=2$		$Vtot_i$	$Vtot_i/V_{mR}$	$Vtot_i$	$Vtot_i/V_{mR}$	$Vtot_i$	$Vtot_i/V_{mR}$
				$c=0.40$	$c=0.40$						
5	1	<u>32.30</u>	15.3	24.16	32.22	17.73	0.55	27.99	0.87	37.33	1.16
	2	<u>28.58</u>	0.59	0.93	1.23	0.65	0.02	1.03	0.04	1.36	0.05
	3	<u>5.41</u>	0.04	0.06	0.08	0.04	0.01	0.06	0.01	0.09	0.02
	4	<u>35.65</u>	10.16	16.04	21.38	10.72	0.30	16.92	0.47	22.56	0.63
	5	<u>20.94</u>	9.52	15.03	20.04	9.52	0.45	15.03	0.72	20.04	0.96
	6	<u>35.65</u>	10.16	16.04	21.38	10.72	0.30	16.92	0.47	22.56	0.63
	7	<u>5.37</u>	0.04	0.06	0.08	0.04	0.01	0.06	0.01	0.09	0.02
	8	<u>28.58</u>	0.59	0.93	1.23	0.65	0.02	1.03	0.04	1.36	0.05
	9	<u>32.30</u>	15.3	24.16	32.22	17.73	0.55	27.99	0.87	37.33	1.16
4	1	<u>36.10</u>	24.16	38.14	50.85	28.25	0.78	44.59	1.24	59.45	1.65
	2	<u>31.84</u>	1.20	1.89	2.53	1.34	0.04	2.11	0.07	2.82	0.09
	3	<u>6.02</u>	0.11	0.18	0.24	0.12	0.02	0.20	0.03	0.26	0.04
	4	<u>40.11</u>	16.30	25.74	34.32	17.26	0.43	27.25	0.68	36.33	0.91
	5	<u>23.44</u>	15.69	24.77	33.03	15.69	0.67	24.77	1.06	33.03	1.41
	6	<u>40.11</u>	16.30	25.74	34.32	17.26	0.43	27.25	0.68	36.33	0.91
	7	<u>5.99</u>	0.11	0.18	0.24	0.12	0.02	0.20	0.03	0.26	0.04
	8	<u>31.84</u>	1.20	1.89	2.53	1.34	0.04	2.11	0.07	2.82	0.09
	9	<u>36.10</u>	24.16	38.14	50.85	28.25	0.78	44.59	1.24	59.45	1.65
3	1	<u>39.79</u>	28.60	45.15	60.20	33.85	0.85	53.44	1.34	71.25	1.79
	2	<u>35.19</u>	4.91	7.75	10.33	5.52	0.16	8.71	0.25	11.61	0.33
	3	<u>6.66</u>	0.37	0.58	0.78	0.41	0.06	0.64	0.10	0.85	0.13
	4	<u>44.52</u>	21.27	33.59	44.78	22.63	0.51	35.73	0.80	47.63	1.07
	5	<u>26.11</u>	18.81	29.70	39.60	18.81	0.72	29.70	1.14	39.60	1.52
	6	<u>44.52</u>	21.27	33.59	44.78	22.63	0.51	35.73	0.80	47.63	1.07
	7	<u>6.63</u>	0.37	0.58	0.78	0.41	0.06	0.64	0.10	0.85	0.13
	8	<u>35.19</u>	4.91	7.75	10.33	5.52	0.16	8.71	0.25	11.61	0.33
	9	<u>39.79</u>	28.60	45.15	60.20	33.85	0.85	53.44	1.34	71.25	1.79
2	1	<u>43.35</u>	29.80	47.47	62.72	35.66	0.82	56.79	1.31	75.05	1.73
	2	<u>38.65</u>	9.31	14.70	19.60	10.55	0.27	16.65	0.43	22.20	0.57
	3	<u>7.35</u>	0.51	0.80	1.07	0.56	0.08	0.88	0.12	1.18	0.16
	4	<u>48.89</u>	24.86	39.25	52.33	26.56	0.54	41.93	0.86	55.90	1.14
	5	<u>28.95</u>	19.83	31.09	41.46	19.83	0.68	31.09	1.07	41.46	1.43
	6	<u>48.89</u>	24.86	39.25	52.33	26.56	0.54	41.93	0.86	55.90	1.14
	7	<u>7.32</u>	0.51	0.80	1.07	0.56	0.08	0.88	0.12	1.18	0.16
	8	<u>38.65</u>	9.31	14.70	19.60	10.55	0.27	16.65	0.43	22.20	0.57
	9	<u>43.35</u>	29.80	47.47	62.72	35.66	0.82	56.79	1.31	75.05	1.73
1	1	<u>46.73</u>	27.35	40.87	54.50	33.00	0.71	49.31	1.06	65.96	1.41
	2	<u>42.26</u>	14.34	22.64	30.18	16.34	0.39	25.80	0.61	34.47	0.82
	3	<u>8.15</u>	1.72	2.71	3.62	1.90	0.23	3.00	0.37	4.01	0.49
	4	<u>53.13</u>	25.69	40.57	54.09	27.53	0.52	43.48	0.82	58.04	1.09
	5	<u>32.26</u>	18.46	29.15	38.87	18.46	0.57	29.15	0.90	38.87	1.20
	6	<u>53.13</u>	25.69	40.57	54.09	27.53	0.52	43.48	0.82	58.04	1.09
	7	<u>8.11</u>	1.72	2.71	3.62	1.90	0.23	3.00	0.37	4.01	0.49
	8	<u>42.26</u>	14.34	22.64	30.18	16.34	0.39	25.80	0.61	34.47	0.82
	9	<u>46.73</u>	27.35	40.87	54.50	33.00	0.71	49.31	1.06	65.96	1.41

Tabla 4.7. Cortantes resistentes, directos, y totales incluyendo torsión en los elementos estructurales (t). Dirección Y

Entrepiso	Elemento	V_{mR}	Vd_i			$C=0.19$		$c=0.40$ y $Q=2$		$c=0.40$ y $Q=1.5$	
			$c=0.19$	$Q=2$	$Q=1.5$	$Vtot_i$	$Vtot_i/V_{mR}$	$Vtot_i$	$Vtot_i/V_{mR}$	$Vtot_i$	$Vtot_i/V_{mR}$
				$c=0.40$	$c=0.40$						
5	A	<u>22.23</u>	13.50	21.31	28.42	16.10	0.72	25.41	1.14	33.89	1.52
	B	<u>19.94</u>	10.23	16.14	21.53	11.61	0.58	18.32	0.92	24.43	1.23
	C	<u>7.48</u>	0.92	1.46	1.94	1.01	0.14	1.60	0.21	2.13	0.29
	D	<u>7.97</u>	0.72	1.13	1.51	0.78	0.10	1.23	0.15	1.64	0.21
	E	<u>31.11</u>	7.07	11.16	14.88	7.31	0.24	11.55	0.37	15.39	0.49
	F	<u>31.11</u>	7.07	11.16	14.88	7.31	0.24	11.55	0.37	15.39	0.49
	G	<u>7.97</u>	0.72	1.13	1.51	0.78	0.10	1.23	0.15	1.64	0.21
	H	<u>7.48</u>	0.92	1.46	1.94	1.01	0.14	1.60	0.21	2.13	0.29
	I	<u>19.94</u>	10.23	16.14	21.53	11.61	0.58	18.32	0.92	24.43	1.23
	J	<u>22.23</u>	13.50	21.31	28.42	16.10	0.72	25.41	1.14	33.89	1.52
4	A	<u>24.90</u>	20.67	32.64	43.52	24.62	0.99	38.89	1.56	51.85	2.08
	B	<u>22.35</u>	15.89	25.09	33.46	18.02	0.81	28.45	1.27	37.94	1.70
	C	<u>8.30</u>	0.67	1.06	1.41	0.74	0.09	1.16	0.14	1.55	0.19
	D	<u>8.77</u>	0.51	0.81	1.08	0.55	0.06	0.88	0.10	1.18	0.13
	E	<u>34.98</u>	13.47	21.27	28.36	13.93	0.40	22.00	0.63	29.34	0.84
	F	<u>34.98</u>	13.47	21.27	28.36	13.93	0.40	22.00	0.63	29.34	0.84
	G	<u>8.77</u>	0.51	0.81	1.08	0.55	0.06	0.88	0.10	1.18	0.13
	H	<u>8.30</u>	0.67	1.06	1.41	0.74	0.09	1.16	0.14	1.55	0.19
	I	<u>22.35</u>	15.89	25.09	33.46	18.02	0.81	28.45	1.27	37.94	1.70
	J	<u>24.90</u>	20.67	32.64	43.52	24.62	0.99	38.89	1.56	51.85	2.08
3	A	<u>27.48</u>	24.78	39.13	52.17	29.55	1.08	46.66	1.70	62.21	2.26
	B	<u>24.73</u>	18.96	29.94	39.92	21.51	0.87	33.97	1.37	45.30	1.83
	C	<u>9.16</u>	0.11	0.18	0.23	0.12	0.01	0.20	0.02	0.25	0.03
	D	<u>9.68</u>	0.06	0.09	0.12	0.07	0.01	0.10	0.01	0.13	0.01
	E	<u>38.78</u>	19.96	31.51	42.02	20.65	0.53	32.60	0.84	43.47	1.12
	F	<u>38.78</u>	19.96	31.51	42.02	20.65	0.53	32.60	0.84	43.47	1.12
	G	<u>9.68</u>	0.06	0.09	0.12	0.07	0.01	0.10	0.01	0.13	0.01
	H	<u>9.16</u>	0.11	0.18	0.23	0.12	0.01	0.20	0.02	0.25	0.03
	I	<u>24.73</u>	18.96	29.94	39.92	21.51	0.87	33.97	1.37	45.30	1.83
	J	<u>27.48</u>	24.78	39.13	52.17	29.55	1.08	46.66	1.70	62.21	2.26
2	A	<u>29.93</u>	26.21	41.38	55.17	31.44	1.05	49.62	1.66	66.19	2.21
	B	<u>27.12</u>	20.25	32.13	42.63	23.08	0.85	36.61	1.35	48.59	1.79
	C	<u>10.06</u>	0.74	1.18	1.57	0.82	0.08	1.30	0.13	1.73	0.17
	D	<u>10.67</u>	0.75	1.19	1.58	0.82	0.08	1.30	0.12	1.73	0.16
	E	<u>42.52</u>	25.28	39.92	53.22	26.19	0.62	41.35	0.97	55.13	1.30
	F	<u>42.52</u>	25.28	39.92	53.22	26.19	0.62	41.35	0.97	55.13	1.30
	G	<u>10.67</u>	0.75	1.19	1.58	0.82	0.08	1.30	0.12	1.73	0.16
	H	<u>10.06</u>	0.74	1.18	1.57	0.82	0.08	1.30	0.13	1.73	0.17
	I	<u>27.12</u>	20.25	32.13	42.63	23.08	0.85	36.61	1.35	48.59	1.79
	J	<u>29.93</u>	26.21	41.38	55.17	31.44	1.05	49.62	1.66	66.19	2.21
1	A	<u>32.22</u>	24.08	38.02	47.98	29.25	0.91	46.35	1.44	58.70	1.82
	B	<u>29.35</u>	20.44	32.28	43.04	23.51	0.80	37.23	1.27	49.77	1.70
	C	<u>11.03</u>	2.96	4.67	6.22	3.29	0.30	5.19	0.47	6.93	0.63
	D	<u>11.86</u>	3.11	4.91	6.55	3.42	0.29	5.41	0.46	7.23	0.61
	E	<u>46.14</u>	26.60	42.00	59.05	27.63	0.60	43.65	0.95	61.42	1.33
	F	<u>46.14</u>	26.60	42.00	59.05	27.63	0.60	43.65	0.95	61.42	1.33
	G	<u>11.86</u>	3.11	4.91	6.55	3.42	0.29	5.41	0.46	7.23	0.61
	H	<u>11.03</u>	2.96	4.67	6.22	3.29	0.30	5.19	0.47	6.93	0.63
	I	<u>29.35</u>	20.44	32.28	43.04	23.51	0.80	37.23	1.27	49.77	1.70
	J	<u>32.22</u>	24.08	38.02	47.98	29.25	0.91	46.35	1.44	58.70	1.82

4.3.3. Modelo “E2”

En este caso los pesos totales de entrepiso y las fuerzas sísmicas son las de la Tabla 4.8 (NTCS-2004).

Tabla 4.8. Fuerzas y cortantes sísmicos según la combinación de acciones

Piso Entrepiso	h_j (m)	W_j (t)	$c = 0.19$ y $Q = 1.5$		$c = 0.40$ y $Q = 2$		$c = 0.40$ y $Q = 1.5$	
			$Fx_j = Fy_j$ (t)	$Vx_j = Vy_j$ (t)	$Fx_j = Fy_j$ (t)	$Vx_j = Vy_j$ (t)	$Fx_j = Fy_j$ (t)	$Vx_j = Vy_j$ (t)
3	2.5	152.46	31.18		49.24		65.65	
3				31.18		49.24		65.65
2	2.5	134.09	18.28		28.87		38.49	
2				49.47		78.11		104.14
1	2.5	134.09	9.14		14.43		19.25	
1				58.61		92.54		123.39

Del mismo modo, se revisó que la distorsión lateral no excediera 0.0025. Y los periodos fundamentales de vibración son $T_x = 0.18$ y $T_y = 0.21$.

Se distribuyó el cortante total de cada entrepiso, $V_{xj} = V_{yj}$, entre la rigidez de cada elemento, k_i , y se determinaron los cortantes directos de diseño, V_{di} . Se determinaron los centros de cortante CC y de rigidez CR . Se calcularon las excentricidades de entrepiso y por último la excentricidad normalizada,

$e = \frac{|e_s|}{b}$. Estos valores se muestran en la Tabla 4.9.

Tabla 4.9. Coordenadas de los CM , CC y CR (m); excentricidad estática, e_s (m); y excentricidad normalizada, e .

Dirección	Entrepiso	CM	CC	CR	e_s	e
SX	3	4.97	4.97	6.11	-1.14	0.10
	2	4.97	4.97	5.99	-1.02	0.09
	1	4.97	4.97	5.72	-0.75	0.07
SY	3	10.00	10.00	10.00	0.00	0.00
	2	10.00	10.00	10.00	0.00	0.00
	1	10.00	10.00	10.00	0.00	0.00

En este caso, se tiene sólo un eje de simetría. La excentricidad en la dirección X es $e_s = 0.1 b$, es decir el máximo valor permitido por el método simplificado. Y, por lo tanto, se espera que el FAT para estos elementos sea superior a los elementos de la dirección Y .

Con estas coordenadas se clasificaron los elementos resistentes como *flexibles* o *rígidos* (Figura 4.9). Sólo los elementos de la dirección X se pueden clasificar ya que tienen ambos efectos de torsión (natural y accidental). Los elementos de la dirección Y son *s/c* y únicamente presentan torsión accidental.

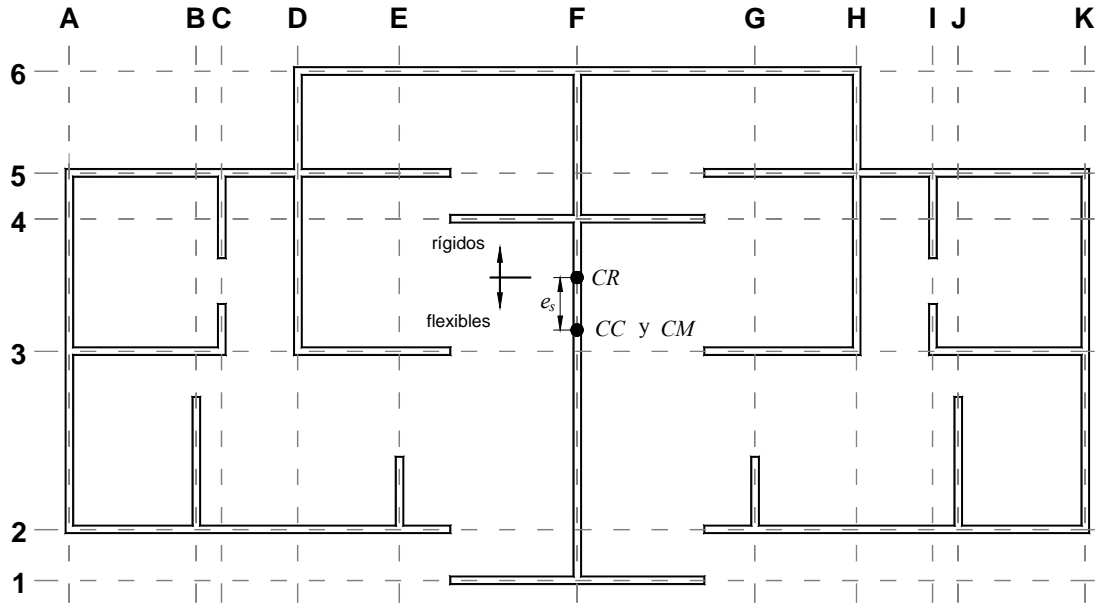


Figura 4.9. Localización del CC y CR en el modelo “E2”, clasificación de elementos en X; en Y no se clasifican

Se utilizaron los cortantes directos y los desplazamientos de entrepiso correspondientes, para calcular la rigidez torsional $K_{j\theta}$ y el radio de giro normalizado ρ_{xj} y ρ_{yj} , para cada eje (Tabla 4.10).

Tabla 4.10. Rigidez torsional y radio de giro de los entrepisos

Entrepiso	$K_{j\theta}$	ρ_x	ρ_x^2	ρ_y	ρ_y^2
3	885095.15	0.3960	0.1568	0.7323	0.5363
2	1393748.65	0.4017	0.1614	0.7190	0.5170
1	1844472.40	0.4004	0.1603	0.7133	0.5088

Se determinó la posición normalizada en planta de cada elemento resistente. Y se calculó el FAT para cada muro (Tabla 4.11).

Tabla 4.11. Clasificación, posición normalizada en la planta de la estructura y FAT de los elementos resistentes

Dirección	Elemento	Tipo	ζ_i			FAT_i		
			ENTREPISO			ENTREPISO		
			1	2	3	1	2	3
X	1	flexible	0.574	0.599	0.612	1.238	1.292	1.309
	2	flexible	0.474	0.499	0.512	1.196	1.243	1.258
	3	flexible	0.124	0.149	0.162	1.051	1.073	1.082
	4	rígido	0.136	0.111	0.098	1.006	1.000	1.000
	5	rígido	0.226	0.201	0.188	1.010	1.000	1.000
	6	rígido	0.426	0.401	0.388	1.019	1.000	1.000

	A	s/c	0.500	0.500	0.500	1.315	1.310	1.319
	B	s/c	0.375	0.375	0.375	1.236	1.232	1.239
	C	s/c	0.350	0.350	0.350	1.220	1.217	1.223
	D	s/c	0.275	0.275	0.275	1.173	1.170	1.176
	E	s/c	0.175	0.175	0.175	1.110	1.108	1.112
Y	F	s/c	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000
	G	s/c	0.175	0.175	0.175	1.110	1.108	1.112
	H	s/c	0.275	0.275	0.275	1.173	1.170	1.176
	I	s/c	0.350	0.350	0.350	1.220	1.217	1.223
	J	s/c	0.375	0.375	0.375	1.236	1.232	1.239
	K	s/c	0.500	0.500	0.500	1.315	1.310	1.319

Con estos factores de amplificación por torsión, se calculó el V_{tot_i} . Por último, se determinó el factor de seguridad contra la falla que tiene cada muro, V_{tot_i}/V_{mR} . En las Tablas 4.12 y 4.13 se observan los resultados.

Tabla 4.12. Cortantes resistentes, directos, y totales incluyendo torsión en los elementos estructurales (t). Dirección X

Entrepiso	Elemento	V_{mR}	Vd_i			$c=0.19$		$c=0.40$ y $Q=2$		$c=0.40$ y $Q=1.5$	
			$c=0.19$	$Q=2$ $c=0.40$	$Q=1.5$ $c=0.40$	V_{tot_i}	V_{tot_i}/V_{mR}	V_{tot_i}	V_{tot_i}/V_{mR}	V_{tot_i}	V_{tot_i}/V_{mR}
3	1	<u>8.69</u>	0.8	5.58	1.68	1.05	0.12	1.65	0.19	2.20	0.25
	2	<u>26.12</u>	8.92	21.28	18.78	11.23	0.43	17.72	0.68	23.63	0.90
	3	<u>20.90</u>	2.03	11.90	4.17	2.20	0.11	3.39	0.16	4.51	0.22
	4	<u>8.71</u>	0.87	5.64	1.83	0.87	0.10	1.37	0.16	1.83	0.21
	5	<u>26.04</u>	9.28	22.17	19.55	9.28	0.36	14.66	0.56	19.55	0.75
	6	<u>19.05</u>	9.11	22.04	19.19	9.11	0.48	14.39	0.76	19.19	1.01
2	1	<u>8.83</u>	1.82	2.88	3.84	2.35	0.27	3.72	0.42	4.96	0.56
	2	<u>26.54</u>	13.24	20.91	27.88	16.47	0.62	26.00	0.98	34.66	1.31
	3	<u>21.34</u>	4.6	7.26	9.68	4.93	0.23	7.79	0.36	10.38	0.49
	4	<u>8.90</u>	1.86	2.94	3.91	1.86	0.21	2.94	0.33	3.91	0.44
	5	<u>26.42</u>	12.91	20.39	27.18	12.91	0.49	20.39	0.77	27.18	1.03
	6	<u>19.26</u>	13.88	21.91	29.22	13.88	0.72	21.91	1.14	29.22	1.52
1	1	<u>8.92</u>	3.53	1.26	7.48	4.37	0.49	6.96	0.78	9.26	1.04
	2	<u>26.78</u>	14.00	14.08	28.37	16.75	0.63	25.64	0.96	33.94	1.27
	3	<u>21.87</u>	7.54	3.13	15.87	7.92	0.36	12.55	0.57	16.68	0.76
	4	<u>9.12</u>	3.57	1.37	7.51	3.59	0.39	5.67	0.62	7.56	0.83
	5	<u>26.74</u>	14.04	14.66	28.33	14.20	0.53	22.34	0.84	28.62	1.07
	6	<u>19.43</u>	13.65	14.39	28.73	13.94	0.72	22.37	1.15	29.28	1.51

Tabla 4.13. Cortantes resistentes, directos, y totales incluyendo torsión en los elementos estructurales (t). Dirección Y.

Entrepiso	Elemento	V_{mR}	Vd_i			$c=0.19$		$c=0.40$ y $Q=2$		$c=0.40$ y $Q=1.5$	
			$c=0.19$	$Q=2$ $c=0.40$	$Q=1.5$ $c=0.40$	$Vtot_i$	$Vtot_i/V_{mR}$	$Vtot_i$	$Vtot_i/V_{mR}$	$Vtot_i$	$Vtot_i/V_{mR}$
3	A	13.72	6.00	9.47	12.63	7.91	0.58	12.49	0.91	16.66	1.21
	B	5.16	0.07	0.22	0.29	0.09	0.02	0.27	0.05	0.36	0.07
	C	5.13	0.16	0.26	0.34	0.20	0.04	0.32	0.06	0.42	0.08
	D	11.10	3.92	6.19	8.26	4.61	0.42	7.28	0.66	9.71	0.87
	E	1.68	0.03	0.05	0.06	0.03	0.02	0.06	0.03	0.07	0.04
	F	20.49	11.32	17.88	23.84	11.32	0.55	17.88	0.87	23.84	1.16
	G	1.68	0.03	0.05	0.06	0.03	0.02	0.06	0.03	0.07	0.04
	H	11.10	3.92	6.19	8.26	4.61	0.42	7.28	0.66	9.71	0.87
	I	5.13	0.16	0.26	0.34	0.20	0.04	0.32	0.06	0.42	0.08
	J	5.16	0.07	0.22	0.29	0.09	0.02	0.27	0.05	0.36	0.07
	K	13.72	6.00	9.47	12.63	7.91	0.58	12.49	0.91	16.66	1.21
2	A	15.30	8.96	14.15	18.87	11.74	0.77	18.54	1.21	24.72	1.62
	B	5.80	0.71	1.13	1.50	0.88	0.15	1.39	0.24	1.85	0.32
	C	5.72	0.24	0.38	0.51	0.29	0.05	0.46	0.08	0.62	0.11
	D	12.62	6.00	9.48	12.64	7.02	0.56	11.10	0.88	14.79	1.17
	E	2.06	0.08	0.12	0.16	0.09	0.04	0.13	0.06	0.18	0.09
	F	23.39	16.22	25.61	34.15	16.22	0.69	25.61	1.09	34.15	1.46
	G	2.06	0.08	0.12	0.16	0.09	0.04	0.13	0.06	0.18	0.09
	H	12.62	6.00	9.48	12.64	7.02	0.56	11.10	0.88	14.79	1.17
	I	5.72	0.24	0.38	0.51	0.29	0.05	0.46	0.08	0.62	0.11
	J	5.80	0.71	1.13	1.50	0.88	0.15	1.39	0.24	1.85	0.32
	K	15.30	8.96	14.15	18.87	11.74	0.77	18.54	1.21	24.72	1.62
1	A	16.68	9.42	15.33	19.83	12.36	0.74	20.11	1.21	26.07	1.56
	B	6.74	1.70	2.68	3.58	2.10	0.31	3.31	0.49	4.43	0.66
	C	6.55	1.20	1.89	2.52	1.46	0.22	2.30	0.35	3.08	0.47
	D	14.14	6.65	10.86	14.48	7.79	0.55	12.72	0.90	16.99	1.20
	E	2.85	0.64	1.00	1.34	0.71	0.25	1.11	0.39	1.49	0.52
	F	26.49	16.42	25.94	34.58	16.42	0.62	25.94	0.98	34.58	1.31
	G	2.85	0.64	1.00	1.34	0.71	0.25	1.11	0.39	1.49	0.52
	H	14.14	6.65	10.86	14.48	7.79	0.55	12.72	0.90	16.99	1.20
	I	6.55	1.20	1.89	2.52	1.46	0.22	2.30	0.35	3.08	0.47
	J	6.74	1.70	2.68	3.58	2.10	0.31	3.31	0.49	4.43	0.66
	K	16.68	9.42	15.33	19.83	12.36	0.74	20.11	1.21	26.07	1.56

4.3.4. Modelo “E3”

En este caso los pesos totales de entrepiso y las fuerzas sísmicas son las de la Tabla 4.14 (NTCS-2004).

Tabla 4.14. Fuerzas y cortantes sísmicos según la combinación de acciones

Piso Entrepiso	h_j (m)	W_j (t)	$c = 0.19$ y $Q = 1.5$		$c = 0.40$ y $Q = 2$		$c = 0.40$ y $Q = 1.5$	
			$Fx_j = Fy_j$	$Vx_j = Vy_j$	$Fx_j = Fy_j$	$Vx_j = Vy_j$	$Fx_j = Fy_j$	$Vx_j = Vy_j$
			(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)
<u>3</u>	2.35	45.22	7.78		14.59		19.45	
3				7.78		14.59		19.45
<u>2</u>	2.35	39.53	4.53		8.50		11.34	
2				12.31		23.09		30.79
<u>1</u>	2.35	39.53	2.27		4.25		5.67	
1				14.58		27.34		36.46

Del mismo modo, se revisó que la distorsión lateral no excediera 0.0025. Y los periodos fundamentales de vibración son $T_x = 0.65$ y $T_y = 0.50$.

Se distribuyó el cortante total de cada entrepiso, $V_{x_j} = V_{y_j}$, según la rigidez de cada elemento, k_i , y se determinaron los cortantes directos de diseño, V_{di} . Por otro lado, se determinaron los centros de cortante CC y de rigidez CR . Con estas coordenadas se calcularon las excentricidades de entrepiso y la

excentricidad normalizada $e = \frac{|e_s|}{b}$. Estos valores se muestran en la Tabla 4.15.

Tabla 4.15. Coordenadas de los CM , CC y CR (m); excentricidad estática, e_s (m); y excentricidad normalizada, e .

Dirección	Entrepiso	CM	CC	CR	e_s	e
SX	3	2.34	2.34	3.11	-0.77	0.14
	2	2.34	2.34	2.83	-0.49	0.09
	1	2.34	2.34	2.54	-0.20	0.04
SY	3	5.07	5.07	4.29	0.78	0.08
	2	5.07	5.07	4.23	0.84	0.08
	1	5.07	5.07	4.40	0.67	0.07

Aquí existe excentricidad estática en las dos direcciones. La máxima excentricidad en el sentido X es $e_s = 0.14 b$, y en Y de $e_s = 0.08 b$. De lo anterior se deduce que no es válido el método simplificado pero sí el estático.

Con estas coordenadas se clasificaron los elementos resistentes como *flexibles* o *rígidos* (Figura 4.10). En este caso se clasifican todos los elementos, además es necesaria una clasificación de elementos para cada entrepiso.

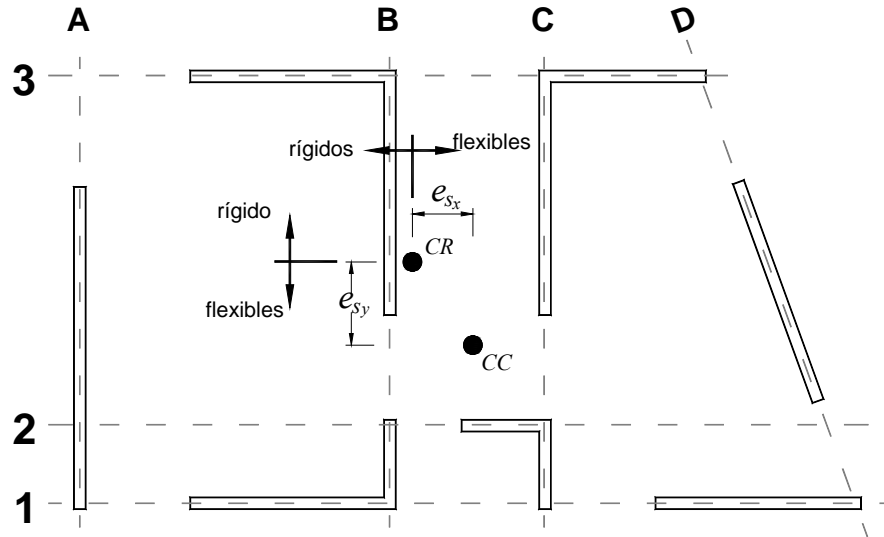


Figura 4.10. Localización del CC y CR en el modelo “E2”, clasificación de elementos en X; en Y no se clasifican

Se utilizaron los cortantes directos y los desplazamientos de entrepiso correspondientes, para calcular la rigidez torsional $K_{j\theta}$ y el radio de giro normalizado ρ_{xj} y ρ_{yj} , para cada eje (Tabla 4.16).

Tabla 4.16. Rigidez torsional y radio de giro de los entrepisos

Entrepiso	$K_{j\theta}$	ρ_x	ρ_x^2	ρ_y	ρ_y^2
3	24089.58	0.3742	0.1400	0.8935	0.7983
2	46289.44	0.3898	0.1520	0.9380	0.8799
1	90790.72	0.4015	0.1612	0.9355	0.8752

Después, se determinó la posición normalizada en planta de cada elemento resistente. Y se calculó el FAT para cada muro (Tabla 4.17).

Tabla 4.17. Clasificación, posición normalizada en la planta de la estructura y FAT de los elementos resistentes

Dirección	Elemento	Tipo	ζ_i			FAT_i		
			ENTREPISO			ENTREPISO		
			1	2	3	1	2	3
X	1	flexible	0.463	0.515	0.566	1.082	1.138	1.220
	2	flexible	0.281	0.334	0.384	1.050	1.089	1.149
	3	rígido	0.537	0.485	0.434	1.039	1.006	1.000
Y	A	rígido	0.440	0.423	0.429	1.089	1.044	1.067
	B	rígido	0.040	0.023	0.029	1.008	1.002	1.005
	C	flexible	0.160	0.177	0.171	1.200	1.263	1.265
	D	flexible	0.560	0.577	0.571	1.699	1.859	1.886

Con estos factores de amplificación por torsión, se calculó el cortante total. Además, se determinó el factor de seguridad contra la falla que tiene cada muro, V_{tot_i}/V_{mR} . En las Tablas 4.18 y 4.19 se presentan los resultados.

Tabla 4.18. Cortantes resistentes, directos, y totales incluyendo torsión en los elementos estructurales (t). Dirección X.

Entrepiso	Elemento	V_{mR}	Vd_i			$c=0.19$		$c=0.40$ y $Q=2$		$c=0.40$ y $Q=1.5$	
			$c=0.19$	$Q=2$	$Q=1.5$	V_{tot_i}	V_{tot_i}/V_{mR}	V_{tot_i}	V_{tot_i}/V_{mR}	V_{tot_i}	V_{tot_i}/V_{mR}
				$c=0.40$	$c=0.40$						
3	1	<u>10.22</u>	3.18	5.97	7.95	3.88	0.38	7.28	0.71	9.70	0.95
	2	<u>2.15</u>	0.18	0.34	0.45	0.21	0.10	0.39	0.18	0.52	0.24
	3	<u>9.30</u>	4.3	8.07	10.76	4.30	0.46	8.07	0.87	10.76	1.16
2	1	<u>11.55</u>	5.46	10.23	13.65	6.21	0.54	11.64	1.01	15.53	1.34
	2	<u>2.51</u>	0.34	0.63	0.85	0.37	0.15	0.69	0.27	0.93	0.37
	3	<u>10.77</u>	6.04	11.33	15.10	6.07	0.56	11.39	1.06	15.18	1.41
1	1	<u>12.35</u>	6.99	13.11	17.49	7.57	0.61	14.19	1.15	18.93	1.53
	2	<u>2.92</u>	0.97	1.82	2.43	1.02	0.35	1.91	0.65	2.55	0.87
	3	<u>12.19</u>	6.53	12.25	16.33	6.78	0.56	12.72	1.04	16.96	1.39

Tabla 4.19. Cortantes resistentes, directos, y totales incluyendo torsión en los elementos estructurales (t). Dirección Y.

Entrepiso	Elemento	V_{mR}	Vd_i			$c=0.19$		$c=0.40$ y $Q=2$		$c=0.40$ y $Q=1.5$	
			$c=0.19$	$Q=2$	$Q=1.5$	V_{tot_i}	V_{tot_i}/V_{mR}	V_{tot_i}	V_{tot_i}/V_{mR}	V_{tot_i}	V_{tot_i}/V_{mR}
				$c=0.40$	$c=0.40$						
3	A	<u>8.05</u>	2.07	3.89	5.19	2.21	0.27	4.15	0.52	5.54	0.69
	B	<u>8.22</u>	2.48	4.65	6.19	2.49	0.30	4.67	0.57	6.22	0.76
	C	<u>8.19</u>	2.38	4.46	5.94	3.01	0.37	5.64	0.69	7.52	0.92
	D	<u>5.97</u>	0.97	1.82	2.43	1.83	0.31	3.43	0.58	4.58	0.77
2	A	<u>9.08</u>	3.66	6.86	9.15	3.82	0.42	7.16	0.79	9.56	1.05
	B	<u>9.41</u>	3.49	6.54	8.72	3.50	0.37	6.56	0.70	8.74	0.93
	C	<u>9.25</u>	3.43	6.43	8.58	4.33	0.47	8.13	0.88	10.84	1.17
	D	<u>6.65</u>	1.77	3.31	4.42	3.29	0.49	6.16	0.93	8.22	1.24
1	A	<u>10.08</u>	4.34	8.13	10.84	4.72	0.47	8.85	0.88	11.80	1.17
	B	<u>11.18</u>	3.99	7.48	9.98	4.02	0.36	7.54	0.67	10.06	0.90
	C	<u>10.29</u>	4.00	7.50	10.01	4.80	0.47	9.00	0.87	12.01	1.17
	D	<u>7.35</u>	2.54	4.76	6.34	4.32	0.59	8.08	1.10	10.77	1.47

CAPÍTULO 5

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Se discuten los resultados mostrados en el capítulo 4. Se realizan algunas conclusiones de la respuesta torsional de las estructuras de mampostería.

5.1.1. Modelo simple “MS”

Una consideración importante en este modelo, es que no se toma en cuenta la contribución a la rigidez torsional, K_θ , de los elementos perpendiculares a la dirección del análisis (dirección Y). Al utilizar la excentricidad estática normalizada, e , es necesario variarla únicamente dentro del intervalo $0 \leq e \leq 0.2$ ya que se considera el valor absoluto de e_s . Además, esta configuración simplista de los muros en planta modifica la respuesta a torsión global si se compara con una estructura real con una configuración de muros más compleja. Sin embargo, el análisis de este modelo simple es útil para comprender el efecto de la torsión en los elementos flexibles o rígidos de acuerdo a cambios en los parámetros que modifican el FAT .

Si bien no se pueden obtener conclusiones *a posteriori* del análisis de este modelo, ya que, como se observa en las ecuaciones (3.27) el FAT_i depende de la posición normalizada del elemento respecto a la planta, ζ_i ; el radio de giro normalizado, ρ y la excentricidad estática normalizada, e . A grandes rasgos, se puede observar lo siguiente:

- En la Figura 4.6 se observa que para elementos con una posición normalizada $\zeta_i \leq 0.4$, (es decir, los que se localizan a una distancia menor o igual al 40% de b medida desde el CR) el factor de amplificación por torsión $FAT = 1$.
- Para valores dentro del intervalo $0.4 \leq \zeta_i \leq 0.7$, el incremento del FAT sigue una clara tendencia ascendente sin relacionarse con la clasificación del elemento en rígido o flexible (Figura 4.6).
- Para los elementos flexibles (los más desfavorables por torsión, ya que quedan más alejados del CR), el FAT tiene un valor de 1.9 para $e = 0.10$ y de 2.5 para $e = 0.20$ (Figura 4.7). Lo que es significativo si se piensa que se puede diseñar para una fuerza cualquiera y al adicionarle los efectos de torsión estática, esta fuerza se incrementa hasta en 250%.
- En los elementos rígidos el mayor valor del FAT es de 1.34 para $e = 0$ (Figura 4.7), y mientras aumenta e hasta 0.10, el FAT disminuye hasta 1. Tal y como se deduce en la ecuación (3.27) ya que el FAT nunca es menor que la unidad. Lo que significa que el cortante de diseño, V_{tot_i} , nunca será menor que el cortante directo, V_{d_i} .
- Para los elementos rígido más *cercanos* al CR , el FAT se puede despreciar, ya que el máximo valor registrado es de 1.024 para $e = 0.05$. No obstante, se tendría que evaluar qué tan “cercano” es cercano, para ignorar los efectos de torsión.

Por último, si el método simplificado se basa en la hipótesis de asignar un cortante a cada muro proporcional a su área transversal e ignorar la torsión sísmica para estructuras con una $e \leq 0.10$. Es claro que los FAT para ese intervalo de excentricidad, puede conducir a tomar decisiones que pondrían en riesgo la estabilidad de algunos muros en las construcciones diseñadas únicamente con este método.

5.1.2. Modelo EI

De acuerdo con los tres casos de análisis $a1$, $a2$ y $a3$, que se utilizaron para evaluar los efectos de torsión en el edificio EI ; en la Figura 5.1 se muestra la diferencia entre la magnitud del cortante sísmico aplicado.

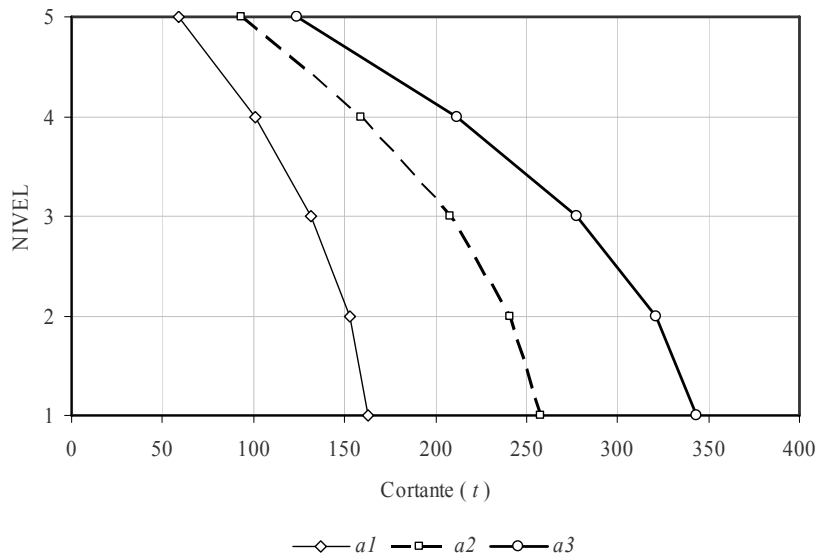


Figura 5.1. Cortante sísmico aplicado al edificio según las combinaciones de análisis

En este modelo los CC y CR coinciden en todos los pisos; es decir, no se presenta alguna excentricidad estática. Sin embargo, los efectos de torsión accidental permanecen en la respuesta global de la estructura.

Se realizó un análisis de la variación del FAT según la posición normalizada de los elementos ζ_i , para todos los pisos de la estructura. Hay que recordar que el FAT_i no está en función del factor de comportamiento sísmico ni del coeficiente sísmico; por lo que es el mismo para los tres casos de análisis. Se concluye que los elementos con mayor valor de ζ_i , exhiben mayores efectos de torsión. Además, para cada elemento aislado, el FAT aumenta progresivamente a medida que la altura del edificio se incrementa (Figura 5.2).

También, se comparó la suma de la resistencia al corte de los muros, V_{mR} , con la fuerza cortante total, V_{is} , y la fuerza cortante total incluyendo la torsión, V_{tot} ; para cada entrepiso y dirección (Figuras 5.3 y 5.4). Se concluye lo siguiente:

- Las fuerzas cortantes de la combinación de análisis $a1$, no ocasiona fuerzas mayores que la resistencia total del entrepiso en ninguna dirección, ni aún sumando los efectos de torsión.

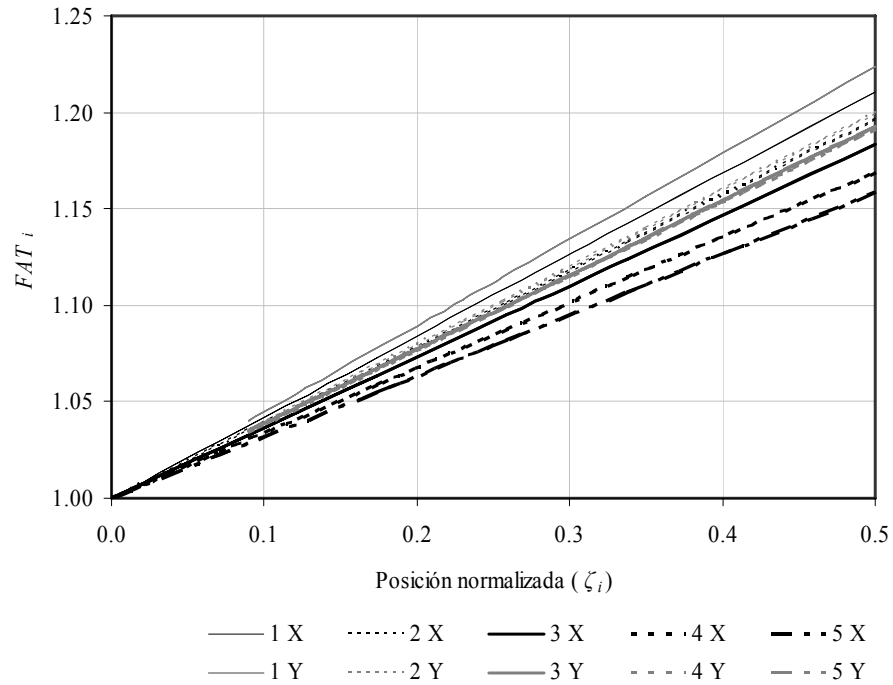


Figura 5.2. FAT según la posición normalizada de los elementos (dirección X e Y)

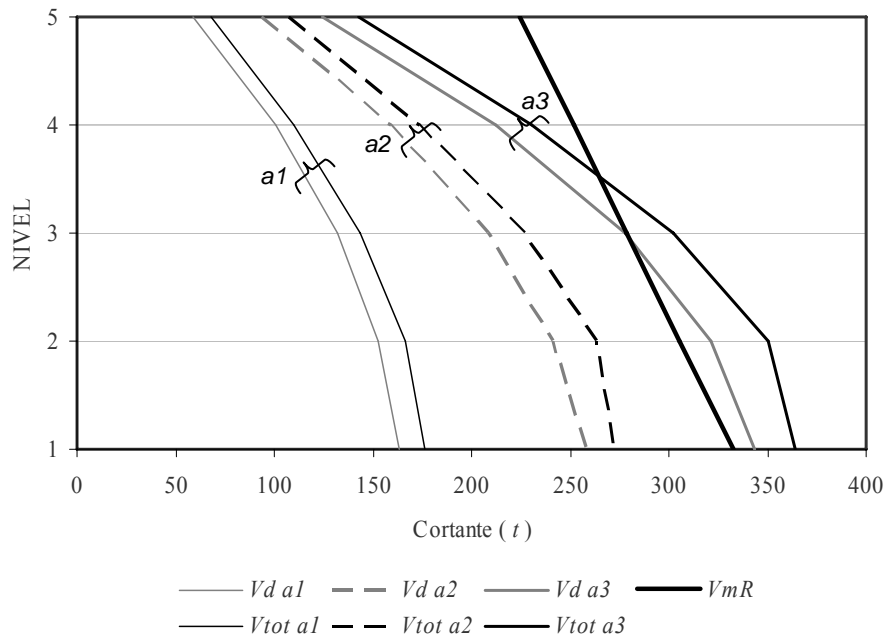


Figura 5.3. Variación del cortante resistente V_{mR} , contra el cortante directo Vd y cortante total $Vtot$ (sumas de todos los elementos por entrepiso, en X)

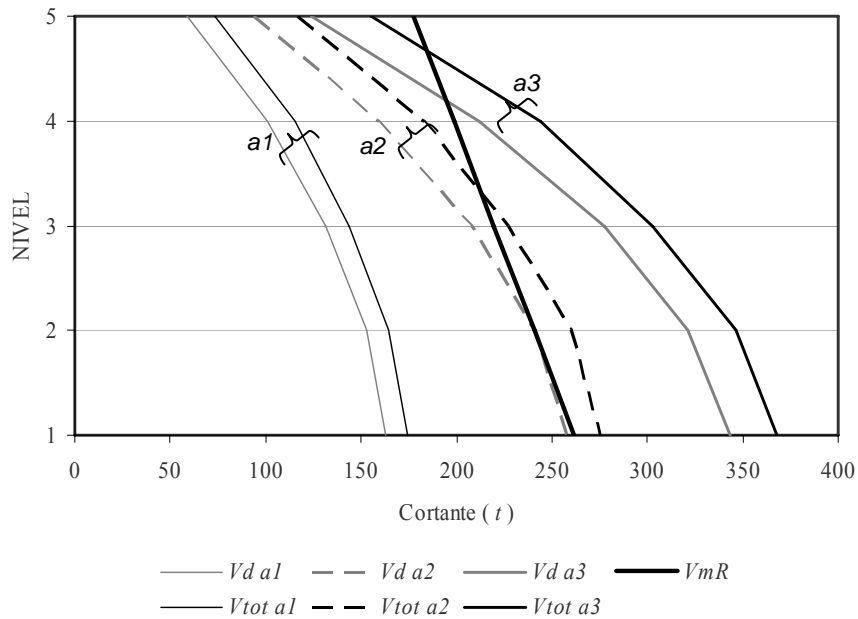


Figura 5.4. Variación del cortante resistente V_{mR} , contra el cortante directo V_d y cortante total V_{tot} (sumas de todos los elementos por entrepiso, en Y)

- El caso $a3$ produce cargas muy elevadas y la capacidad de carga global se excede en ambas direcciones con y sin efectos de torsión.
- Para la dirección Y , y el caso $a2$ (Figura 5.4), se observa que la capacidad de carga es menor que la demandada, únicamente para el cortante directo, ya que si se adicionan los efectos de torsión (inducidos únicamente por la excentricidad accidental); se excede la resistencia total de los muros.
- Por otro lado, si se realiza la misma comparación, pero elemento por elemento (Tablas 4.6 y 4.7); se observa que para el caso $a1$ no existe ningún problema ya que la capacidad de carga global es menor que la demanda. Inversamente, para el caso $a3$, que es el más desfavorable; se tiene el problema de que, en ambas direcciones de análisis; un gran porcentaje (44% en X y 58% en Y) de los muros exhiben problemas para soportar las fuerzas cortante de diseño con efectos de torsión.
- En la misma comparación para la combinación $a2$, en la dirección X el 24% de los muros se presenta un cortante total mayor al resistente y en Y el 40%. Lo que indica que los efectos de torsión son determinantes para el diseño final de cada elemento.
- La demanda de cortante llega a exceder la capacidad de carga de cada muro individual hasta en 34% en X y en 70% en Y .

5.1.3. Modelo “E2”

De acuerdo con los casos de análisis $a1$, $a2$ y $a3$. Se muestra la diferencia entre la magnitud de las fuerzas cortante sísmicas aplicadas (Figura 5.5).

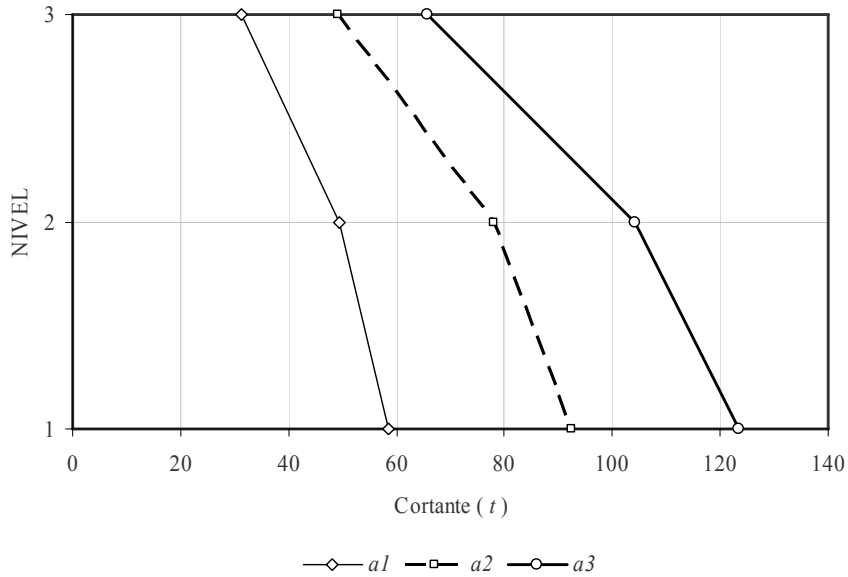


Figura 5.5. Cortante sísmico aplicado al edificio según las combinaciones de análisis

En este modelo los CC y CR coinciden sólo para la dirección X . Para Y se tiene una $e = 0.10$. Se hace el mismo análisis del FAT_i contra ζ_i (Figura 5.6).

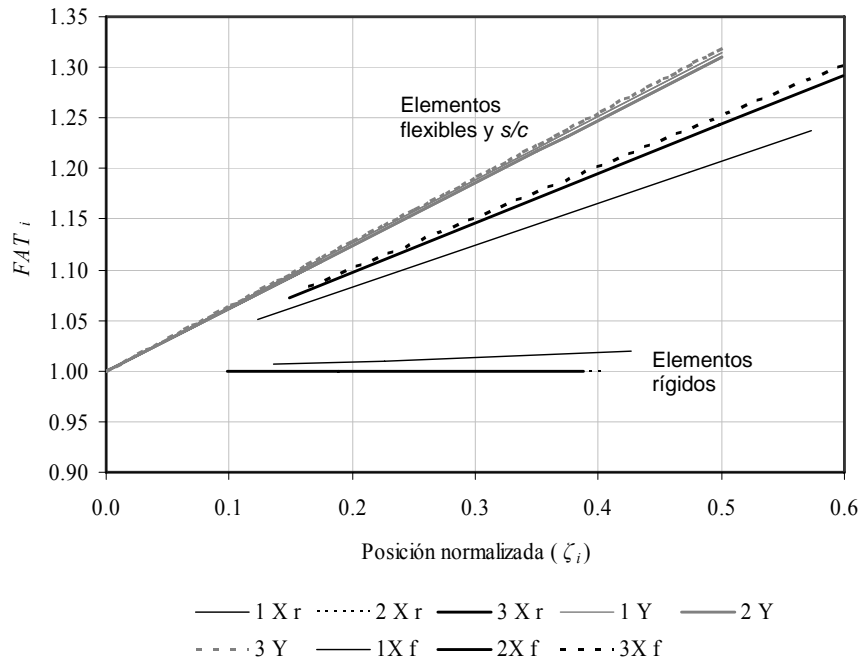


Figura 5.6. FAT según la posición normalizada de elementos rígidos y flexibles (dirección X e Y)

De acuerdo con la Figura 5.6, se observa alguna tendencia del FAT a permanecer dentro de un intervalo para las diversas posiciones normalizadas, de acuerdo con la clasificación de los elementos. El FAT_i siempre aumenta con la altura para el mismo elemento. Por otro lado, al comparar las sumas de la resistencia al corte con las fuerzas cortantes actuantes con y sin efectos de torsión (Figuras 5.7 y 5.8). Se observa lo siguiente:

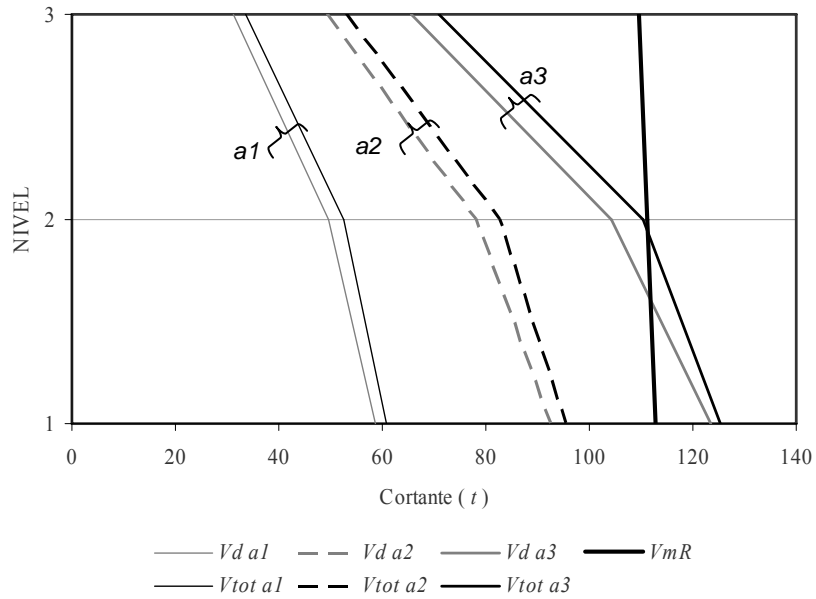


Figura 5.7. Comparación del cortante resistente V_{mR} , contra el cortante directo V_d y cortante total V_{tot} (sumas de todos los elementos por entrepiso, en X)

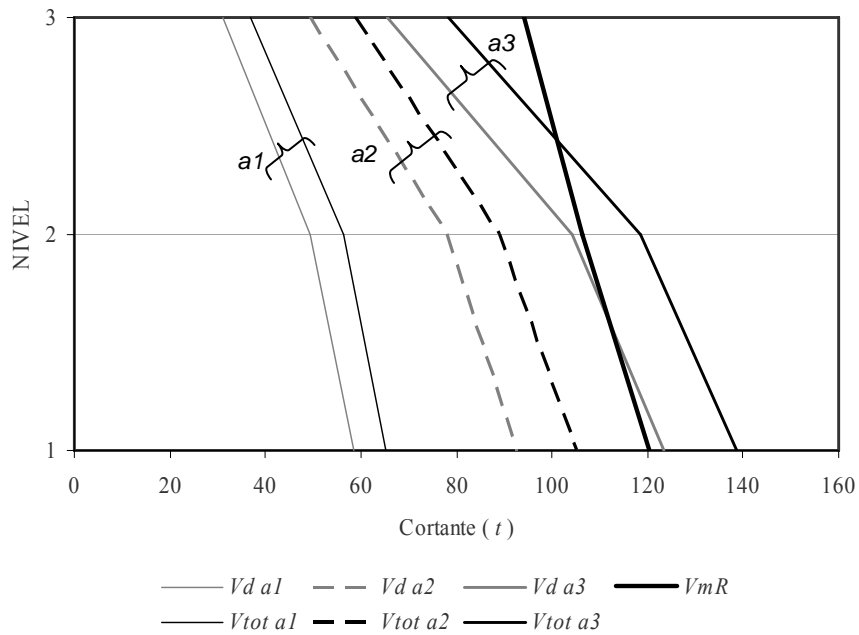


Figura 5.8. Comparación del cortante resistente V_{mR} , contra el cortante directo V_d y cortante total V_{tot} (sumas de todos los elementos por entrepiso, en Y)

- En el análisis *a1* y *a2* se observa que la resistencia a corte demanda no excede la capacidad de carga global.
- En el caso *a3* nuevamente proporciona cargas superiores a las resistentes.

Sin embargo, al realizar el mismo análisis elemento por elemento para el análisis *a2*, se halla algo interesante.

- En la dirección *X* se excede la capacidad de carga en el muro 6 para los dos niveles inferiores hasta en un 15%.
- En la dirección *Y* se excede la capacidad de carga de los elementos A y K en los dos niveles inferiores en un 21%. Debido al incremento en el cortante demandado por efectos de torsión.

5.1.4. Modelo ‘E3’

De acuerdo con los casos de análisis *a1*, *a2* y *a3*. Se muestra la diferencia entre la magnitud de las fuerzas sísmicas aplicadas (gráfica 5.9).

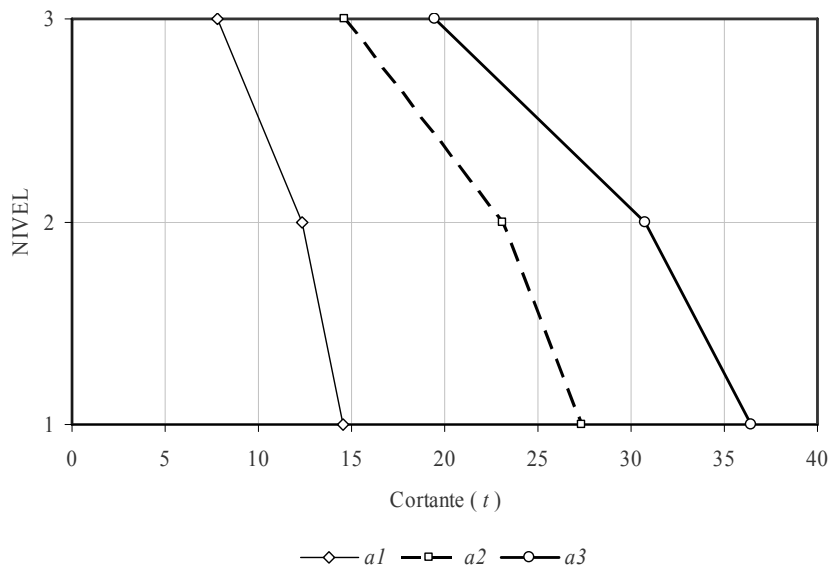


Figura 5.9. Fuerzas sísmicas aplicadas al edificio según las combinaciones de análisis

En este modelo existe una doble asimetría en planta; por lo que los *CC* y los *CR* no coinciden en ningún piso ni dirección. En *X*, la mayor excentricidad es $e_y = 0.14$ y en *Y* de $e_x = 0.08$. Lo que indica que las excentricidades de diseño son superiores a las permitidas por el método simplificado. No obstante, sigue siendo válido el método estático. A continuación, se hace el mismo análisis del FAT_i contra ζ_i (Figura 5.10).

En este caso, la tendencia del FAT_i a permanecer dentro de un intervalo de acuerdo con el ζ_i , de los modelos anteriores se pierde. Debido a la amplificación del FAT_i por la existencia del muro D que tiene una inclinación de 20° con respecto a la dirección de análisis *Y*. Este muro tiene mayores efectos de torsión y en general incrementa los efectos de los elementos flexibles en esa dirección de análisis.

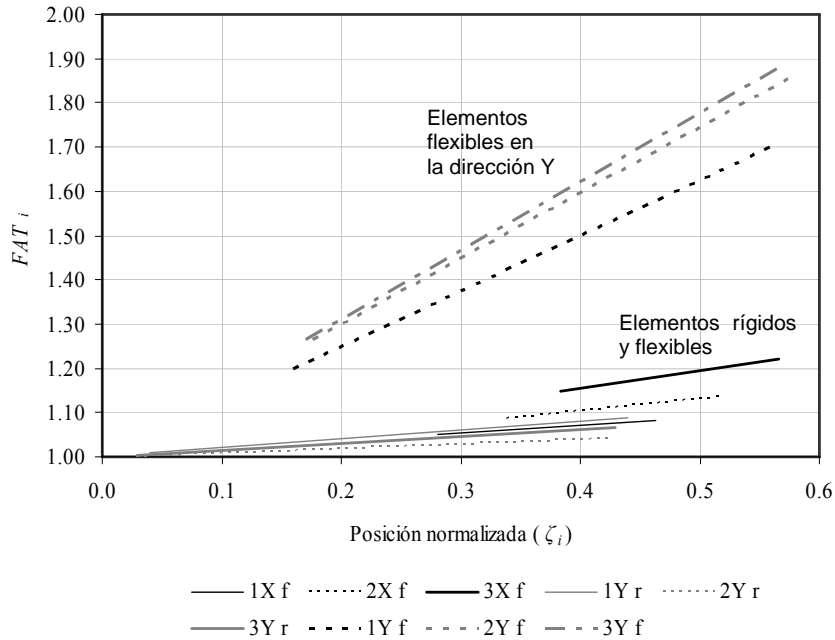


Figura 5.10. FAT según la posición normalizada de elementos rígidos y flexibles, dirección X e Y

El intervalo del FAT para las diversas posiciones normalizadas en la dirección X es similar a los casos anteriores. Pero para los elementos flexibles en Y , se observa que el incremento en el cortante de diseño debido a los efectos de torsión es considerable desde 1.20 hasta 1.89.

Por otro lado, al comparar las sumas de la resistencia al corte contra las fuerzas cortantes actuantes con y sin efectos de torsión (Figuras 5.11 y 5.12). Se observa lo siguiente:

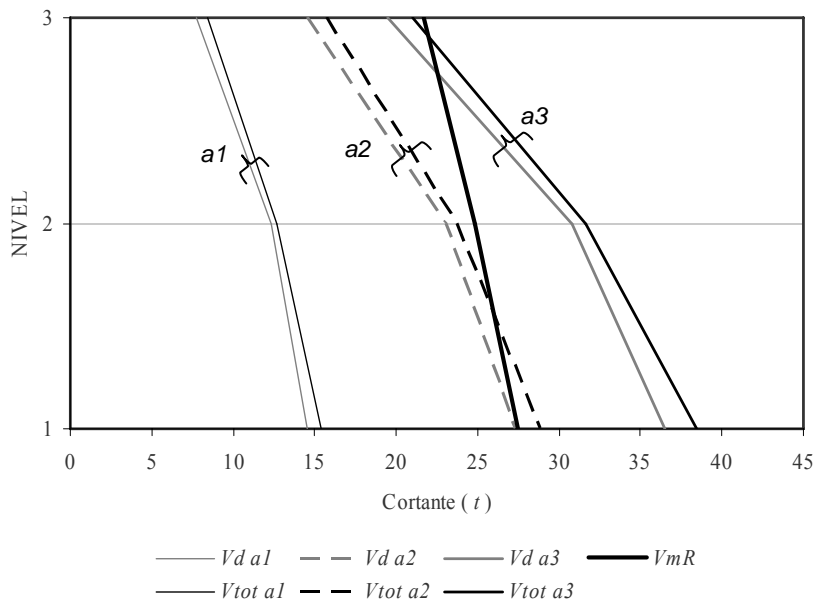


Figura 5.11. Comparación del cortante resistente V_{mR} , contra el cortante directo V_d y cortante total V_{tot} (sumas de todos los elementos por entrepiso, en X)

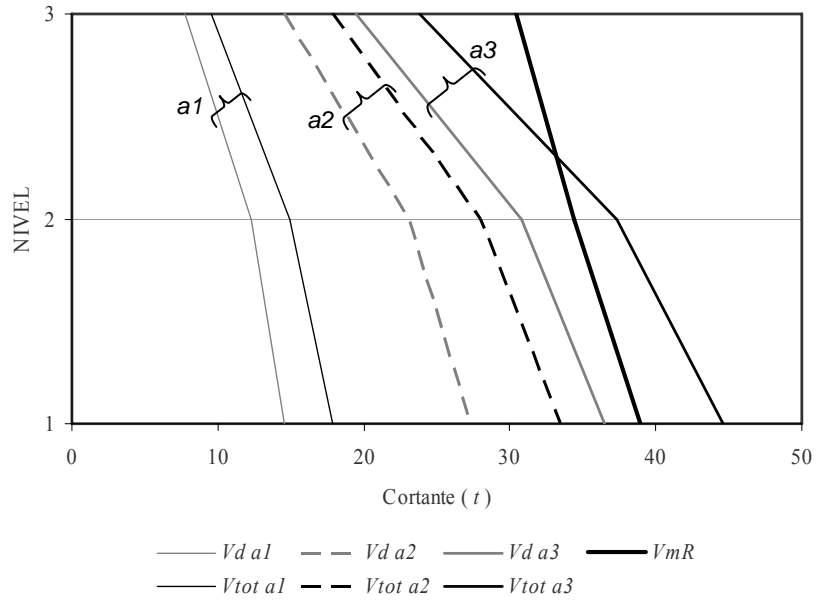


Figura 5.12. Comparación del cortante resistente V_{mR} , contra el cortante directo V_d y cortante total V_{tot} (sumas de todos los elementos por entrepiso, en Y)

- Para los casos $a1$ y $a3$, se obtienen resultados similares a los de los modelos $E1$ y $E2$.
- En la dirección X , para el análisis $a2$, la suma de la capacidad de carga total es menor que la demandada por el cortante sísmico, pero si se suman los efectos de torsión, se exceden la resistencia en el nivel 1.
- Haciendo el mismo análisis elemento por elemento, se observa que para el caso $a2$ se excede la resistencia hasta en 15% para X y hasta en 10% para Y en los elementos de los extremos (Tablas 4.18 y 4.19).

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El fenómeno de la torsión sísmica estática es ampliamente estudiado y comprendido; sin embargo, se ha enfocado especialmente a la respuesta y diseño de edificios de acero o concreto. No obstante, para la mampostería, que tiene un comportamiento claramente no-lineal y que es el sistema constructivo más utilizado para viviendas en el valle de México, el RCDF-04 permite utilizar el método simplificado de análisis (que ignora los efectos de torsión, entre otros efectos sísmico), en estructuras que cumplan ciertas especificaciones de forma. Este método se basa en la comparación de la resistencia de cada entrepiso con la fuerza cortante sísmica actuante disminuyendo la cantidad de cálculos necesarios.

En este trabajo se analizó la validez de algunas hipótesis del método simplificado de análisis. Se demuestra que estas simplificaciones no son del todo adecuadas y pueden conducir a diseño poco seguros. Así, se determina que es necesario distribuir la fuerza sísmica de acuerdo con la rigidez relativa de los elementos del entrepiso, adicionar los efectos de torsión y comparar individualmente esta fuerza de diseño con la resistencia de cada elemento. Es decir, aplicar el método estático, de acuerdo a como se especifica en las NTCS-04, para ello, se propone el *PSD* como un método efectivo y simplificado que permite obtener resultados satisfactorios.

A continuación se discuten algunas conclusiones y recomendaciones derivadas del presente estudio:

- Los coeficientes sísmicos reducidos del método simplificado producen fuerzas que en ningún modelo exceden la capacidad de carga de los muros, aún si se consideran los efectos de la torsión sísmica.
- La elección del factor de comportamiento sísmico, Q , es muy significativa. Se sabe que la mampostería no es un material dúctil (la ductilidad se proporciona con acero de refuerzo adicional en los muros o en castillos y dadas), por lo que el valor del factor Q será de 1 a 2 según el tipo de refuerzo.
- Se recomienda utilizar $Q=2$, y diseñar correctamente los elementos de confinamiento, así se garantiza una mayor capacidad de deformación de los muros. Los resultados obtenidos con $Q=1.5$ muestran que este factor produce fuerzas grandes, mismas que excedieron la capacidad de carga de los tres modelos estudiados.
- No existe gran diferencia en la variación del FAT_i de acuerdo con el nivel de asimetría en planta. Incluso el modelo totalmente simétrico tiene efectos de torsión debidos a la excentricidad accidental que amplifican el cortante directo hasta en un 70%.
- Se determinó que comparar la suma de las resistencias de los muro con la fuerza cortante, como lo propone el método simplificado puede conducir a resultados poco confiables. Por lo que se recomienda realizar esta comparación elemento por elemento, y sin duda, considerar los efectos de torsión.

El método simplificado es una herramienta útil en la etapa de diseño conceptual y sirve principalmente para ordenar los elementos resistentes en la planta del edificio de la manera más eficaz, es decir, para prediseñar. Es útil también para comparar sus resultados con los de otros métodos más elaborados y tener un índice de comprobación.

El método estático (aplicado correctamente, según las NTCS-04), considera la torsión sísmica estática, que entre otras características incluye implícitamente la amplificación dinámica, el acoplamiento en las vibraciones traslacionales y rotacionales, incertidumbres en el cálculo de masas, rigideces y resistencias en los elementos, la diferencia en la llegada de las ondas sísmicas a la base del edificio, entre otras fuentes de torsión.

Se presentó un procedimiento simplificado de diseño, *PSD*, que distribuye la fuerza cortante sísmica y determina el factor de amplificación por torsión, *FAT*, para cada elemento de acuerdo con lo especificado en el RCDF-04. El *PSD* está diseñado para utilizarse con programas actuales de análisis estructural, por lo que permite elaborar modelos estructurales complejos sin perder el sentido del análisis, como al modelar mampostería con el método del elemento finito. Por lo tanto, se recomienda ampliamente para el diseño estructural de estructuras de mampostería y así considerar el fenómeno de la torsión sísmica.

REFERENCIAS

- Alcocer, S, Murià Vila, D y Peña, I (1999), Comportamiento dinámico de muros de mampostería confinada, *UNAM, Instituto de Ingeniería*, Series del Instituto de Ingeniería 616, México
- Arnold, C y Reitherman, R (1982), *Building configuration and seismic design*, John Wiley & Sons Inc, EUA
- Astroza, I. y Schmidt, A (2004), Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño, *Revista de Ingeniería Sísmica* **70**, 59-75
- Bazán, E y Meli, R (2002), *Diseño sísmico de edificios*, Limusa, México DF
- CFE (2000), *Manual de diseño de obras civiles: diseño por sismo*, Comisión federal de electricidad, México
- Coral, M (2004), Revision de algunas de las hipótesis del método simplificado de análisis para muros de mampostería confinada, tesis de maestría, *Facultad de Ingeniería, UNAM*, México DF, 94 pp
- CSI, (2005), *ETABS, Analysis Reference*, Vols. I y II, Computers and Structures Inc., Berkeley California, EUA
- Elourdy, J y Rosenblueth, E (1968), Torsiones sísmicas en edificios de un piso, *UNAM, Instituto de Ingeniería*, Series del Instituto de Ingeniería, México
- Escobar, J A, Mendoza, J A y Gómez, R (2008) Effect of earthquakes on some kind of buildings, *American Journal of Environmental Sciences* **4** (3), 175-183
- Escobar, J A, Mendoza, J A y Gómez, R (2004a) Diseño simplificado por torsión sísmica estática, *Revista de Ingeniería Sísmica* **70**, 77-107
- Escobar, J A, Cisneros M, y Gómez, R (2004b) Evaluación de criterios de diseño por torsión sísmica estática para edificios de varios pisos, *Revista de Ingeniería Sísmica* **71**, 63-89
- Farias, R (1987), *Muros de carga: sismo*, Facultad de Arquitectura, UNAM, Mexico
- Gambarotta, L y Lagomarsino S (1997a) Damage models for seismic response of brick masonry shear walls. Part I: the mortar joint model and its applications, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **26**, 423-439
- Gambarotta, L y Lagomarsino S (1997b) Damage models for seismic response of brick masonry shear walls. Part II: the continuum model and its applications, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **26**, 441-462
- Humar, J M, Yavari, S y Saatcioglu M (2003), Design for forces induced by seismic torsion, *Canadian Journal of Civil Engineering* **30**, 328-337

- Kanamori, H y Brodsky, E (2004), The physics of earthquakes, *Progress in Physics* **67**, 1429-1496
- Kaushik, H, Rai, D y Jain, S (2006), Code approaches to seismic design of masonry infilled reinforced concrete frames: a state-of-the-art review, *Earthquake Spectra* **22**, 961-983
- Kious, W y Tilling, R (2001), This dynamic earth: the story of plate tectonics, *USGS*, publicacion en linea, <http://pubs.usgs.gov/publications/text/dynamic.html>, EUA
- Makarios, T (2008), Practical calculation of the torsional stiffness radius of multistorey tall buildings, *The Structural Design of Tall and Special Buildings* **17**, 39-65
- Meli, R (1974), Comportamiento sísmico de muros de mampostería, tesis de doctorado, *Facultad de ingeniería, UNAM, México*
- Mezzi, M (2006) Configuration and morphology for the application of new seismic protection systems, *Proceedings of the first european conference on earthquake engineering and seismology*, ECEE, Ginebra, Suiza
- NTCM-04 (2004), Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México
- NTCS-04 (2004), Normas técnicas complementarias para diseño por sismo, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México
- Newmark, N M y Rosenblueth, R (1976) *Fundamentos de ingeniería sísmica*, Ed Diana. México
- Orduña, A y Ayala, G (2001), Análisis no lineal de muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales, *Engenharia Civil • UM* **11**, 21-34
- RCDF (2004), Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México
- Rosenblueth, E (1992), Sismos y sismicidad en México; **en** *Macrosismos. Aspectos físicos, sociales, económicos y políticos*, (mesa redonda), México
- Rosenblueth, E y Meli, R (1986) The 1985 earthquake: causes and effects in Mexico City, *Concrete International: Design and Construction*, *ACI* **8** (5), 23-34
- Rosman, R (1997), Earthquake-resistant design of large building structures **en** *Mitigating the impact of impending earthquakes: Earthquake prognostics strategy transferred into practice*, Vogel, A y Brandes, K (editores), Balkema, Rotterdam, 341-368
- Sauter, F F (1997), A critical review of current seismic codes; **en** *Mitigating the impact of impending earthquakes: Earthquake prognostics strategy transferred into practice*, Vogel, A y Brandes, K (editores), Balkema, Rotterdam, 283-304
- Singh, S K y Ordaz, M (1990), Sismicidad y movimientos fuertes en México: una visión actual, *CENAPRED*, Coordinación de investigación: riesgos geológicos, México
- Spencer, W, Sipkin, S y Choy, G (1989), Measuring the size of an earthquake, *Earthquakes and volcanos* **21**(1), 25-32

Suárez, G R y Jiménez, Z J (1987), Sismos en la ciudad de México y el terremoto del 19 de septiembre de 1985, *Instituto de Geofísica*, Cuadernos del Instituto de Geofísica, UNAM, México

Tomažević M. y Klemenc I. (1997) Seismic behaviour of confined masonry walls, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **26**, 1059-1071

Zárate, G., Ayala, G., García, O. (2003) Método sísmico estático para edificios asimétricos: Revisión de enfoques, *Revista de Ingeniería Sísmica* **69**, 25-44