



Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

ESTUDIO DE LAS LIMITANTES POR TORSIÓN
IMPUESTAS AL MÉTODO SIMPLIFICADO DE
ANÁLISIS

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
P R E S E N T A

ARTURO LÓPEZ BLANCAS

DIRECTOR DE TESIS: **DR. ARTURO TENA COLUNGA**

MÉXICO, D. F.

MARZO DE 2007

1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. ANTECEDENTES DEL MÉTODO SIMPLIFICADO.....	3
2.1. Método Simplificado, bases del método desde su propuesta en las NTCM-1977.....	3
2.2. Comparación y diferencias con métodos rigurosos de análisis sísmico...	4
2.2.1. <i>Comparaciones y diferencias.....</i>	4
2.2.1.1. <u>Torsión.....</u>	6
2.2.1.2. <u>Flexibilidad de diafragma.....</u>	7
2.2.1.3. <u>Distorsión.....</u>	9
2.2.1.4. <u>Esbeltez.....</u>	10
2.3. Propuesta de las NTCM-2004.....	11
2.3.1. <i>¿En qué consiste el Método Simplificado?.....</i>	11
3. INVESTIGACIONES SOBRE TORSIÓN.....	13
3.1. TORSIÓN.....	13
3.1.1. Estudios relacionados con torsión elástica y propuestas reglamentarias sobre torsión.....	13
3.1.1.1. <i>Estudios de Newmark y Rosenblueth (1971).....</i>	13
3.1.1.2. <i>Estudios de Kan y Chopra (1977).....</i>	15
3.1.1.3. <i>Estudios de Tena y Pérez (2000).....</i>	17
3.1.1.4. <i>Estudios de Chopra (2001).....</i>	19
3.1.2. Estudios que evalúan propuestas reglamentarias sobre torsión con modelos inelásticos.....	22
3.1.2.1. <i>Estudios de Chandler y Duan (1993).....</i>	22
3.1.2.2. <i>Estudios de Goel y Chopra (1994).....</i>	31

4. FACTORES DE ÁREA EFECTIVA (F_{AE}) PROPUESTOS PREVIAMENTE PARA EL MÉTODO SIMPLIFICADO.....	34
4.1. Modelos estudiados.....	34
5. ESTUDIO PARAMÉTRICO PARA VALORAR LOS LÍMITES POR TORSIÓN.....	39
5.1. Descripción de los modelos de tres y cinco niveles.....	39
5.2. Descripción de las excentricidades estáticas (e_s de 5%, 7.5%, 10% y 20%).....	41
5.3. Valoración para distintas e_s y F_{AE} establecido por las NTCM-2004.....	42
5.4. Valoración para distintas e_s y F_{AE} propuesto por Cano y Tena para muros con comportamiento totalmente elástico.....	49
5.5. Valoración para distintas e_s y F_{AEPA} propuesto por Cano y Tena para una distribución de muros parcialmente agrietados en elevación.....	56
5.6. Valoración para distintas e_s y F_{AETA} totalmente agrietado propuesta por Cano y Tena.....	65
5.7. Recomendaciones.....	72
5.7.1. <i>Recomendaciones para F_{AE} actual.....</i>	<i>72</i>
5.7.2. <i>Recomendaciones para F_{AETE} propuesto por Cano.....</i>	<i>73</i>
5.7.3. <i>Recomendaciones para F_{AEPA} propuesto por Cano.....</i>	<i>74</i>
5.7.4. <i>Recomendaciones para F_{AETA} propuesto por Cano.....</i>	<i>74</i>
6. EVALUACIÓN DE LOS VALORES LÍMITE DE EXCENTRICIDAD RECOMENDADOS.....	76
7. RESUMEN Y CONCLUSIONES.....	83
8. REFERENCIAS.....	88

INTRODUCCIÓN

El método simplificado de análisis es ampliamente utilizado en estructuras de mampostería, ya que permite realizar el diseño y análisis de una manera rápida y aproximada, por lo que este método desprecia aspectos tales como, la flexibilidad de diafragma, los efectos de torsión, los efectos bidireccionales, los momentos de volteo y los desplazamientos horizontales (Tena 2004).

En general, el método simplificado de análisis verifica únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, en la dirección de la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante que obre en dicho piso.

No se debe dejar de mencionar los antecedentes del método simplificado. Se necesita tener un conocimiento amplio del método simplificado de análisis, ya que este método será una de las bases más importantes para realizar nuestros estudios. Se mencionará por tanto, los requisitos indispensables y únicos para utilizar el método simplificado de análisis basado en las Normas Técnicas Complementarias por Sismo 2004 (NTCS-2004 2004).

Un objetivo a cumplir para la presente tesis, es el estudiar las limitantes por torsión asociadas al método simplificado 2004, como parte del trabajo de investigación analítico en curso. Por lo que se realizó una extensa recopilación de trabajos encontrados en la literatura, relacionados con este tema. Esto es muy necesario, ya que se necesita saber y entender los análisis que se han efectuado para estudiar los efectos por torsión en las estructuras.

Además, se utilizaron los factores de área efectiva propuestos por Cano (2005) para distintos niveles de desempeño (respuesta totalmente elástica, agrietamientos en niveles inferiores y agrietamiento generalizado de muros en todos los niveles), para realizar el estudio paramétrico y así obtener el valor de la excentricidad estática calculada en planta (e_s) que realmente debe permitirse en el método simplificado de análisis aplicado a estructuras de mampostería, por ser éstas donde más se emplea el método simplificado de análisis. En el cuerpo de las NTCS-2004 se establece que e_s no excederá del diez por ciento de la dimensión en planta del entrepiso medida paralelamente a dicha excentricidad.

Entonces, como ya se ha mencionado, la excentricidad torsional calculada estáticamente máxima que debiera permitirse en el método simplificado de análisis no debe ser más de 10% de la dimensión en planta, pero puede ser menos, y la realidad es que no existen estudios específicos que permitan definir cuál debe ser el valor límite de e_s para poder utilizar el método simplificado de análisis (Tena-2004). Entonces, el determinar el valor de e_s que realmente debe utilizar el método simplificado de análisis es el objetivo más importante a seguir, ya que estudios anteriores han demostrado que la ecuación empleada por el método simplificado de análisis para la determinación de la

excentricidad estática calculada en planta, en algunas ocasiones suele no ser conservadora, (Tena y Pérez, 2000).

De acuerdo a lo anterior, fue necesario entonces realizar un programa de computadora en lenguaje MATLAB, en el cual se evaluaron diferentes estructuras y se verificó si dichas estructuras cumplen con los requisitos del método simplificado de análisis, no cabe duda que este programa fue de gran utilidad para conseguir los objetivos trazados, ya que los estudios paramétricos efectuados están basados en este programa principalmente, además de otros programas de apoyo que se realizaron en trabajos de tesis anteriores a la presente.

Además, este programa se modificó para utilizar los factores de área efectiva propuestos por Cano (2005), para los tres niveles de desempeño mencionados párrafos atrás. Cano establece que en algunos casos se subestiman las fuerzas cortantes utilizando el factor de área efectiva empleado actualmente en el reglamento, de ahí la importancia de considerar los nuevos factores propuestos.

ANTECEDENTES DEL MÉTODO SIMPLIFICADO

2.1 Método simplificado, bases del método desde su propuesta en las NTCM-1977

El método simplificado de análisis, desde su propuesta en 1977 (NTCM-77 1977), ha establecido ciertos requisitos para poder aplicarlo. Estos requisitos tienden a evitar situaciones que puedan dar lugar a la presencia de momentos flexionantes importantes o efectos de esbeltez en los muros. Por tanto, cumpliendo estas condiciones, no es necesario hacer un análisis tomando en cuenta los momentos y excentricidades; basta simplemente con determinar las cargas verticales sobre cada muro a partir de su área tributaria.

Además, para el análisis por sismo de estas estructuras, en general será aplicable el método simplificado de diseño sísmico que presenta el reglamento, según el cuál también se requiere de un análisis por carga lateral de la estructura cuando se cumplen ciertas condiciones de altura y distribución de los muros.

En las NTCM-77, se establecía que el empleo del método simplificado se restringe a muros que tengan una cantidad mínima de refuerzo interior, o de castillos y dalas, para asegurar una ductilidad razonable cuando se llegue al agrietamiento ante efectos sísmicos. Ahora, en las normas técnicas actuales no se toma en cuenta la cantidad de refuerzo con el que cuentan los muros, más adelante se hará referencia a los requisitos únicos para poder aplicarlo.

El método simplificado se basa en la respuesta de estructuras simétricas con diafragmas rígidos sujetos a carga lateral. Se tiene una estructura simétrica con base en muros, la cual es sometida a carga lateral accidental ocasionando un cierto desplazamiento. Un sistema equivalente es mostrado en la Figura 2.1, donde los resortes modelan la rigidez de los muros y éstos toman la fuerza cortante que actúa en el entrepiso (Tena 2004):

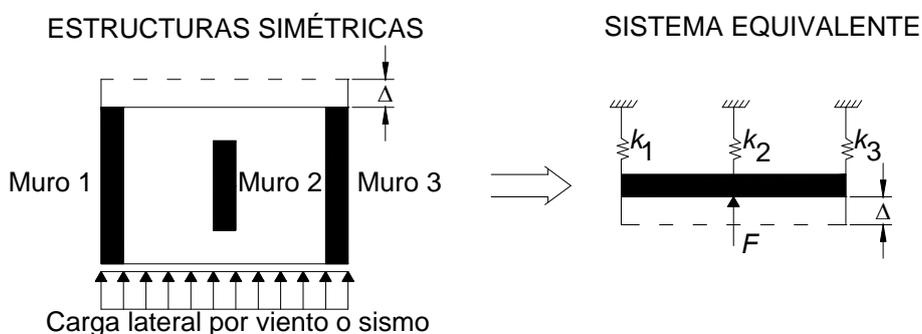


Figura 2.1. Bases conceptuales del método simplificado (NTCM, 1977)

Antecedentes del Método Simplificado

Tenemos que:

$$F_i = k_i \Delta \quad (2.1)$$

donde:

F_i es la fuerza lateral equivalente

k_i es la rigidez lateral del muro

Δ es el desplazamiento debido a la fuerza lateral

Entonces por equilibrio tenemos que:

$$F = F_1 + F_2 + F_3 = \Sigma F_i \quad (2.2)$$

De la ecuación (2.1) se tiene que:

$$\Sigma F_i = k_1 \Delta + k_2 \Delta + k_3 \Delta \quad (2.3)$$

De la figura se observa que la rigidez en muros extremos es la misma, debido a que los muros son similares en dimensiones, por tanto:

$$k_3 = k_1 \quad (2.4)$$

Entonces de (2.3) y (2.4) y factorizando Δ :

$$F = (2k_1 + k_2) \Delta = \Sigma k_i \Delta \quad (2.5)$$

De la ecuación anterior:

$$\Delta = \frac{F}{\Sigma k_i} \quad (2.6)$$

De (2.1) y (2.6)

$$F_i = k_i \Delta = \frac{k_i F}{\Sigma k_i}; \quad F_i = \frac{k_i}{\Sigma k_i} F \quad (2.7)$$

El método simplificado del RCDF está basado en estas derivaciones, considerando que la rigidez del muro está gobernado por la rigidez al corte.

2.2. Comparación y diferencias con métodos rigurosos de análisis sísmico

2.2.1. Comparaciones y diferencias

En años recientes se han comparado las fuerzas cortantes que toman los muros si se utiliza el Método Simplificado con respecto a un método riguroso (en este caso método de Damy, por ejemplo, Pérez 2000, Tena y Pérez 2000 y Cano 2005), tomando en cuenta la propuesta actual del método simplificado de las NTCM-2004.

Antecedentes del Método Simplificado

Estudios recientes (Tena *et al.* 2002) muestran que para fuerzas cortantes de entrepiso idénticas, el método simplificado llega a subestimar de manera importante las fuerzas cortantes que absorben los muros más demandados (lado flexible), (De la Colina Martínez, 1996), sobre todo para muros alargados o robustos ($H/L < 1$). En este tipo de muros las deformaciones por cortante son muy importantes a pesar que en función de la excentricidad estática calculada, pareciera ser que éstas deberían ser donde se observarían menores diferencias. Cabe señalar que la relación de aspecto H/L (altura H y Longitud L), es una variable importante en muros, y que por lado flexible se entiende a aquel en donde los muros se encuentran más alejados del centro de rigidez, como se observa en la Figura 2.2.

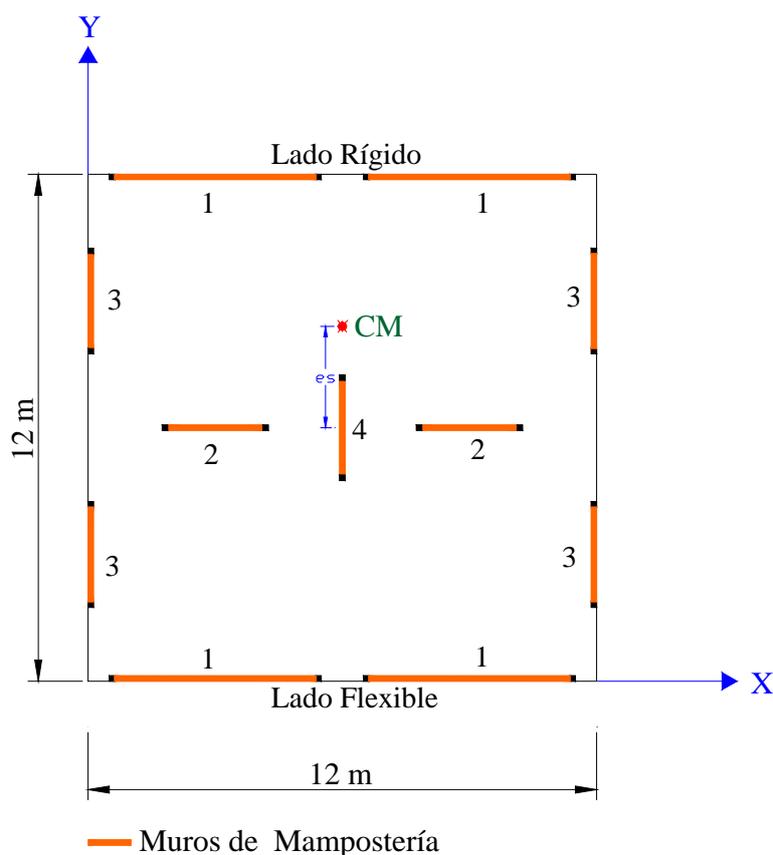


Figura 2.2. Ubicación del lado flexible y rígido del edificio

En síntesis, estos estudios evaluaron con detalle como se distribuyen las fuerzas cortantes de cada entrepiso en los distintos muros, tomando en cuenta o no las deformaciones por cortante, considerando sistemas simétricos y asimétricos, pero que cumplen con las restricciones del método simplificado de análisis y se compararon con las fuerzas cortantes que dichos muros absorberían de acuerdo con el método simplificado, y de esta manera se evaluó el grado de aproximación que existe con el método simplificado.

También se debe establecer, que los reglamentos de diseño sísmico exigen a los métodos más rigurosos de análisis incluir una segunda componente ortogonal, es decir, toman en cuenta los efectos bidireccionales, que se pueden despreciar cuando se permite utilizar el método simplificado de análisis.

Antecedentes del Método Simplificado

No se debe olvidar que el método simplificado de análisis se basa en la distribución de fuerzas laterales en estructuras con diafragmas rígidos donde la distribución de las rigideces laterales de sus elementos resistentes es totalmente simétrica y la carga lateral se aplica en una sola dirección. Además, otra hipótesis en la que se basa es el caso donde la distribución de muros en planta es completamente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales principales.

2.2.1.1. Torsión

En comparación con el método simplificado, el método estático es un poco más riguroso. Se sabe que ambos métodos calculan las fuerzas sísmicas a las que estará sometida la estructura, pero el método estático, una vez calculadas estas fuerzas, toma en consideración el momento torsionante que actúa en cada entrepiso.

La estructura generalmente puede presentar movimientos de rotación en cada masa, un modelo más completo debe incluir ese grado de libertad mediante resortes de torsión en cada piso. La importancia de las rotaciones y la magnitud de las sollicitaciones que por este efecto se inducen en la estructura, dependen de la distribución en planta de las masas y de las rigideces laterales.

La fuerza actuante por sismo en cada piso está situada en el centro de masa, mientras que la fuerza resistente lo está en el centro de torsión. El centro de torsión es el punto de aplicación de la resultante de las resistencias de cada entrepiso, es decir, el punto por el que debe cruzar la línea de acción de la fuerza cortante sísmica para que el movimiento relativo de los dos niveles que limitan al entrepiso, sea exclusivamente de traslación (Tena *et al.* 2002).

Si entre estos dos puntos existe una excentricidad, la acción en cada entrepiso estará constituida por una fuerza cortante más un momento torsionante cuyo efecto debe tomarse en cuenta en el diseño.

Cuando no se lleve a cabo un análisis dinámico que incluya los efectos de torsión a través de la consideración de un grado de libertad de rotación en cada nivel, el efecto de la torsión se suele considerar de manera estática superponiendo sus resultados a los de un análisis estático o dinámico, de los efectos de traslación calculados de manera independiente. Debido al efecto dinámico de la vibración, el momento torsionante que actúa en cada entrepiso puede verse en general amplificado y, por tanto, la excentricidad efectiva puede ser mayor que la calculada estáticamente. Por otra parte, el cálculo del centro de torsión sólo puede efectuarse con pobre aproximación porque la rigidez de cada elemento particular puede ser alterada por agrietamientos locales o por la contribución de elementos no estructurales (Bazán y Meli 1999).

Por estas dos razones los reglamentos 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

En alusión al centro de torsión, Tena y Pérez (2000) realizaron un estudio para verificar el impacto que tienen las deformaciones por cortante en la ubicación del centro de torsión en sistemas que incluyen muros. El estudio demostró que las deformaciones por

Antecedentes del Método Simplificado

cortante tienen una gran influencia en la ubicación de los centros de torsión de entrepiso de edificios que no sean totalmente simétricos en planta y en elevación.

Lo interesante de este estudio es que para sistemas de muros largos, es decir, donde las relaciones de aspecto son menores que uno y las deformaciones por cortante son importantes, las excentricidades estáticas calculadas tienden a incrementarse del último al primer nivel. En contraste, cuando predominan los muros esbeltos, donde el impacto de las deformaciones por cortante se reduce, las excentricidades estáticas calculadas tienden a incrementarse del primer al último nivel.

Entonces, se concluye que para muros esbeltos, la expresión propuesta por las NTCM-2004 permite llegar a expresiones conservadoras de la excentricidad estática. Mientras que para muros largos, la expresión de las NTCM-2004 no es conservadora, por lo que pudiera estudiarse alguna modificación en el factor F_{AEi} propuesto dentro del cuerpo de la norma para este propósito. Cano (2005) propuso nuevos factores de área efectiva (F_{AE}), considerando tres niveles distintos de desempeño, los cuales son: muros totalmente elásticos, muros agrietados en los primeros niveles y muros agrietados en todos los niveles del edificio.

La explicación que se maneja en el estudio de Tena y Pérez (2000) acerca de estas diferencias, es que las hipótesis de las NTCM-2004 consideran un sistema de corte puro, y esto quiere decir que las matrices de rigidez lateral de los muros fuera de la diagonal, están formadas de ceros, mientras que en el método de Damy, ya sea considerando o no deformaciones por cortante, las matrices de rigidez lateral de los muros están totalmente llenas, debido a la condensación estática de los grados de libertad de rotación, por lo que se puede observar que además de las deformaciones por cortante los grados de libertad de rotación impactan en la localización de los centros de torsión de entrepiso, por lo que el concepto de rigidez de entrepiso pudiera subestimar notablemente el cálculo de las excentricidades estáticas en estructuras a base de muros.

2.2.1.2. Flexibilidad de diafragma

Las estructuras son típicamente diseñadas usando la consideración de que los sistemas de piso son como un diafragma rígido entre elementos verticales, es decir, columnas, muros, etc. Sin embargo, las estructuras con grandes claros de piso con sistemas perimetrales de carga lateral resistente poseen diafragmas los cuales se comportan totalmente flexibles.

El comportamiento dinámico de una estructura que consta de un sistema de piso flexible, es distinto al comportamiento esperado de estructuras diseñadas típicamente con un diafragma rígido (Tena-Colunga y Abrams 1996).

Para estructuras con sistemas laterales perimetrales, la flexibilidad del diafragma puede modificar el comportamiento dinámico. Esta diferencia puede resultar en fuerzas inesperadas y patrones de distorsión. Si los niveles de fuerza son suficientemente subestimados, puede ocurrir comportamiento inelástico del diafragma, exacerbando los efectos de la flexibilidad del diafragma. Tal respuesta puede resultar en una falla de diafragma no dúctil o inestabilidad estructural debida a las altas demandas de distorsión en el sistema de gravedad.

Antecedentes del Método Simplificado

El diseño sismo-resistente de edificios se enfoca en proporcionar un sistema lateral resistente a carga que posee suficiente resistencia, rigidez y ductilidad para asegurar un buen comportamiento durante un evento sísmico. Implícito en el enfoque de diseño está la habilidad del sistema de piso para llevar en el plano las fuerzas asociadas con la acción del sistema lateral, y transferir eficientemente la resistencia lateral al sistema de carga de gravedad. Este papel vital en la respuesta sísmica de la estructura es llamado acción del diafragma (Fleischman y Farrow 2001).

El tratamiento como diafragma rígido distribuye los cortantes de entrepiso entre elementos del sistema lateral en proporción a su rigidez, que es en lo que se basa el método simplificado de análisis.

Entonces, se observa claramente que entre ambos sistemas de piso, tanto rígidos como flexibles, existe una diferencia muy importante y que debe ser considerada de manera prudente en el diseño de las estructuras, por eso se establece y se sabe además que los niveles actuales de diseño subestiman las demandas de fuerzas en el diafragma, ya que muchos códigos (en este caso el método simplificado de análisis) consideran a éste como diafragma rígido. En esta circunstancia, la respuesta inelástica del diafragma exacerbará los efectos de la flexibilidad del diafragma además de crear la posibilidad de una falla no dúctil en el sistema de piso.

Otros autores establecen que la hipótesis de diafragma rígido constituye una restricción cinemática que reduce considerablemente el trabajo numérico en el análisis estructural de edificios y por ello los sistemas de piso juegan un papel muy importante en la distribución de fuerzas laterales, ya sea de sismo o viento, entre los sistemas resistentes. Se tiene razón en cuanto a que una consideración de diafragma rígido reducirá notablemente el cálculo numérico, debido principalmente a que se reducirán los grados de libertad que actúan en la estructura. Muchos investigadores coinciden en que, a veces las configuraciones estructurales resultan con grandes distancias entre sistemas resistentes a carga lateral, por lo cual, la hipótesis de diafragma rígido puede ser cuestionable. Además, en el caso de plantas con distribuciones irregulares de masa o rigidez, la flexibilidad del sistema de piso se puede combinar con sistemas torsionalmente desbalanceados (De la Colina 1998).

Evidentemente, la separación entre elementos estructurales resistentes a carga lateral, influye en las características del diafragma. Por eso, el método simplificado de análisis restringe la relación de aspecto de la planta de la estructura, esto acota razonablemente la consideración de diafragma rígido.

También se puede destacar, que hay que poner especial cuidado en sistemas que posean sistemas de piso flexibles, ya que se debe evitar en lo posible la posible respuesta inelástica del diafragma.

Finalmente lo que se puede realizar, es que hay una gran necesidad de desarrollar modelos simplificados que permitan representar adecuadamente la respuesta dinámica de estructuras de mampostería de gran altura con diafragmas flexibles, en las cuales se ha observado una considerable respuesta inelástica ante sismos de moderada a gran intensidad (Tena 1993).

Antecedentes del Método Simplificado

2.2.1.3. Distorsión

Otro aspecto que es despreciado por el método simplificado de análisis es precisamente los desplazamientos horizontales o laterales.

Sin embargo, en el diseño sísmico, un objetivo fundamental consiste en limitar los desplazamientos horizontales en la estructura. El índice más importante para la determinación de la magnitud de los posibles daños es la distorsión de entrepiso γ , o sea el desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos Δ , dividido entre la altura de entrepiso H como se muestra en la Figura 2.3.

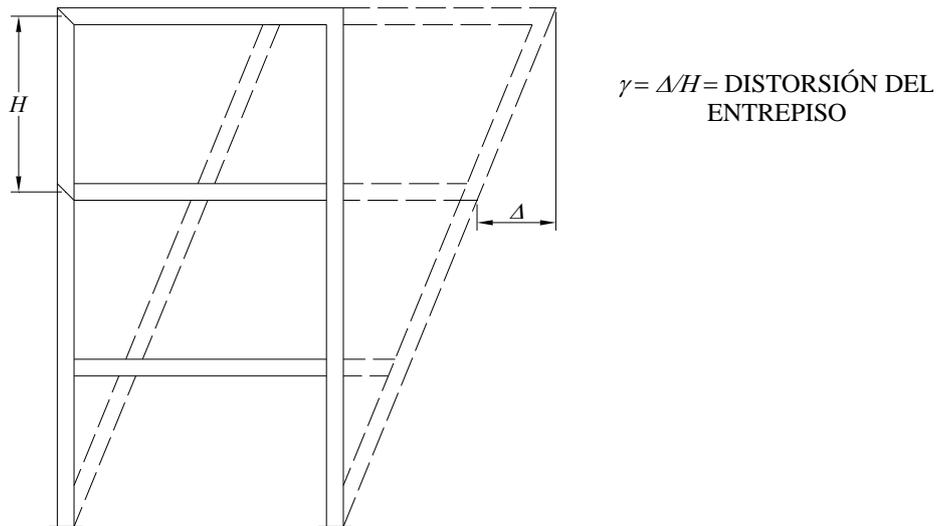


Figura 2.3. Distorsión de entrepiso empleada en diseños sísmicos

Mucho tiene que ver en la distorsión de la estructura el tipo de diafragma con el que cuente la misma, considerado que si la estructura es tratada como diafragma rígido, entonces se espera que el sistema de columnas sufra la misma distorsión que el sistema lateral.

Como se mencionó anteriormente, el comportamiento dinámico de estructuras con diafragmas flexibles es distinto al comportamiento esperado de estructuras con diafragmas rígidos. Esta diferencia puede resultar en fuerzas y patrones de distorsión no esperados. Además, si se presenta comportamiento inelástico del diafragma, se presentará, tal vez, una falla no dúctil del diafragma debido a las altas demandas de distorsión en el sistema de gravedad.

Recientes ediciones de los reglamentos de diseño sísmico de los Estados Unidos clasifican un diafragma como flexible cuando su deformación es más de dos veces la distorsión de entrepiso del piso asociado (Fleischman y Farrow 2001). Si nos basamos en esos códigos, podemos concluir entonces, que la flexibilidad del diafragma esta en función de las distorsiones de entrepiso que se presenten en la estructura.

Antecedentes del Método Simplificado

2.2.1.4. Esbeltez

Es sumamente deseable que la sencillez, regularidad y simetría existan en la elevación del edificio para evitar que se produzcan concentraciones de esfuerzos en ciertos pisos o amplificaciones de la vibración en las partes superiores del edificio.

El método simplificado de análisis limita la relación entre la altura y la dimensión mínima de la base, para minimizar potenciales efectos de esbeltez, la Figura 2.4 muestra las limitaciones en este sentido.

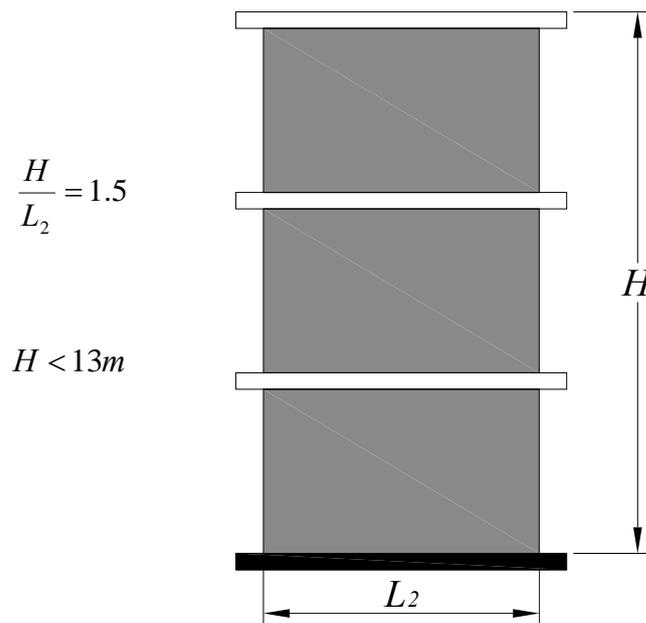


Figura 2.4. Limitaciones del Método Simplificado de análisis para minimizar efectos de esbeltez

donde:

L_2 = dimensión mínima de la base

H = altura del edificio

La esbeltez excesiva de la construcción puede provocar problemas de volteo, de inestabilidad (efectos $P-\Delta$) y de transmisión de cargas elevadas a la cimentación y al subsuelo. Además, se vuelven importantes los efectos de los modos superiores de vibración, que es un aspecto que consideran métodos rigurosos de análisis sísmico. Todos estos problemas se pueden manejar mediante análisis dinámicos refinados de la estructura y cuidando de proporcionar una elevada rigidez lateral en la dirección más esbelta del edificio y de recurrir a una cimentación rígida. Sin embargo, conviene mantener lo más compacta posible la forma del edificio en elevación (Bazán y Meli 1999).

2.3. Propuesta de las NTCM-2004

Como lo discute Tena (2004) y se transcribe a continuación, de todos los efectos que se desprecian en versiones previas del reglamento y sus normas técnicas complementarias, son las torsiones las que no estaban bien acotadas, ya que según el texto de la sección 2.2 de las NTCS-95 basta con que la distribución de muros en planta sea “sensiblemente simétrica” con respecto a dos ejes ortogonales. Resultaba inadecuado y un poco imprudente que las NTCS-95 utilizaran un término tan subjetivo como la palabra “sensiblemente” para establecer una limitante en la aplicación del método simplificado de análisis, y se juzgaba más razonable establecer un límite en función de una excentricidad estática calculada en planta e_s .

Cabe señalar que las mismas NTCS-95 establecen en su sección 6, que para que una estructura se considere regular, en ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente debe exceder del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada ($e_s = 10\%$).

Por lo tanto, es claro que la excentricidad torsional calculada estáticamente máxima que debiera permitirse en el método simplificado de análisis no debe ser más de 10% de la dimensión en planta, pero puede ser menos, y la realidad es que no existen estudios específicos que permitan definir cuál debe ser el valor límite de e_s para poder utilizar el método simplificado de análisis.

2.3.1. ¿En qué consiste el Método Simplificado?

De acuerdo con las NTCM-2004 (2004), el método simplificado de análisis se puede aplicar si se cumplen los siguientes requisitos:

- a) En cada planta, al menos 75 por ciento de las cargas verticales están soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Para ello, la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , no excederá del diez por ciento de la dimensión en planta del entrepiso medida paralelamente a dicha excentricidad.

Para fines del método simplificado, e_s podrá calcularse, de manera aproximada, como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de los muros, con respecto al centro de cortante del entrepiso, entre el área efectiva total de los muros orientados en la dirección de análisis como se muestra en la Figura 2.5. El área efectiva es el producto del área bruta de la sección transversal del muro, A_T y el factor F_{AE} donde:

$$F_{AE} = 1, \quad \text{Si} \quad \frac{H}{L} \leq 1.33 \quad (2.8)$$

$$F_{AE} = (1.33 \frac{L}{H})^2, \quad \text{Si} \quad \frac{H}{L} \geq 1.33 \quad (2.9)$$

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

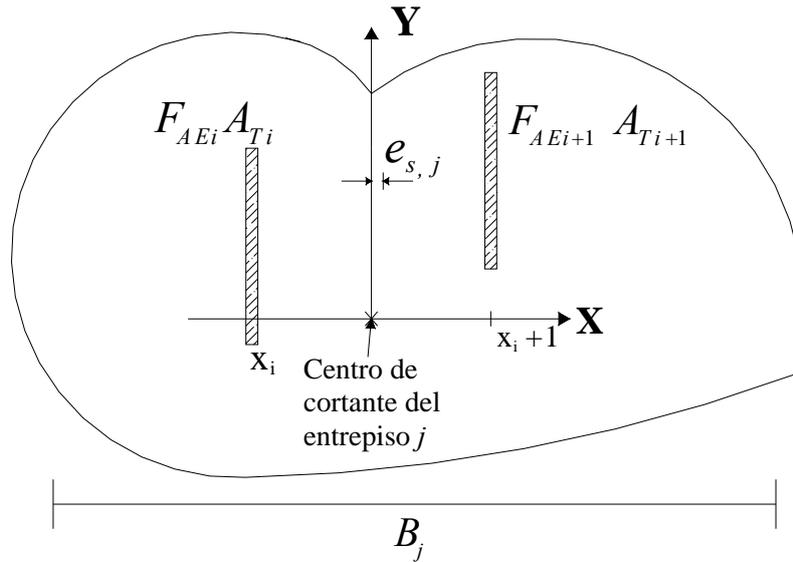


Figura 2.5. Esquema para la obtención de e_s .

$$e_{s,j} = \frac{|\sum xi F_{AEi} A_{Ti}|}{\sum xi F_{AEi} A_{Ti}} \leq 0.1 B_j \quad (2.10)$$

- b) Si se presentan asimetrías en la distribución de los muros, deberán existir por lo menos dos muros de carga perimetrales en todos los pisos y en cada una de las direcciones ortogonales principales. La longitud de cada muro debe ser al menos igual a la mitad de la dimensión mayor en planta del edificio.
- c) La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excede de dos a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dicha planta dividida en tramos independientes cuya longitud relación longitud a ancho satisfaga esta restricción y las que se fijan en el inciso anterior y cada tramo se revise en forma independiente en su resistencia a efectos sísmicos.
- d) La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excede de 1.5 y la altura del edificio no es mayor que 13m.

La presente tesis tratará de determinar la excentricidad estática e_s permitida en planta, se tomaran en cuenta los factores de área efectiva propuestos por Cano (2005) para tres diferentes tipos de daño.

En este capítulo se observó que existen diferencias relevantes entre el método simplificado y métodos rigurosos de análisis sísmico, por lo que es muy importante acotar el valor real que debe permitirse de la excentricidad estática calculada en planta.

Se presentaron de manera general, las limitantes que establece el método simplificado y como se mencionó, se deben tener bien presentes, ya que, de esto depende principalmente la tarea del presente trabajo.

INVESTIGACIONES SOBRE TORSIÓN

3.1. TORSIÓN

Los efectos producidos por torsión en estructuras también han sido ampliamente estudiados, aunque siempre será necesario investigar más para entender plenamente el efecto de distintos parámetros en la respuesta torsional de estructuras. Numerosos investigadores se han dado a la tarea de realizar estudios analíticos con respecto a los efectos de torsión en los intervalos de comportamiento elástico e inelástico. A continuación se presentan algunos estudios realizados en este campo.

3.1.1. Estudios relacionados con torsión elástica y propuestas reglamentarias sobre torsión

3.1.1.1. Estudios de Newmark y Rosenblueth (1971)

Las componentes rotacionales del movimiento del suelo introducen una fracción proporcionalmente más alta desde el punto de vista de torques de piso más que desde el punto de vista de fuerzas cortantes. Además, un pequeño error o imprecisión en los cálculos de las rigideces relativas o una distribución de carga imprevista pueden introducir incrementos de alto porcentaje en los torques de piso. Esta situación es particularmente seria en edificios nominalmente simétricos, en los cuales los análisis elementales no ponen en evidencia el más insignificante torque, mientras en ese tiempo, con probabilidad de uno, existirán tales fuerzas durante un sismo.

Por otro lado, las excentricidades reales en edificios usualmente difieren sustancialmente de los valores calculados. El origen de estas diferencias puede ser clasificado en dos grupos. El primero da pie a la torsión accidental que inclusive afecta a los edificios nominalmente simétricos y que no se toman en cuenta en el análisis dinámico. El segundo grupo refleja diferencias entre los métodos de análisis dinámico y estático; esto es frecuentemente referido a la amplificación o disminución dinámica de la excentricidad.

Las causas principales de excentricidad accidental incluyen la componente rotacional del movimiento del suelo alrededor de un eje vertical, las diferencias entre las rigideces y masas asumidas con las reales, y los patrones asimétricos de las relaciones fuerza-deformación no lineal. Otras causas, tales como la asimetría de las constantes de amortiguamiento y la deformación en la dirección perpendicular a la que es analizada, usualmente juegan un papel insignificante. Entonces, para comparar la respuesta de edificios simétricos sujetos a excitación rotacional con aquellos sujetos a componentes de traslación se deben comparar las frecuencias naturales de vibración. Esto fue hecho de un modo simple por Newmark (1969), llegando a los resultados de la tabla 3.1 para los edificios de un nivel mostrados en la Figura 3.1.

Tabla 3.1. Parámetros estudiados de las estructuras

Condición			Estructura			
			Uniforme (Fig. 3.1a)	Perimetral (Fig. 3.1b)	Columnas (Fig. 3.1c)	Columnas (Fig. 3.1d)
b'/b	$\Sigma k_y / \Sigma k_x$	Cantidad				
1.0	1.0	ω_T / ω_x	1	1.732	1.414	1.732
		$bD_\varphi / e_y D$	3	1	1.5	1
0.5	1.0	ω_T / ω_x	1	1.897	1.414	1.732
		$bD_\varphi / e_y D$	4.8	1.333	2.4	1.6
0.0	All	ω_T / ω_x	1	1.732	1.414	1.732
		$bD_\varphi / e_y D$	6	2	3	2

Donde D_φ y D son la respuesta y el desplazamiento espectral de traslación respectivamente.

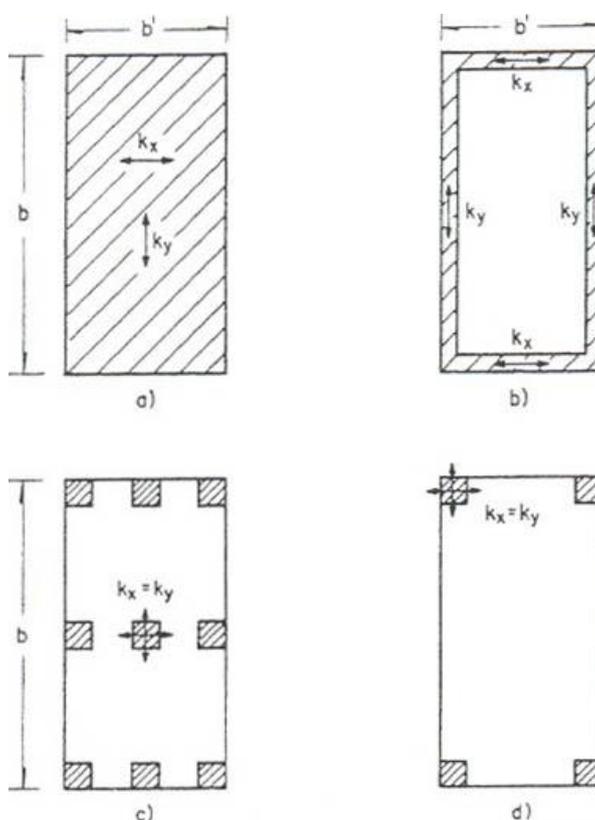


Figura 3.1. Tipos de edificios considerados en el análisis de los efectos rotacionales del movimiento del suelo

En todos los casos la masa se consideró uniformemente distribuida en planta. En la tabla 3.1, ω_T y ω_x son, respectivamente, las frecuencias naturales circulares en torsión y traslación, paralelas al eje x , mientras en la Figura 3.1 k_x y k_y representan las rigideces en la dirección x y y respectivamente.

Si se presenta una excentricidad accidental de 5% de la dimensión más grande de la planta, en este caso la excentricidad mínima permitida por el UBC, entonces, parece razonable utilizar este límite de excentricidad para edificios a base de marcos que

tengan periodos fundamentales superiores a 0.6 seg. o en edificios con muros de cortante con periodos fundamentales de alrededor de 1 seg. Las excentricidades accidentales de alrededor de $0.1b$ serán razonables para periodos fundamentales más cortos. Tal vez incrementándose a $0.15b$ en periodos fundamentales de 0.2 seg. Estas conclusiones se derivaron del análisis de estructuras de un nivel y se llevaron a edificios de múltiples niveles sin modificaciones esenciales.

Las conclusiones mencionadas serían quizás muy conservadoras si la componente rotacional del movimiento del suelo alrededor del eje vertical fuera la única causa de la torsión accidental. Sin embargo, existen otras contribuciones importantes para la torsión accidental. Una de las que sobresale es la aleatoriedad de la rigidez bajo cargas laterales. También, una desfavorable distribución de masas tiende a incrementar la torsión accidental. Por todo esto, las recomendaciones precedentes en el orden de magnitud de la torsión accidental consideradas en el diseño son probablemente correctas, excepto que sobreestiman la importancia del periodo fundamental de vibración. Existe poca justificación para considerar que la torsión debe tomarse como mínima, como lo especifican algunos reglamentos, más que tomarse como una cantidad que se debe adicionar a los torques encontrados a partir de un análisis dinámico.

Ahora, en edificios altos un análisis estático puede conducir a la conclusión de que existe excentricidad en uno o en pocos niveles pero no en el resto. Existen indicaciones, que bajo estas condiciones, el edificio oscilará en torsión. Para prever este fenómeno, un código, el cual ya ha sido revocado, establecía que la excentricidad en todos los niveles se tomaría al menos igual a la mitad del máximo valor de e_s a través del edificio, o el torque del piso sería tomado al menos igual a la mitad del torque máximo calculado estáticamente en cualquier nivel, el valor inferior arrojaba la torsión más pequeña. Aunque esta regla toma en cuenta a este fenómeno, en muchos casos es cruda. Si los métodos de análisis estáticos continúan en uso, estos problemas requieren estudios adicionales.

La torsión en los niveles de un edificio se asocia usualmente con rotaciones relativamente pequeñas. En la mayoría de los casos éstas son resistidas por marcos contraventados o muros de cortante, y la contribución de la torsión a columnas individuales es despreciable. Sin embargo, cuando una o algunas columnas son mucho más cortas que el resto en el entrepiso, las columnas más cortas pueden estar sujetas a momentos torsionantes importantes.

3.1.1.2. Estudios de Kan y Chopra (1977)

Estos autores presentaron un procedimiento para analizar la respuesta en edificios de múltiples niveles torsionalmente acoplados originada por movimiento sísmico. Junto con este método de análisis, otro objetivo de este estudio fue examinar la naturaleza del acoplamiento entre el movimiento de traslación y rotación en modos inferiores de vibrar del edificio.

Consideremos un edificio de múltiples niveles, del cual se aísla un entrepiso. Se introdujo el parámetro centro de rigidez, el cual los autores de este estudio lo definieron como un punto en la planta del l -ésimo nivel a través del cual debe ser aplicada una fuerza horizontal para que el sistema sólo se deforme en traslación sin rotar. Cuando la

cubierta del piso mostrada en la Figura 3.2 está sujeta a fuerzas que causarán torsión, la torsión toma lugar alrededor del centro de resistencia.

Durante gran parte de este artículo se enumeran, tanto las ecuaciones de movimiento como las matrices empleadas para el estudio, que no se reproducirán aquí por cuestión de tiempo, pero el lector puede consultarlas en (Kan y Chopra 1977). Los autores establecieron la siguiente secuencia para analizar la respuesta de un edificio de N -niveles sujeto al movimiento del suelo a lo largo de una componente principal x , y de manera sintetizada se rescatan los siguientes aspectos:

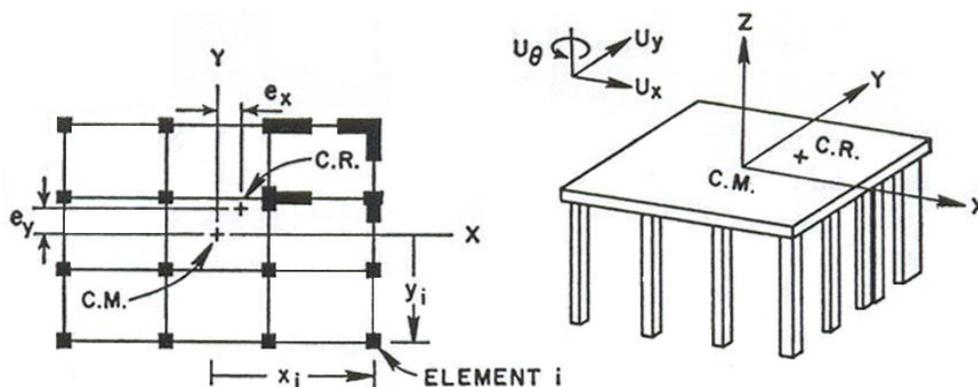


Figura 3.2. i -ésimo nivel de un edificio

1. Se define el correspondiente sistema torsionalmente no acoplado, lo cual significa un sistema en el cual coinciden el centro de masa y de resistencia y todas las otras propiedades idénticas al sistema real.
2. Se analizan las propiedades de vibración de los primeros J modos del sistema torsionalmente no acoplado para movimiento en la dirección x .
3. Se define un sistema de un nivel asociado con el j -ésimo grupo de los tres modos de vibrar no acoplados.
4. Se resuelve un problema de valores característicos de orden 3 para cada uno de los sistemas asociados de un nivel (definidos en el paso 3), para la determinación de las frecuencias ω y la forma de los modos α .
5. Para el edificio de N -niveles torsionalmente acoplado, las frecuencias de vibración ω son las obtenidas en el paso 4. Este paso incluye también calcular la forma de los modos sólo si se desea.
6. Se determinan las fuerzas máximas en los niveles de piso para los modos de vibrar del edificio de N -niveles torsionalmente acoplado.
7. Se calcula para cada modo de vibrar, un valor máximo en la fuerza deseada por los métodos estáticos estándar.
8. Se calcula el valor máximo total de una fuerza de entrepiso deseada, ya sea cortante, par torsor y momento de volteo, esto se logra combinando los valores máximos modales para esa fuerza.

Algo muy importante de destacar es la precisión de este procedimiento comparada con procedimientos estándar. Esto se observó en la comparación de las fuerzas de entrepiso que hicieron los autores entre ambos métodos, los resultados se muestran en la Tabla 3.2. Se puede observar en la figura que la precisión es excelente, por lo que podemos decir, a partir de estos estudios que el método propuesto por Kan y Chopra es adecuado.

Tabla 3.2. Comparación de las fuerzas de entrepiso entre el análisis propuesto y un análisis exacto, ejemplo 1 (Kan y Chopra 1977)

Nivel	Análisis aproximado (ft-s ⁻²)			Análisis exacto (ft-s ⁻²)		
	V_x/m	V_y/m	T_R/mr	V_x/m	V_y/m	T_R/mr
8	4.98	2.97	4.43	4.92	2.96	4.42
7	7.89	4.65	6.6	7.85	4.67	6.55
6	10.13	5.89	8.16	10.13	5.92	8.11
5	11.93	6.92	9.66	11.94	6.96	9.66
4	13.39	7.75	10.79	13.39	7.78	10.83
3	15.45	8.87	14.15	15.43	8.89	14.24
2	17.45	9.94	16.19	17.41	9.96	16.26
Base	18.69	10.61	17.43	18.64	10.63	17.27

Otro aspecto importante de este estudio, fue que el método propuesto se llevó a cabo en edificios con características diferentes a las que se idealizaron en el al principio con una muy buena precisión como se aprecia en la tabla 3.3.

De acuerdo a los dos párrafos anteriores se puede ver claramente que el método propuesto por los autores en 1977 fue lo suficientemente preciso, además de simplificar la cantidad de cálculos efectuados por los métodos estándar.

Tabla 3.3. Comparación de las fuerzas de entrepiso entre el análisis propuesto y un análisis exacto, ejemplo 2 (Kan y Chopra 1977)

Nivel	Análisis aproximado (ft-s ⁻²)			Análisis exacto (ft-s ⁻²)		
	V_x/m	V_y/m	T_R/mr	V_x/m	V_y/m	T_R/mr
8	5.52	4.24	4.29	5.41	4.10	3.74
7	8.38	6.52	6.63	7.91	6.32	5.33
6	10.47	8.09	8.09	9.60	8.01	6.43
5	12.17	9.33	9.11	11.08	9.42	7.85
4	13.51	10.30	9.50	12.41	10.43	8.86
3	18.29	13.58	19.17	16.95	13.27	24.03
2	24.01	17.42	24.96	22.52	17.00	28.05
Base	27.55	19.81	28.44	26.50	19.85	31.14

3.1.1.3. Estudios de Tena y Pérez (2000)

De acuerdo con los estudios de estos dos investigadores, la respuesta torsional ha sido ampliamente estudiada desde 1960. En este estudio se destaca que ningún investigador se ha enfocado en estudiar el impacto que tienen las deformaciones de cortante en la ubicación de los centros de torsión de entrepiso en edificios. Inclusive ninguno de los investigadores que han estudiado la respuesta torsional ampliamente en edificios, mencionados durante esta tesis, se ha detenido a mencionar el parámetro de las deformaciones por cortante.

Tena y Pérez mencionan que los trabajos presentados por Harasimowicz y Goel en 1998 y Makarios y Anastassiadis también en 1998 son de particular interés en la respuesta torsional elástica en edificios de múltiples niveles. Mencionan además que el trabajo de Harasimowicz y Goel se evaluó con referencia a definir la torsión estática usada en conjunto con métodos de diseño estático del reglamento de Canadá de 1995, arrojando resultados razonables con los obtenidos de un análisis dinámico, usando para ese estudio tres sistemas de edificios: torsionalmente rígido, torsionalmente flexible y la mitad entre ambos extremos. Sólo se tomaron en cuenta las rigideces a flexión en ese estudio y Tena y Pérez (2000) recalcan sin considerar deformaciones por cortante.

Por otro lado, también se habla del estudio de Makarios y Anastassiadis, en el cual ellos presentaron un trabajo acerca de la existencia o no existencia de un eje vertical elástico, y basado en lo que ellos llamaron criterio de *torsión óptima*, ellos definieron un eje ficticio elástico para un edificio regular en elevación. Entonces, este eje ficticio puede ser usado para la aplicación del método estático de análisis. Uno de los resultados más importantes presentados en este estudio fue demostrar, basándose en rigurosas formulaciones matemáticas, que los edificios de múltiples niveles no tienen, en general, un eje vertical elástico y planos principales de flexión, excepto para el caso particular donde las matrices de rigidez de los elementos verticales resistentes a carga satisfacen las condiciones de isotropía u orto-isotrópicos.

En general, en el trabajo de Tena y Pérez (2000) se estudió el impacto que tienen las deformaciones por cortante en la ubicación de los centros elásticos de rigidez o centros de torsión en estructuras a base de muros. El estudio comparó varios modelos considerando las deformaciones por cortante y no considerándolas, reflejándose los resultados en las excentricidades estáticas e_s . Los modelos que se estudiaron en este trabajo fueron edificios que cuentan con la misma distribución de muros en todas las plantas, pero en cada planta existían diferentes relaciones de aspecto (H/L) lo cual hace que el impacto de las deformaciones por cortante en la rigidez lateral de cada muro varíe. La metodología utilizada se basó en un método matricial del cual se obtienen los centros de torsión y es presentada detalladamente en Tena y Pérez (2000)

Fueron seleccionados cinco modelos de edificios para estudiar la importancia de las deformaciones por cortante de muros en la ubicación de los centros de torsión en la estructura. Los modelos se seleccionaron de manera que cumplieran con las limitaciones impuestas por las disposiciones sísmicas del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, donde los efectos por torsión no están incluidos. La distribución en planta de los edificios se muestra en la Figura 3.3. Todos los edificios eran de tres niveles a base de mampostería con una altura de entrepiso de $H = 2.50$ m.

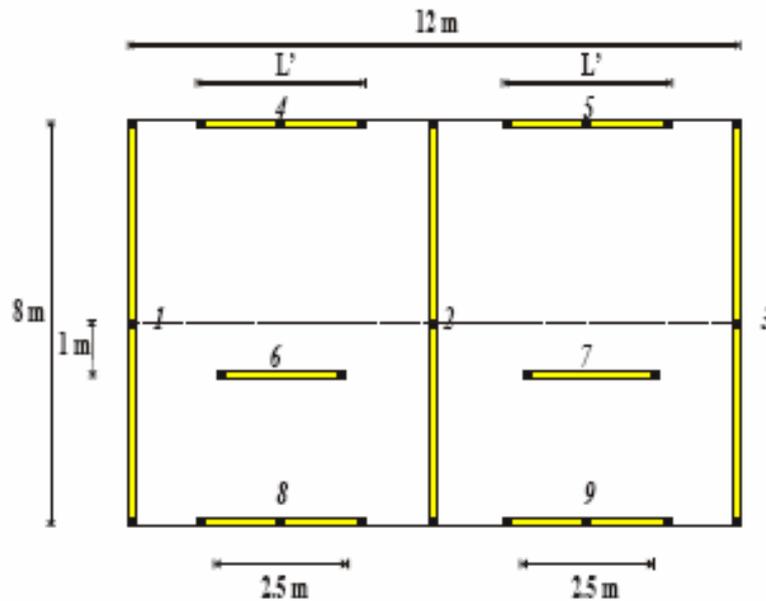


Figura 3.3. Planta típica de los modelos utilizados (Tena y Pérez 2000)

El estudio demostró que las deformaciones por cortante tienen una gran influencia en la ubicación de los centros de torsión de entrepiso de edificios que no sean totalmente simétricos en planta y en elevación.

Lo interesante de este estudio es que para sistemas de muros largos, es decir, donde las relaciones de aspecto son menores que uno y las deformaciones por cortante son importantes, las excentricidades estáticas calculadas tienden a incrementarse del último al primer nivel. En contraste, cuando predominan los muros esbeltos, donde el impacto de las deformaciones por cortante se reduce, las excentricidades estáticas calculadas tienden a incrementarse del primer al último nivel.

3.1.1.4. Estudios de Chopra (2001)

Las estructuras de múltiples niveles con plantas nominalmente simétricas alrededor de dos ejes ortogonales pueden tener respuesta torsional. Tales estructuras pueden sufrir movimientos torsionales accidentales principalmente por dos razones: usualmente el edificio no es perfectamente simétrico, y las variaciones espaciales del movimiento del suelo pueden causar rotación alrededor del eje vertical de la base del edificio, la cual inducirá movimiento torsional del edificio inclusive si su planta es perfectamente simétrica.

Consideremos el análisis de la respuesta torsional de un edificio con una planta perfectamente simétrica debido a la rotación de su base. Si se tiene una excitación rotacional $\ddot{u}_{g\theta}(t)$, entonces, la siguiente ecuación se puede resolver por el método modal espectral:

$$r^2 m \ddot{u}_\theta + k_{\theta\theta} u_\theta = -r^2 m \ddot{u}_{g\theta}(t) \quad (3.1)$$

Esta ecuación representa la excitación rotacional de la estructura.

Chopra trató de explicar los resultados cuando se analizan las estructuras que están sujetas a una excitación torsional, además de comparar estos resultados con la torsión de edificios registrada durante un sismo.

Como ejemplo se consideró el edificio localizado en Pomona, California que se muestra en la Figura 3.4, un edificio de concreto reforzado a base de marcos de dos niveles. Para los propósitos de los códigos de diseño, el edificio tiene plantas nominalmente simétricas como se observa en la planta del marco mostrada en la Figura 3.5.

El sistema resistente a fuerza lateral en el edificio consiste de columnas interconectadas en la periferia por vigas longitudinales y transversales. La cubierta del sistema de piso consiste en una losa de concreto de 6 pulg.



Figura 3.4. Vista del edificio en Pomona, California (Chopra 2001)

Se registró el movimiento del edificio durante el sismo de Upland (28 de Febrero de 1990) con acelerografos colocados en la azotea, segundo nivel y en la base. Durante este sismo no se registró daño estructural alguno.

Superponiendo los movimientos en dos lugares distintos de la azotea se observa que el edificio experimentó cierta torsión como se observa en la Figura 3.6; sino fuera así, los dos movimientos serían idénticos. Considerando una base rígida, su aceleración rotacional se calcula como la diferencia entre los dos registros de traslación en el eje x en la base del edificio dividida por la distancia entre las dos posiciones. Esta aceleración rotacional en la base se multiplica por $b/2$, donde b es la dimensión en planta del edificio.

La respuesta torsional del edificio al movimiento rotacional de la base se determina por la ecuación 3.1 y se muestra en la Figura 3.7 con relaciones de amortiguamiento de 5%. Las relaciones de amortiguamiento fueron estimadas de los movimientos registrados en la azotea y en la base. Se pueden determinar valores aproximados de las fuerzas en los elementos debidas a la torsión registrada en cada instante de tiempo.

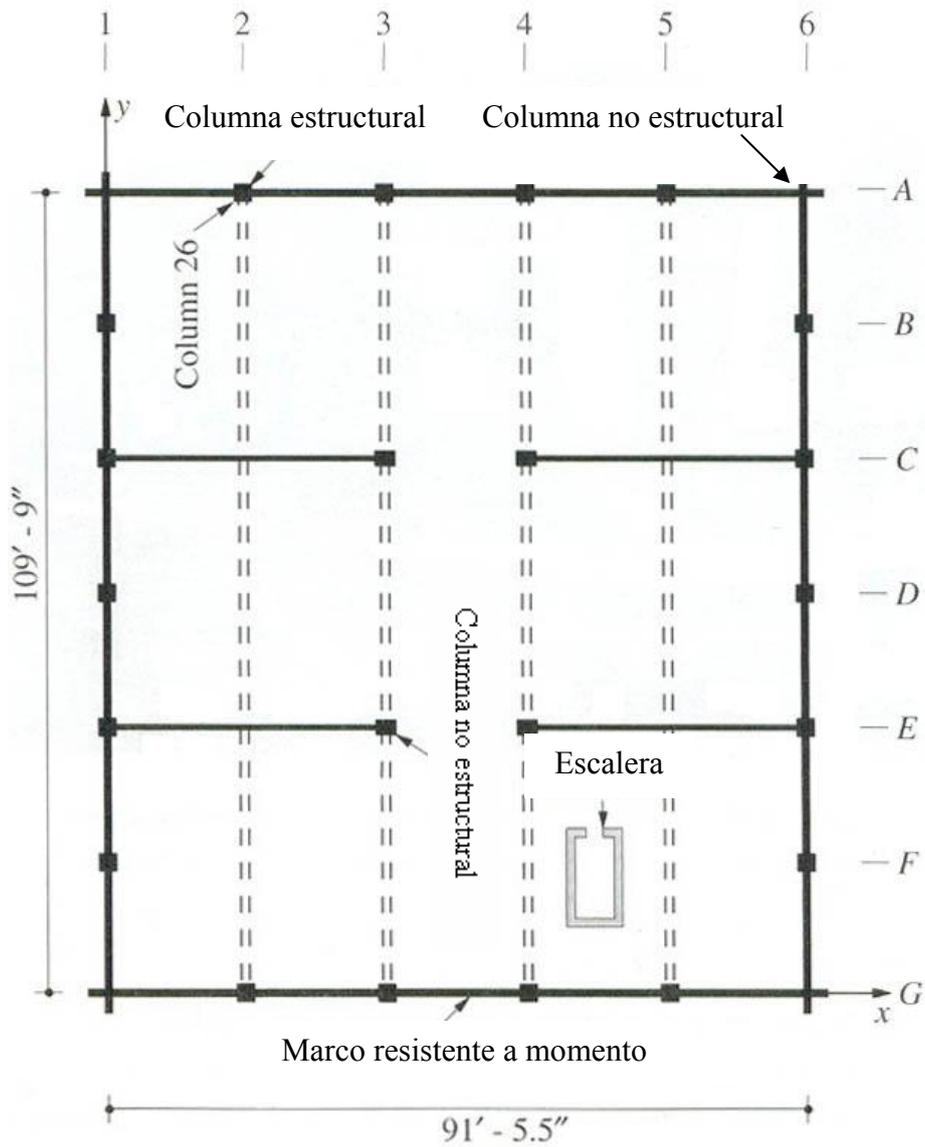


Figura 3.5. Vista en planta del marco en el edificio de Pomona (Chopra 2001)

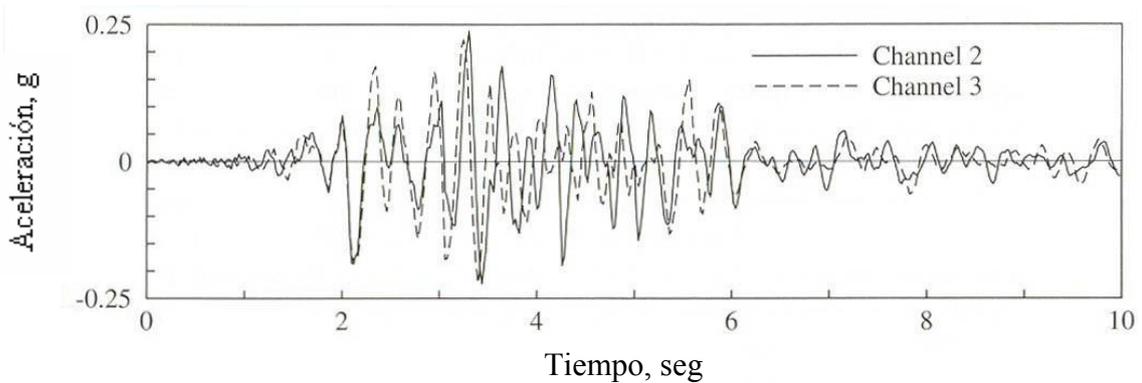


Figura 3.6. Movimientos registrados en dos posiciones de la azotea en el edificio de Pomona durante el sismo de Upland en 1990 (Chopra 2001)

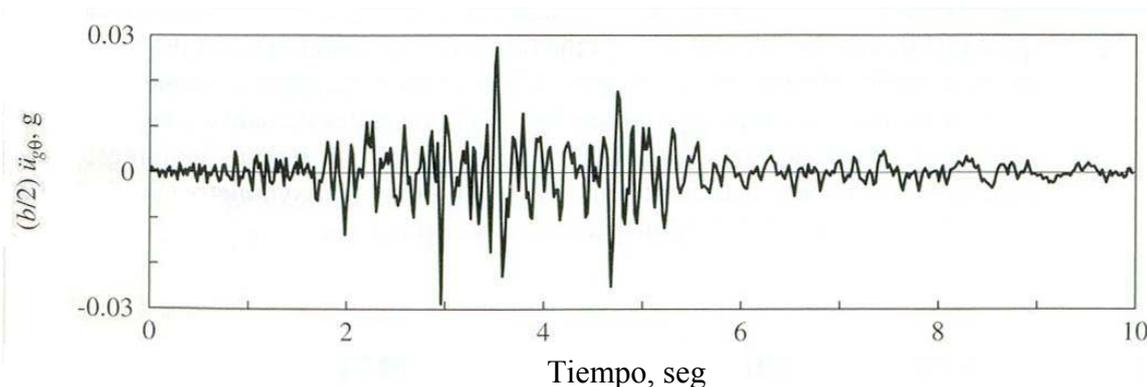


Figura 3.7. Aceleración rotacional de la base multiplicada por $b/2$ (Chopra 2001)

El movimiento torsional de edificios con plantas nominalmente simétricas, tales como el edificio de Pomona, es usualmente llamado torsión accidental. Tal movimiento contribuye a una pequeña fracción de las fuerzas sísmicas totales de la estructura. Para el edificio y sismo considerado, la torsión accidental contribuyó alrededor de 4% de la fuerza total, sin embargo, han sido identificadas contribuciones más altas en la respuesta sísmica de otros edificios. La respuesta estructural asociada con la torsión accidental no es susceptible de calcularla en el diseño estructural por dos razones: (1) el movimiento rotacional de la base no está definido, y (2) no es práctico identificar y analizar los efectos de cada fuente de asimetría en un edificio con plantas nominalmente simétricas. Por lo tanto, los reglamentos para edificios incluyen una disposición de diseño simple para tomar en cuenta la torsión accidental en edificios simétricos y no simétricos. Se han hecho investigaciones que demuestran la deficiencia de esta disposición en los reglamentos.

3.1.2. Estudios que evalúan propuestas reglamentarias sobre torsión con modelos inelásticos

3.1.2.1. Estudios de Chandler y Duan (1993)

Los códigos para diseño sísmico de edificios toman en cuenta los efectos torsionales originados en edificios torsionalmente desbalanceados (asimétricos). Los códigos se basan en dos procedimientos analíticos alternativos para determinar la carga de diseño de los elementos resistentes de la estructura. Uno de ellos es el análisis modal elástico lineal, el cual al aplicarlo no arroja diseños conservadores, inclusive para edificios de múltiples niveles con asimetría regular, cuando tales estructuras son excitadas dentro del intervalo de respuesta inelástico. Por otro lado, el método estático equivalente recomendado también por los códigos, puede ser deficiente en la consideración de demandas de ductilidad adicionales.

En este estudio se examinaron los aspectos de la distribución de la resistencia de los elementos y su influencia en los efectos de torsión inelástica. Se hizo una recomendación para mejorar la efectividad del método estático para edificios de múltiples niveles torsionalmente desbalanceados con asimetría regular, conduciendo a un enfoque de diseño el cual estima de manera conservadora la demanda de ductilidad más alta de los elementos de eje en ambos lados del edificio. El enfoque modificado

también conservó la simplicidad de los códigos existentes y proporcionó niveles aceptables de resistencia de diseño lateral adicional.

En el estudio de Chandler y Duan (1993) se seleccionaron algunos parámetros para la excentricidad de diseño, a lo que se le llamó excentricidad de diseño principal. Cuando se determinaron las cargas de diseño para elementos de extremo flexible, los cuales son los elementos críticos en el caso de respuesta elástica de edificios asimétricos, se hicieron complementos adecuados para el efecto de amplificación dinámica que actúa en el momento torsional estático, representada en los códigos por un factor, A_1 , aplicado a la excentricidad rígida e_s , para determinar la excentricidad dinámica principal. Tal amplificación se origina debido al efecto de acoplamiento torsional.

Un factor de amplificación $A_1 = 1.5$ fue incorporado en el código mexicano de 1976 y 1987, así como en el NBCC 90. Este factor de amplificación o algún otro factor de amplificación lineal, es muy simple y falla cuando se toma en cuenta la relación no lineal, en el intervalo elástico de respuesta, entre el momento torsional dinámico y la excentricidad estática, e_s . Además, la influencia entre la relación de la torsión no acoplada y la frecuencia lateral, Ω , en el acoplamiento elástico torsional tampoco es tomada en cuenta por estas u otras disposiciones. Por tanto, tales disposiciones pueden subestimar la demanda de resistencia elástica o la deformación de los elementos en el eje flexible, especialmente para edificios asimétricos que tienen pequeñas a moderadas excentricidades estáticas y Ω cercano o ligeramente más grande que 1. Sin embargo, el factor de amplificación dinámica de 1.5 relaciona razonablemente los resultados del análisis dinámico elástico para edificios con intermedias a grandes excentricidades.

Por otro lado, Rutenberg y Pekau evaluaron en 1987 la media más una desviación estándar del mayor desplazamiento dinámico en elementos de eje flexible para edificios asimétricos sometidos a cinco registros sísmicos y, de ahí, determinaron las expresiones para las cargas de diseño lateral requeridas. Los resultados fueron comparados con los desplazamientos de diseño calculados usando expresiones codificadas para el cortante basal y momento torsionante. El momento torsionante de diseño se determinó como el producto de la fuerza lateral de diseño y la excentricidad de diseño principal, e_{D1} . Esta última, en adición a las excentricidades dinámicas mencionadas anteriormente, incluye una excentricidad accidental βb , donde b es la dimensión en planta del piso medida perpendicular a la dirección del sismo y el factor $\beta = 0.05$ ó 0.1 . Se concluyó que el factor requerido de la amplificación de la excentricidad dinámica principal, A_1 , está en el intervalo de 2.5-3.0 para pequeñas excentricidades, e_s , y se enfocó un valor solo arriba de uno para excentricidades grandes. Adoptando un enfoque similar, Chandler y Hutchinson propusieron en 1987 la siguiente fórmula para la excentricidad de diseño principal:

$$e_{D1} = A_1 e_s + 0.05b \quad (3.2a)$$

donde

$$A_1 = [2.6 - 3.6(e_s / b)], \quad A_1 \geq 1.4 \quad (3.2b)$$

Esta expresión de diseño de segundo orden dio una estimación del desplazamiento superior en el lado flexible, el cual es cercano a la media mas una desviación estándar de la respuesta mayor obtenida de un análisis elástico lineal usando un gran número de

registros sísmicos. Esto corresponde a un factor de amplificación de alrededor de 2.6 en excentricidades estáticas pequeñas, con la amplificación reduciéndose linealmente a un valor mínimo de 1.4, el cual se aplica para excentricidades grandes, $e_s \geq 0.33b$ como se observa en la Figura 3.8.

Por estas razones en el estudio de Chandler y Duan (1993) se adoptó la expresión recomendada para la excentricidad de diseño principal. Esta expresión conduce a diseños razonablemente conservadores de los elementos en el eje flexible en el rango elástico de respuesta. Los resultados del análisis dinámico dados abajo se usaron para evaluar el desempeño inelástico de edificios tanto de un nivel como de múltiples niveles, para estructuras sujetas a distintas excitaciones sísmicas. El factor de amplificación de la excentricidad dinámica principal A_I , dada en la ecuación 3.2b, ha sido dibujado en la figura 3.8 comparándolo con los factores de amplificación correspondientes al código NBCC 90 y al Euro código EC8. En los resultados de estos códigos, se supuso que la relación de aspecto b/a del edificio (con la dimensión a medida paralelamente a la dirección de carga) es 3:1, y que la relación entre rigidez torsional y lateral fue tal que la relación de la frecuencia no acoplada Ω es menor que 1.2. El código EC8 especificaba muy grandes factores de amplificación para estructuras con $e_s \leq 0.1b$, pero era ligeramente menos conservador que la ecuación estática propuesta para edificios con excentricidades intermedias. Para excentricidades grandes ($e_s \geq 0.3b$), tanto la ecuación como las disposiciones daban aproximadamente los mismos resultados, notando que para $e_s \geq 0.33b$ el factor de amplificación de 1.4 se aplicaba para la ecuación propuesta. Las disposiciones del NBCC 90 eran menos conservadoras que las mencionadas anteriormente para excentricidades $e_s \leq 0.25b$.

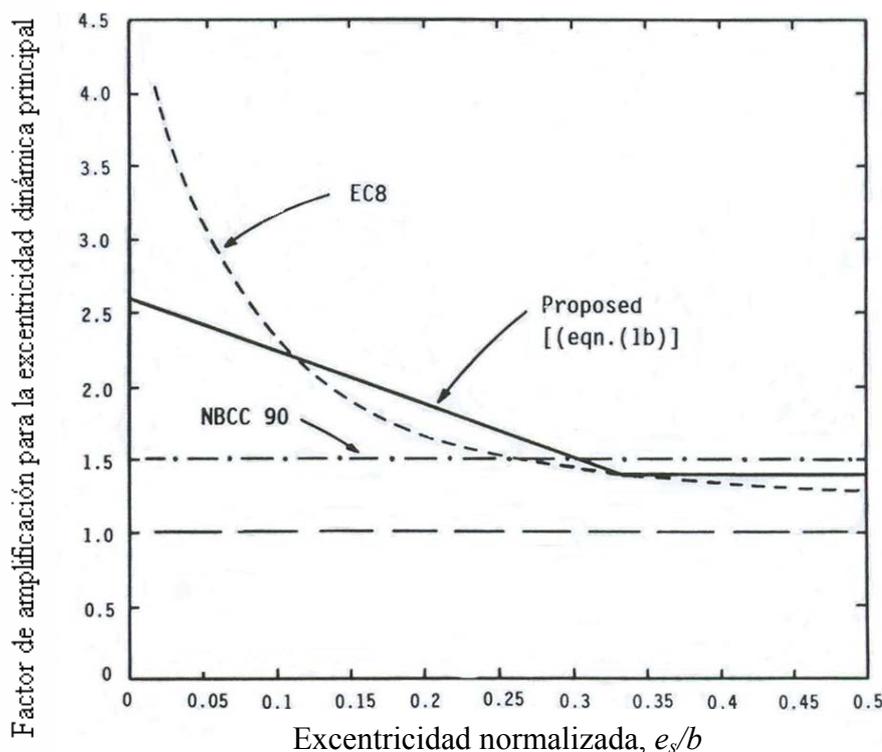


Figura 3.8. Factor de amplificación para la excentricidad dinámica principal para el procedimiento estático de diseño propuesto, en comparación con el Euro código EC8 y el código canadiense NBCC 90 (Chandler y Duan 1993)

Los estudios de la respuesta inelástica de edificios asimétricos diseñados por medio de los códigos han demostrado que se pueden originar demandas adicionales de ductilidad en los elementos de lado rígido comparadas con sistemas simétricos cuando se permiten grandes reducciones de resistencia. Estos efectos fueron particularmente significantes para estructuras con excentricidades intermedias y grandes, y se acentuaron por la contribución de los modos superiores en la respuesta de edificios asimétricos de múltiples niveles. En investigaciones anteriores se concluyó que el análisis modal linealmente elástico no da resultados conservadores cuando se usaba para especificar las cargas de diseño para los elementos del lado rígido. Este método no proporcionaba una distribución efectiva de la resistencia de los elementos bajo tal condición de carga. Los autores mencionaban lo siguiente: dado que la expresión para la excentricidad de diseño secundaria de los códigos usualmente controlaba las cargas de diseño en elementos de eje rígido, se podía lograr una mejora para el método de diseño estático con la selección apropiada de una expresión de diseño para la excentricidad secundaria, acoplada si fuera necesario con cambios en las disposiciones para cortante basal de estructuras con excentricidades intermedias y grandes, para incrementar las cargas de diseño para los elementos resistentes del eje rígido. Una combinación de estos enfoques se llevó a cabo en el estudio que presentan Chandler y Duan.

En el caso de respuesta elástica, se encontró que, excepto para estructuras torsionalmente flexibles, la siguiente expresión para la excentricidad secundaria de diseño provee una buena estimación del desplazamiento dinámico mayor y, de ahí, la demanda de resistencia elástica, en elementos situados en el lado rígido del centro de rigidez, CR:

$$e_{D2} = A_2 e_s - 0.05b, \text{ donde } A_2 = 0.5 \quad (3.3)$$

Las disposiciones propuestas para la torsión estática representadas por las expresiones de diseño 3.1 y 3.2 han sido primeramente evaluadas en modelos de un solo nivel y tres elementos resistentes, con un modelo de edificio asimétrico con un diafragma rígido. Los elementos resistentes a carga lateral se asumieron bilineales con 3 por ciento de endurecimiento por deformación, y el espaciamiento entre elementos, d , se seleccionó de tal manera que la relación entre la torsión no acoplada y la frecuencia lateral Ω fuera de uno. Los elementos 2 y 3 (siendo estos elementos del lado flexible dado que se situaron lo más lejos de CR) se consideraron con idéntica rigidez elástica. La excentricidad estática, e_s , se introdujo incrementando la rigidez del elemento 1 (elemento del lado rígido) comparada con los modelos simétricos.

El efecto de diferentes disposiciones para torsión estática en la distribución de resistencias se muestra en la Figura 3.9.

Las resistencias de diseño han sido normalizadas a valores correspondientes en un sistema de referencia, definido tal que la resistencia de los elementos es proporcional a su rigidez, esto es, sin la consideración del efecto torsional debido a la excentricidad e_s entre CR y CM. Las relaciones de resistencia en los elementos mostradas en la figura 3.9 son indicativas del complemento para el efecto torsional hecho por las disposiciones propuestas como se observa en la Figura 3.9a y las de los códigos UBC 88 y NBCC 90 mostradas en la Figura 3.9b.

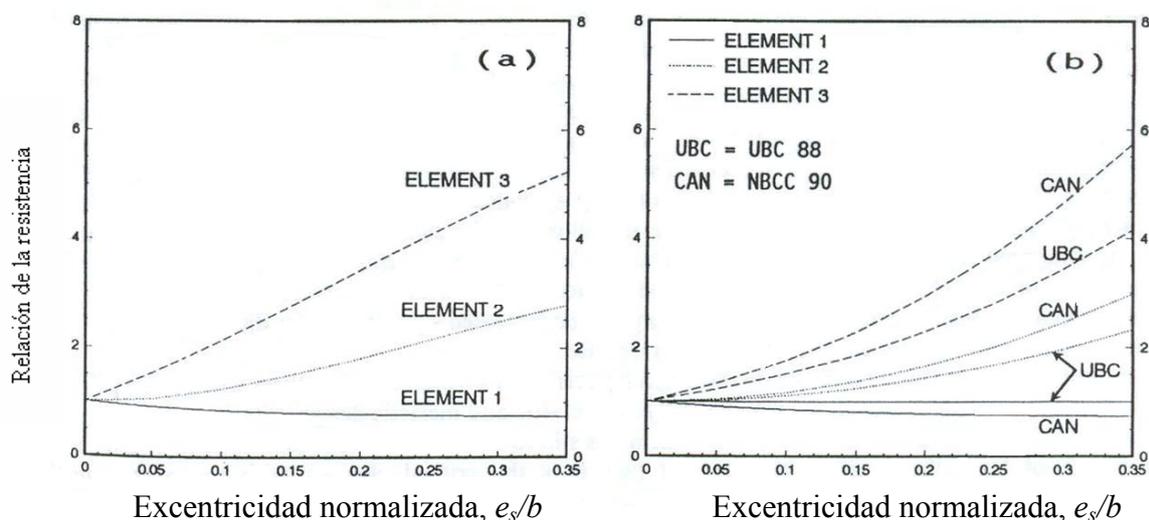


Figura 3.9. Relación de la resistencia de elementos para estructuras diseñadas acorde a (a) procedimiento estático propuesto basado en las ecuaciones 3.4 y 3.5, (b) las disposiciones del UBC 88 y el NBCC 90 (Chandler y Duan 1993)

Cuando la ecuación 3.3 es aplicada, algunas reducciones de resistencia se originan en el elemento 1 comparadas con el sistema de referencia de la Figura 3.9a, especialmente para edificios con excentricidades intermedias o grandes. Por ejemplo, una reducción del 25% en la resistencia del elemento 1 se originó en edificios con $e_s/b = 0.35$. Sin embargo, el elemento 2 y en mayor escala el elemento 3 experimentaron incrementos significantes en la resistencia de diseño, tomando en cuenta tanto los incrementos en la demanda de resistencia elástica como la deformación inelástica de los elementos en el lado flexible de la estructura. Estudios relacionados de estructuras mostraron que los desplazamientos del lado flexible pueden ser superiores, de 3 ó 4 veces más grandes en sistemas altamente asimétricos con rigidez torsional relativamente baja, y que esta relación no es afectada significativamente por la resistencia de diseño de estos elementos. La comparación entre la relación de resistencia de los elementos que resulta de las disposiciones de diseño del UBC 88 y del código canadiense NBCC 90 están hechas en la figura 3.9b. Estos códigos arrojaron el mismo resultado para el elemento 1 en comparación con el resultado obtenido en el estudio descrito aquí, como se esperaba. Sin embargo, el UBC 88 no permitió reducción de resistencia para este elemento. El factor de amplificación $A_1 = 1.5$ en el NBCC 90 arrojó incrementos más grandes en la resistencia de diseño de los elementos 2 y 3, particularmente en excentricidades grandes, comparadas con el UBC 88 en el cual no se requirió de amplificación. No obstante, en $e_s/b = 0.35$, inclusive las disposiciones del UBC 88 resultaron en una relación de resistencia superior a 4, para el elemento 3 del lado flexible. Para la misma excentricidad, el NBCC arrojó una resistencia de 5.7 para el elemento 3, la cual fue ligeramente más alta que la obtenida por el método estático propuesto (ecuación 3.2, ver Figura 3.9a), donde la relación correspondiente es igual a 5.2.

En el estudio de la respuesta inelástica se utilizaron tres registros sísmicos provenientes de sitios donde el suelo es rígido. Para reducir las diferencias en la demanda de ductilidad del elemento (en intervalos de periodos intermedios y grandes) entre los resultados obtenidos usando varios registros sísmicos, y de esa manera tener una comparación más clara, los sismos se escalaron apropiadamente para que la demanda de ductilidad de los sistemas simétricos (con valores similares para cada elemento) tuviera un valor cercano o un poco abajo del valor meta de diseño igual a 4 para los intervalos

de periodo arriba mencionados. El procedimiento estático recomendado conduce a desempeños inelásticos satisfactorios en edificios asimétricos que tengan excentricidad pequeña. Sin embargo, la mayor demanda de ductilidad del elemento 1 en el lado rígido de edificios asimétricos que tenían excentricidades de intermedias a grandes es excesiva en un intervalo de periodos de intermedios a grandes ($T_y > 0.5$ seg), comparada con sistemas simétricos. Esta tendencia fue consistente para los tres registros sísmicos seleccionados. Los resultados mostraron claramente que la ecuación 3.4 arroja demandas de ductilidad conservadoras en el elemento 3, en todo el intervalo de excentricidades. De hecho, esta disposición se consideró un tanto conservadora para edificios con valores intermedios o grandes de e_s , y en un intervalo de periodos grandes estos edificios pueden tener demandas de ductilidad máximas de entre 1.5 a 3.

Otro aspecto fundamental en este estudio es el factor de reducción de fuerza R . El desempeño inelástico de edificios asimétricos que cuentan con excentricidades rígidas de intermedias a grandes puede mejorarse por el incremento adecuado de la resistencia de fluencia de los elementos resistentes del eje rígido. Para edificios diseñados por el método estático, la resistencia de fluencia se alcanzó por la reducción del factor $A_2 = 0.5$ aplicado a e_s en la ecuación 3.5, para estructuras altamente asimétricas. Sin embargo, este procedimiento tendió a debilitar la simplicidad de la expresión para la excentricidad de diseño secundaria. Por lo cual, se consideró deseable preservar la forma de la excentricidad de diseño secundaria, dada en la ecuación 3.5. Se empleó un método alternativo para el incremento de la resistencia de diseño en los elementos de eje rígido mediante un factor de reducción de fuerza, R , más pequeño para edificios asimétricos con excentricidades intermedias a grandes. Los estudios paramétricos de la respuesta inelástica de edificios asimétricos de un nivel han concluido que el uso de un factor de reducción de fuerza más pequeño, incrementa la resistencia total de los edificios asimétricos, además de no sólo reducir la respuesta inelástica total de los elementos resistentes sino también reducir la demanda de ductilidad en desplazamiento en elementos de eje rígido, esto es, el efecto de la rigidez excéntrica se redujo. Los requerimientos de regularidad del código en México (1987) incorporaron tal como un método. Este código estipulaba que si la rigidez excéntrica e_s excede de $0.1b$, entonces el factor de reducción de fuerza, Q (equivalente a R para estructuras de medios a grandes periodos), debe ser multiplicado por un factor de 0.8, el cual es equivalente a incrementar el cortante basal de diseño un 25%.

Chandler y Duan (1993) también hablan del factor de resistencia que se puede aplicar a un elemento en el lado rígido. Ya observamos que el cortante basal de diseño resultó en un incremento proporcional en la resistencia de diseño del elemento 3 y, puede ser exageradamente conservador el procedimiento de diseño en relación con elementos en el eje flexible. De ahí, era deseable que el factor de resistencia para el diseño de edificios altamente asimétricos sólo debiera ser aplicado en el elemento de lado rígido. Esto se llevó a cabo después de la aplicación de la excentricidad de diseño secundaria definida en la ecuación 3.3. Se ilustró una forma adecuada del factor de resistencia mostrado en la Figura 3.10, con un incremento lineal (con un máximo de 1.25) para estructuras con excentricidades e_s entre $0.1b$ y $0.2b$.

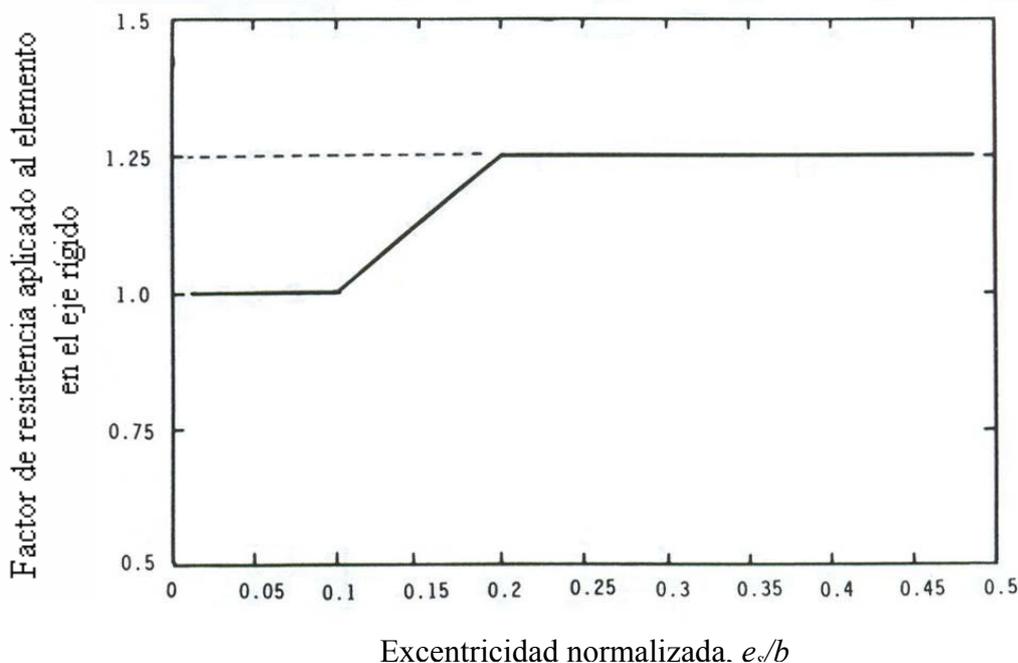


Figura 3.10 .Factor aplicado a la resistencia de diseño del elemento 1 determinado de las disposiciones a torsión estática (Chandler y Duan 1993)

Por otro lado, también se estudio el efecto del factor de resistencia en la distribución de la resistencia horizontal. La figura 3.11 muestra la resistencia de los elementos y la resistencia lateral total basadas en el enfoque estático propuesto con o sin la inclusión del factor de resistencia aplicado al elemento 1, normalizadas al cortante basal de diseño nominal (V_{y0}) obtenido de un espectro de diseño inelástico. La resistencia lateral total mostrada en la Figura 3.11, excedió el valor nominal por una relación de sobre resistencia, OS. Para el caso simétrico ($e_s = 0$), OS = 1 y cada elemento se asignó como un tercio de la resistencia nominal de diseño. Mientras la excentricidad se incrementaba, con incrementos correspondientes en la rigidez del elemento 1, la resistencia asignada a este elemento también se incrementó, para un valor de $0.6V_{y0}$ (antes de la aplicación del factor de resistencia), cuando la excentricidad $e_s = 0.35b$. Existió un pequeño decremento en la resistencia del elemento 2 con el incremento de e_s . La forma de la expresión para la excentricidad dinámica principal, con una reducción en el factor de amplificación con el incremento de e_s en la Figura 3.8, conduce a un incremento de resistencia en el elemento 3 a un valor máximo de alrededor de $0.55V_{y0}$ cuando $e_s = 0.2b$.

Como se había mencionado, el enfoque de diseño torsional estático desarrollado anteriormente se proyectó para proveer un método para la distribución horizontal de la resistencia de entrepiso en edificios de múltiples niveles regularmente asimétricos. Se realizó una evaluación en la efectividad de este procedimiento de diseño para diseños de torsión inelástica de tales edificios. Inicialmente, se empleó un modelo de 5 niveles con un periodo fundamental de traslación pura T_y de 5 seg. Para este propósito, con la carga sísmica lateral considerada incrementarse linealmente hacia el nivel superior del edificio, como en la mayoría de los códigos. Para edificios simétricos, se usó el análisis modal elástico como un método de distribución del cortante basal sobre la altura del edificio. Se muestran a continuación las mayores demandas de ductilidad de desplazamiento de las columnas en los elementos 1 y 3 para edificios con $e_s = 0.1b$, $0.2b$

y $0.3b$, y para dos registros sísmicos, los cuales son El Centro S00E y 3470 Wilshire Boulevard N00E, respectivamente, mostradas en la Figura 3.12 y 3.13.

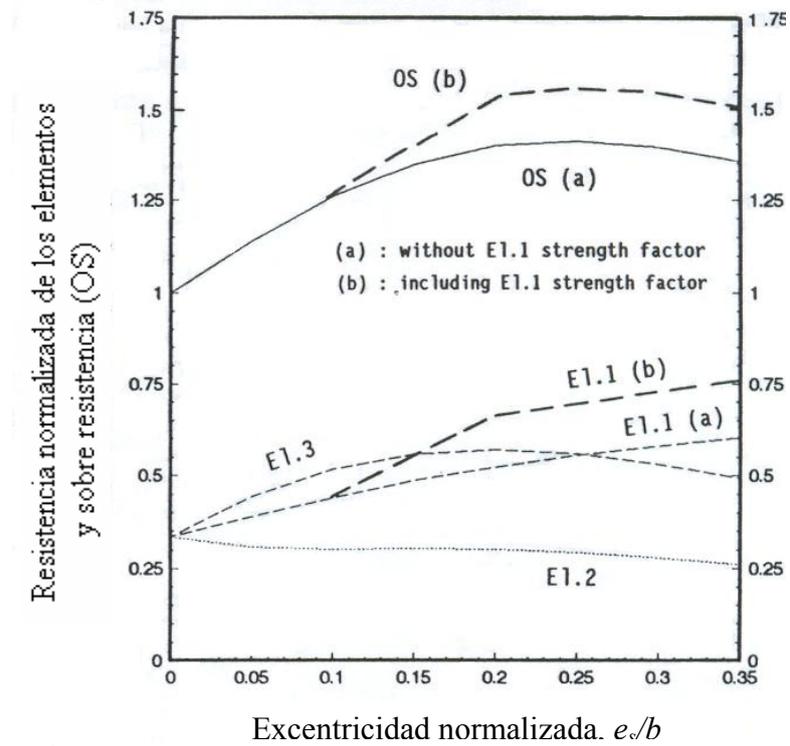


Fig. 3.11. Relación de la distribución de la resistencia de los elementos y sobre resistencia lateral para edificios diseñados con el procedimiento estático propuesto (Chandler y Duan 1993)

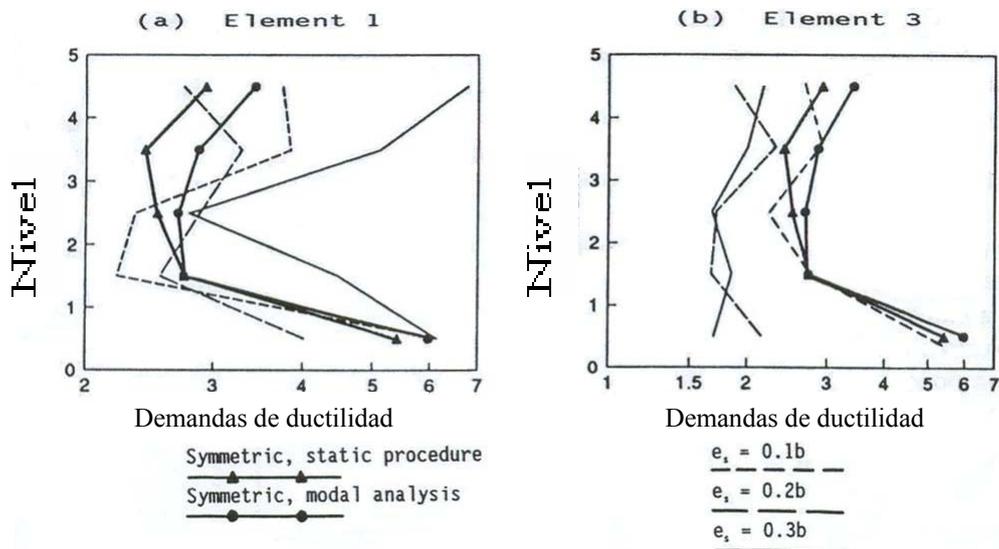


Figura 3.12. Mayores demandas de ductilidad de los elementos 1 y 3 de un modelo de 8 niveles diseñado con el procedimiento de torsión estática propuesto, con una fuerza superior de 10% junto con una distribución lineal del cortante basal, registro del Centro S00E (Chandler y Duan 1993)

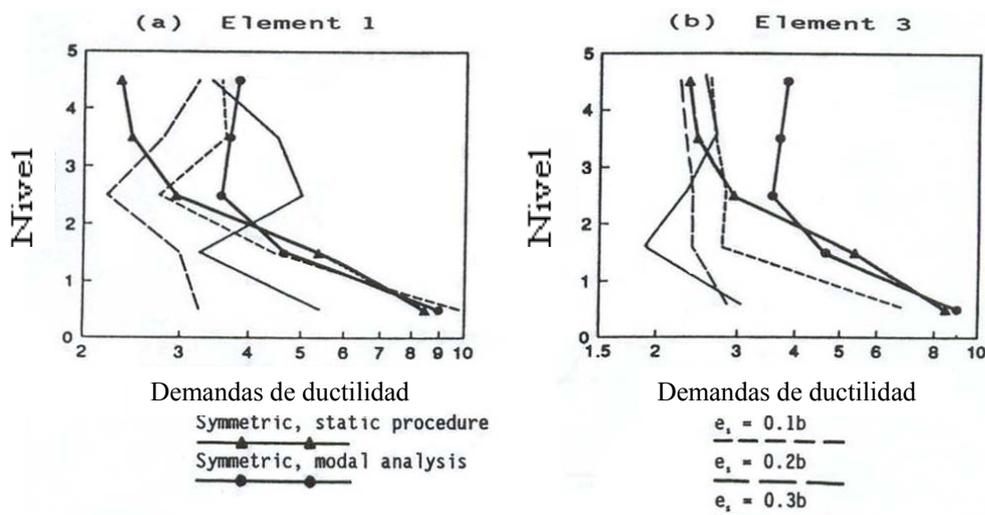


Figura 3.13. Mayores demandas de ductilidad de los elementos 1 y 3 de un modelo de 8 niveles diseñado con el procedimiento de torsión estática propuesto, con una fuerza superior de 10% junto con una distribución lineal del cortante basal, registro de Wilshire Boulevard N00E (Chandler y Duan 1993)

Aparentemente, el enfoque de diseño a torsión estática modificado condujo a demandas de ductilidad inferiores para el elemento 3 comparadas con los edificios simétricos correspondientes. Sin embargo, a pesar del factor de resistencia aplicado a las columnas del elemento 1, el enfoque estático en la forma desarrollada para edificios de un solo nivel condujo a demandas de ductilidad adicionales en ciertos niveles en el elemento 1 cuando la rigidez excéntrica es grande ($e_s = 0.3b$). Esto ocurrió aparentemente en los entresijos superiores para los edificios sujetos al registro sísmico El Centro, y entresijos intermedios para la respuesta utilizando el registro de Wilshire Boulevard. Sin embargo, para edificios con $e_s \leq 0.2b$, el enfoque propuesto condujo a desempeños inelásticos satisfactorios tanto del elemento 1 como del 3.

Finalmente, se concluyó que el procedimiento de análisis modal elástico recomendado por los códigos para el diseño de edificios regularmente asimétricos es inadecuado cuando tales edificios se excitan dentro del intervalo inelástico, inclusive si la resistencia total obtenida por el análisis modal ha sido escalada de la misma manera que para las estructuras simétricas correspondientes. Entonces, se concluyó que una solución para alcanzar un satisfactorio desempeño inelástico en edificios asimétricos sin llevar a cabo un análisis dinámico inelástico puede ser alcanzada por mejoramiento del método estático más que depender o confiar del análisis modal elástico. Basado en los resultados obtenidos tanto para edificios de un nivel como para edificios de múltiples niveles, se desarrolló un procedimiento modificado estático equivalente para diseño a torsión. Este enfoque arrojó desempeños elásticos e inelásticos satisfactorios en estructuras con un intervalo de rigidez excéntrica, y también resultó en una protección consistente contra excesivas demandas de ductilidad originadas tanto en edificios simétricos como asimétricos. El enfoque puede ser considerado demasiado conservador para el diseño de elementos en el lado flexible en edificios excitados en el intervalo inelástico, cuando tales elementos han sido diseñados para asegurar el control de la demanda de resistencia elástica en la respuesta de sismos moderados. Por consiguiente, el método estático equivalente se examinó además, para el acomodo de los diferentes criterios de diseño para sistemas elásticos e inelásticos.

3.1.2.2 Estudios de Goel y Chopra (1994)

Los métodos estáticos de la mayoría de los códigos para edificios requieren que la fuerza sísmica lateral en cada nivel de piso de un edificio asimétrico se aplique excéntricamente en el centro de rigidez. El estudio presenta un nuevo enfoque para el análisis de las fuerzas laterales de un edificio asimétrico sin la necesidad de calcular los CRs.

En la mayoría de los códigos de 1994, la excentricidad de diseño e_{dj} usada en el j -ésimo nivel era:

$$e_{dj} = \alpha e_{sj} + \beta b_j \quad (3.4a)$$

$$e_{dj} = \delta e_{sj} + \beta b_j \quad (3.4b)$$

donde e_{sj} = es la excentricidad para el j -ésimo piso definido como la distancia entre el centro de masa del piso y el centro de rigidez; b_j = dimensión en planta del edificio perpendicular a la dirección del movimiento del suelo; y α , β , y δ son coeficientes especificados.

A diferencia de los edificios de un nivel, hay diferentes dificultades para establecer la localización de los centros de rigidez en los pisos en edificios de múltiples niveles. Hasta 1994, no existía una definición apropiada para el centro de rigidez. En 1977, Poole definió el centro de rigidez de un nivel como la resultante de las fuerzas cortantes de varios elementos resistentes en ese nivel cuando el edificio está sujeto a carga estática lateral que no causa rotación en ninguno de los niveles.

En el estudio efectuado por Goel y Chopra en 1994, se tomó la definición del centro de rigidez establecida por Cheung y Tso en 1986 la cual mencionaba que los centros de rigidez son un grupo de puntos localizados en los pisos del edificio a través de los cuales la aplicación de las cargas laterales no causará rotación de ningún piso.

Para ilustrar el procedimiento del cálculo de los centros de rigidez, los autores consideraron como modelo un edificio de 4 niveles consistente en tres marcos mostrado en la Figura 3.14. De acuerdo al ejemplo, el edificio sólo poseía rigidez en la dirección y , aunque debemos tener en cuenta que la mayoría de los edificios actuales deben poseer rigidez también en la dirección x . Otras hipótesis empleadas en este procedimiento son que las columnas son axialmente rígidas, las vigas tenían las mismas dimensiones y que los tres marcos de la Figura 3.14 se conectaron por medio de diafragmas rígidos. Como se observa en la Figura 3.14, el modelo presentó grandes discontinuidades en rigidez y masas entre el segundo y tercer nivel, por lo que, no era adecuado emplear un método estático en este caso. Sin embargo, el objetivo era precisamente ilustrar el cálculo de los centros de rigidez más que verificar si se empleaba un método u otro para la obtención de las fuerzas laterales.

Los autores calcularon entonces las fuerzas laterales basándose en las disposiciones para sismo del Reglamento del Distrito Federal (1987). Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 3.4 y en la ecuación 3.5.

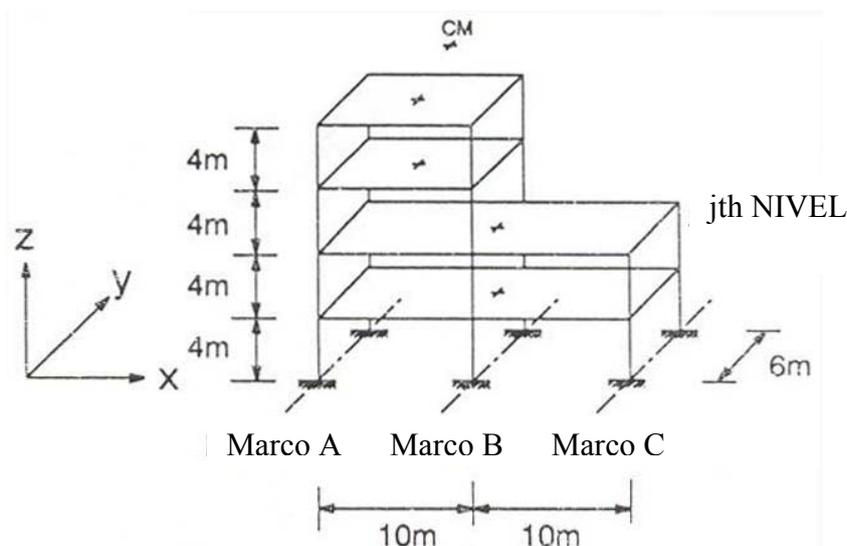


Figura 3.14. Modelo utilizado para ejemplificar el cálculo de los centros de rigidez (Goel y Chopra 1994)

Tabla 3.4. Distribución en altura de las fuerzas laterales

Piso j	Altura h_j	Peso w_j	$w_j h_j$	$F_{yj} = \frac{w_j h_j}{\sum w_j h_j} V_b$
4	16	10	160	5.54
3	12	10	120	4.15
2	8	20	160	5.54
1	4	20	80	2.77

$$X_R = \begin{cases} 8.55 \\ 17.57 \\ 6.14 \\ 5.99 \end{cases} \quad (3.5)$$

Lo anterior sólo ilustra cómo calcular los centros de rigidez según los autores. Habiendo determinado los centros de rigidez y las fuerzas laterales, finalmente lo que se hace es usar el método estático, para obtener las fuerzas cortantes en columnas y los momentos de entre piso.

Lo importante de este artículo es destacar otro enfoque, excepto que sin calcular los centros de rigidez.

Este enfoque se puede resumir en los siguientes tipos de análisis, y en cada uno de estos análisis las fuerzas se aplicaron a los centros de masa de cada piso. Los tres análisis empleados son:

1. Con las fuerzas laterales obtenidas de los códigos aplicadas en los centros de masas de cada piso, se analizó el modelo sólo para deformarse en la dirección y (ver Figura 3.14). El valor resultante de la respuesta deseada (fuerza o deformación) fue $r^{(1)}$.

2. Con las fuerzas laterales ya mencionadas, se analizó el modelo asimétrico en planta como un sistema de tres dimensiones para obtener el valor $r^{(2)}$.
3. Después se obtenían los momentos de entrepiso según lo especificaba el código para obtener el valor de $r^{(3)}$.

Posteriormente se obtuvieron las respuestas $r^{(a)}$ y $r^{(b)}$ asociadas con las excentricidades de diseño de las ecuaciones 3.4a y 3.4b respectivamente, los parámetros $r^{(a)}$ y $r^{(b)}$ están dados por:

$$r^{(a)} = (1 - \alpha)r^{(1)} + \alpha r^{(2)} + r^{(3)} \quad (3.6)$$

$$r^{(b)} = (1 - \alpha)r^{(1)} + \alpha r^{(2)} + r^{(3)} \quad (3.7)$$

Finalmente, el valor de diseño era el valor más grande obtenido de las dos ecuaciones anteriores.

La conclusión que se obtuvo de este estudio es que debe desaparecer el cálculo de los centros de rigidez usando el enfoque presentado por Goel y Chopra, para facilitar el análisis de edificios.

Existe en la literatura información adicional acerca de torsión inelástica, y es muy interesante este tema, pero el alcance y los objetivos de esta tesis no nos permite introducirnos más a fondo en ese concepto. Por lo cual, creemos que con los estudios representados aquí acerca de ese tema es más que suficiente para tener una idea de este concepto. Además, uno de los objetivos de esta tesis de maestría es, más que nada, estudiar y entender las investigaciones que se han llevado a cabo hasta el momento en el campo de la torsión elástica, sin duda un tema muy importante para cumplir con los objetivos planteados en esta tesis.

FACTORES DE ÁREA EFECTIVA (F_{AE}) PROPUESTOS PREVIAMENTE PARA EL MÉTODO SIMPLIFICADO

Cano (Cano 2005, Cano y Tena 2005) comparó las fuerzas cortantes que absorben los muros al utilizar el método simplificado respecto a un método riguroso. Además de mostrar el impacto de las deformaciones por cortante en la distribución de dichas fuerzas (Tena, Pérez y Cano 2002), con base en estudios paramétricos, Cano se enfocó principalmente en proponer factores de área efectiva para tres distintos niveles de desempeño, los cuales son: totalmente elástico (F_{AETE}), parcialmente agrietado (F_{AEPA}) y totalmente agrietado (F_{AETA}).

El estudio pretendió proponer una expresión para el cálculo del factor de área efectiva que tomara en cuenta de manera indirecta el impacto que las deformaciones por cortante tienen en la forma en que se distribuyen las fuerzas cortantes entre los muros de una misma planta. Lo anterior se respalda debido a que el factor de área efectiva es un parámetro importante en la obtención de las fuerzas cortantes según el método simplificado de análisis.

4.1 Modelos estudiados

Los modelos que seleccionó para su estudio son modelos simplificados que representan a edificios típicos que se construyen en México para vivienda de interés medio y de interés social, construidos con base en mampostería confinada. Los modelos estudiados consideran el caso muy común de tener la misma distribución de muros en todas sus plantas, pero que existen en cada planta muros con diversas relaciones de aspecto H/L. Los modelos representan edificios de tres y cinco niveles, que cumplen con los requisitos impuestos por las NTCM-2004 para poder utilizar el método simplificado.

El autor seleccionó edificios de mampostería tipo de tres y cinco niveles, con altura típica de entrepiso de 2.50 y 2.40 m respectivamente. Los criterios empleados en su selección así como sus características más relevantes se enuncian a continuación.

En todos los casos, los muros de mampostería son de tabique de barro de 14 cm de espesor. Se consideró al edificio con uso de oficinas, y desplantado en terreno tipo III. Por ser de piezas macizas y tener altura total menor a 13m se le asignó un coeficiente sísmico de 0.19. En el caso del edificio de cinco niveles, se seleccionó $h = 2.4\text{m}$ para que la altura total del edificio fuera de 12m, y se cumpliera con el requisito impuesto para el método simplificado en cuanto a altura del edificio, la cual debe de ser menor a 13m.

En todos los casos, la distribución de muros en planta es la misma como se muestra en la Figura 4.1. En su estudio, existen distintas relaciones de aspecto entre los muros, que como ya se mencionó, es común de los edificios construidos en México y tiene impacto sobre cómo se distribuyen las fuerzas entre los muros.

En la dirección Y empleó tres muros largos dispuestos simétricamente, mientras que en la dirección X se emplearon seis muros, cuatro perimetrales y dos centrales.

Cano (2005), consideró cinco casos de estudio, en cada uno de los cuales se mantuvo fija la relación de aspecto del muro central, y varió la relación de aspecto de los muros laterales. A los muros centrales les asignó una relación de aspecto desde 0.50 hasta 2.50, a intervalos de 0.5, por lo que los casos estudiados fueron cinco y los denotó como: $H/L = 0.50$, $H/L = 1.00$, $H/L = 1.50$, $H/L = 2.00$ y $H/L = 2.50$. La figura 4.2, 4.3 y 4.4 muestra la elevación tipo de los modelos estudiados y la descripción se muestra en la tabla 4.1.

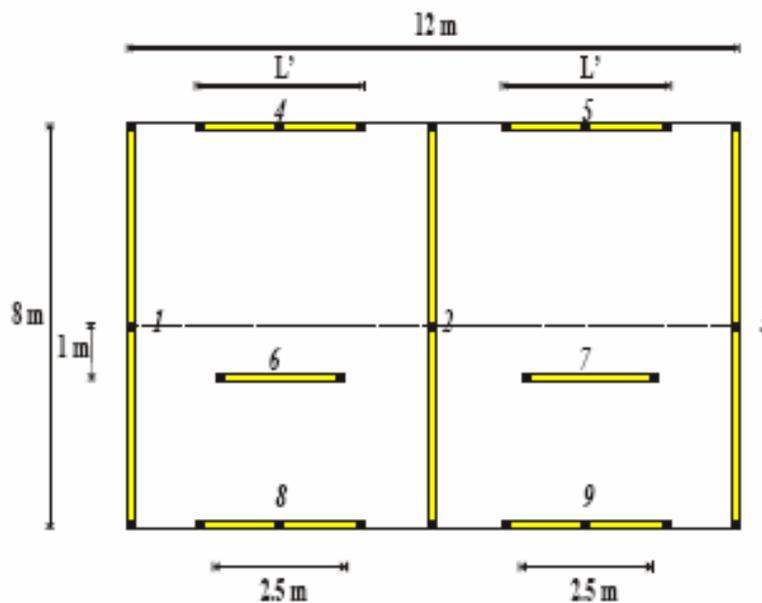


Figura 4.1. Planta de los modelos empleados por Cano (2005), Cano y Tena (2005)

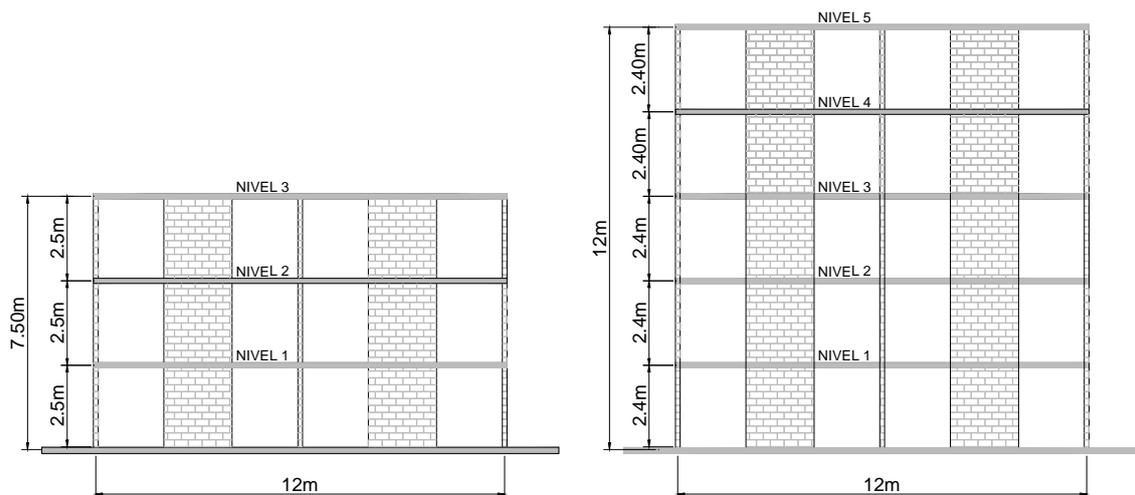


Figura 4.2. Vista en elevación de los modelos empleados para el caso totalmente elástico por Cano (2005), Cano y Tena (2005)

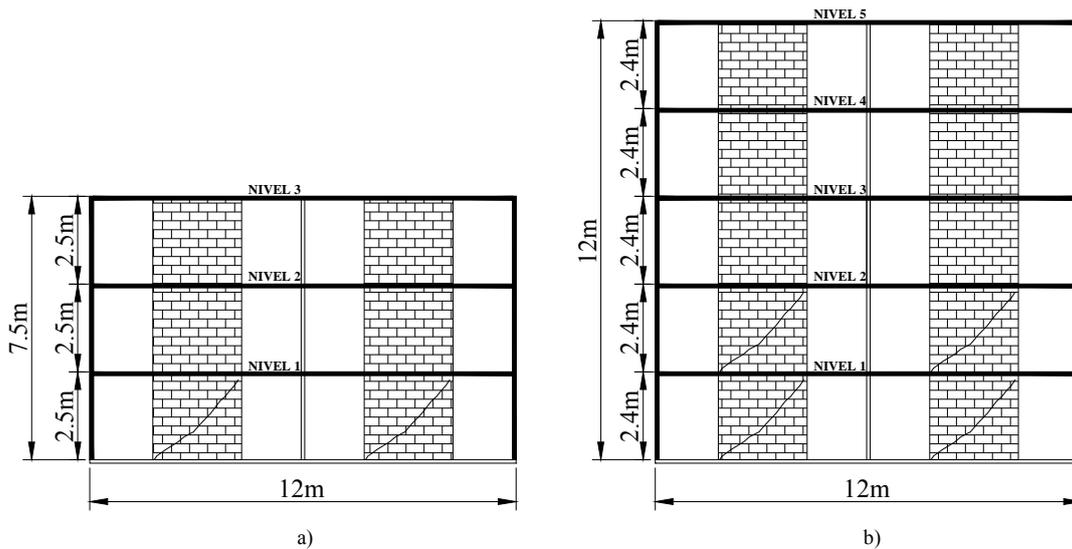


Figura 4.3. Vista en elevación de los modelos empleados para el caso parcialmente agrietado por Cano (2005), Cano y Tena (2005)

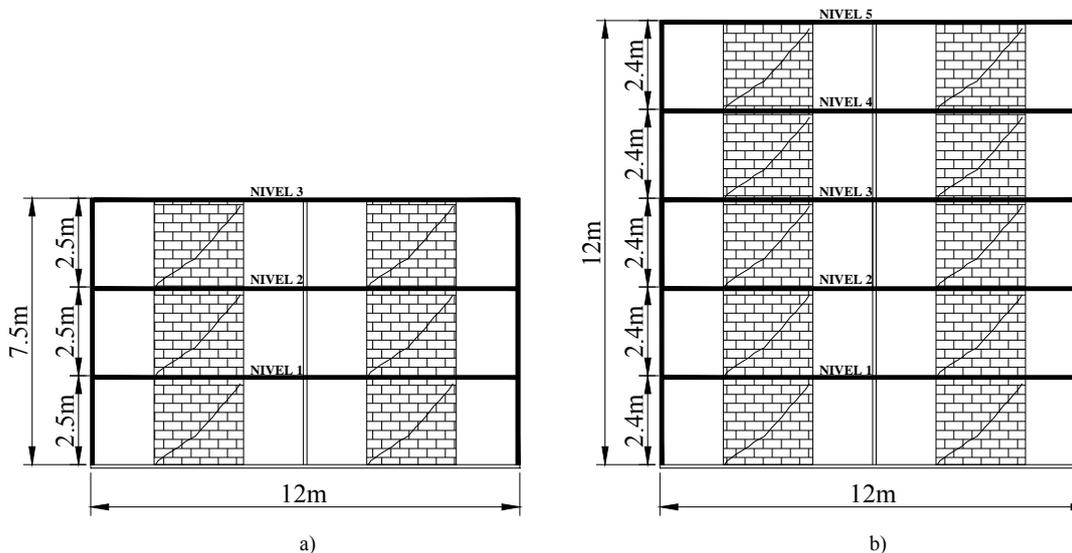


Figura 4.4. Vista en elevación de los modelos empleados para el caso totalmente agrietado por Cano (2005), Cano y Tena (2005)

Tabla 4.1. Casos de estudio representados por la relación de aspecto del muro central Cano y Tena (2005)

Caso	H/L	H (m)	L (m)	t (m)
1	0.50	2.50	5.00	0.14
2	1.00	2.50	2.50	0.14
3	1.50	2.50	1.67	0.14
4	2.00	2.50	1.25	0.14
5	2.50	2.50	1.00	0.14

Para cada uno de estos casos de estudio, se emplearon diferentes valores para la relación de aspecto de los muros laterales, desde $H/L = 0.42$ hasta $H/L = 2.50$, por lo que en cada caso estudiado se tuvieron un total de 43 modelos diferentes. En total se obtuvieron 215 modelos, divididos en cinco casos de estudio. Este intervalo de valores para la relación

H/L del muro central fue seleccionado por considerar que dentro de este intervalo caen la mayoría de muros que se construyen en la realidad, desde muros muy robustos, con H/L menor, hasta muros esbeltos, con H/L mayor.

Cada uno de estos modelos se analizó con el método de Damy, y con el método simplificado. Se hizo el mismo tipo de análisis para el edificio de cinco niveles.

El análisis consistió en someter a cada uno de estos modelos a un conjunto de fuerzas sísmicas laterales, calculadas de acuerdo con el método estático propuesto en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Dicho vector de fuerzas se mantuvo constante en todos los análisis. Como cargas verticales se incluyó, además del peso propio, la carga viva reducida indicada en el Título Sexto del Reglamento para uso de oficinas.

Estos análisis, se aplicaron a los edificios suponiendo tres condiciones de agrietamiento:

- Estado elástico: Ninguno de los muros presenta agrietamiento en toda su altura.
- Estado totalmente agrietado: Los muros se han agrietado en toda su altura y perdido rigidez.
- Estado parcialmente agrietado: En el caso del edificio de tres niveles, se consideró que sólo el primer nivel estaba agrietado y los otros dos permanecían elásticos; en el edificio de cinco niveles, se consideraron agrietados los dos primeros niveles, y el resto en estado elástico.

Cano tuvo que buscar un método adecuado para modelar los muros de mampostería. Por lo cual, los muros se modelaron como columnas anchas equivalentes, incluyendo las deformaciones por cortante. Posteriormente, mediante una condensación estática de los grados de libertad de rotación obtuvo una viga condensada equivalente en función de los grados de libertad de desplazamiento lateral exclusivamente.

Para el caso de los modelos agrietados, Cano (2005) también empleó la columna ancha equivalente Bazán y Meli (1998), haciendo sólo unas cuantas consideraciones para definir las propiedades equivalentes para el sistema agrietado.

Los niveles de desempeño que mencionamos líneas arriba, fueron analizados con el método de Damy, y con el método simplificado. El autor hizo el mismo tipo de análisis para el edificio de cinco niveles.

Con la finalidad de obtener una expresión realista para el F_{AE} en función de las relaciones de aspecto de los muros, se realizaron los primeros análisis considerando el factor de área efectiva. Posteriormente, los comparó con un análisis tridimensional riguroso utilizando el método de Damy, incluyendo las deformaciones por cortante y, a partir de la comparación de los resultados obtenidos con ambos métodos, se definió cómo puede ser el F_{AE} de manera que permita obtener mejores aproximaciones de las fuerzas cortantes con el método simplificado para un espectro más amplio de relaciones de aspecto H/L .

Cano obtuvo diferentes expresiones para el factor de área efectiva, considerando los tres niveles de desempeño mencionados anteriormente.

Para el caso donde se considera que los muros permanecen totalmente elásticos, se obtuvieron las siguientes expresiones (Cano 2005):

$$F_{AE} = 1.5 + \frac{H}{L} - 1.5 \left(\frac{H}{L} \right)^2 \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.0 \quad (4.1)$$

$$F_{AE} = 2.2 - 1.5 \frac{H}{L} + 0.3 \left(\frac{H}{L} \right)^2 \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.0 \quad (4.2)$$

Para el nivel de desempeño totalmente agrietado, la expresión propuesta por Cano es la siguiente:

$$\text{Para } 0.4 \leq \frac{H}{L} \leq 2.5$$

$$F_{AETA} = 0.1 \left(\frac{H}{L} \right)^3 - 0.6 \left(\frac{H}{L} \right)^2 + 1.1 \left(\frac{H}{L} \right) + 1 \quad (4.3)$$

Para el nivel de desempeño parcialmente agrietado, la expresión propuesta por Cano es la siguiente:

$$\text{Para } 0.4 \leq \frac{H}{L} \leq 2.5$$

$$F_{AEPa} = 0.04 \left(\frac{H}{L} \right)^3 - 0.28 \left(\frac{H}{L} \right)^2 + 0.6 \left(\frac{H}{L} \right) + 0.6 \quad (4.4)$$

Con las expresiones que mejor se ajustaron a su estudio paramétrico comparó las fuerzas cortantes absorbidas por el método de Damy y por el método simplificado, verificando, además el impacto que tenían las deformaciones por cortante en los muros.

Cabe mencionar que para la presente tesis, la obtención de estas expresiones por parte de Cano, es parte fundamental para el estudio paramétrico realizado. Como se mostrará en el capítulo 5, se calcularon las fuerzas cortantes que son resistidas por los muros usando precisamente las expresiones obtenidas para los factores de área efectiva en todos los casos de desempeño. Después de esto, se realizó una comparación de las fuerzas cortantes que absorben los muros entre el método de Damy y el método simplificado de análisis.

En el siguiente capítulo observaremos cuáles fueron los resultados empleando las expresiones mostradas aquí y se establecerán recomendaciones enfocadas al uso del método simplificado de análisis.

ESTUDIO PARAMÉTRICO PARA VALORAR LOS LÍMITES POR TORSIÓN

5.1. Descripción de los modelos de tres y cinco niveles

Para este estudio se eligieron edificios de mampostería de tres y cinco niveles con altura típica de entrepiso igual a 2.5m para todos los niveles y cuya planta se muestra en la figura 5.1. En todos los casos los muros de mampostería son de tabique rojo recocido de 12.5 cm de espesor, además de las siguientes características: Modulo de elasticidad $E = 240000 \text{ Ton/m}^2$, relación de Poisson $\nu = 0.25$, el uso es habitacional, la zona sísmica es III, y la altura de los edificios de tres y cinco niveles es 7.5m y 12.5m respectivamente. Ambos edificios cumplen con todos los requisitos del método simplificado, entre ellos el cual establece que la altura total del edificio debe ser menor o igual a 13m.

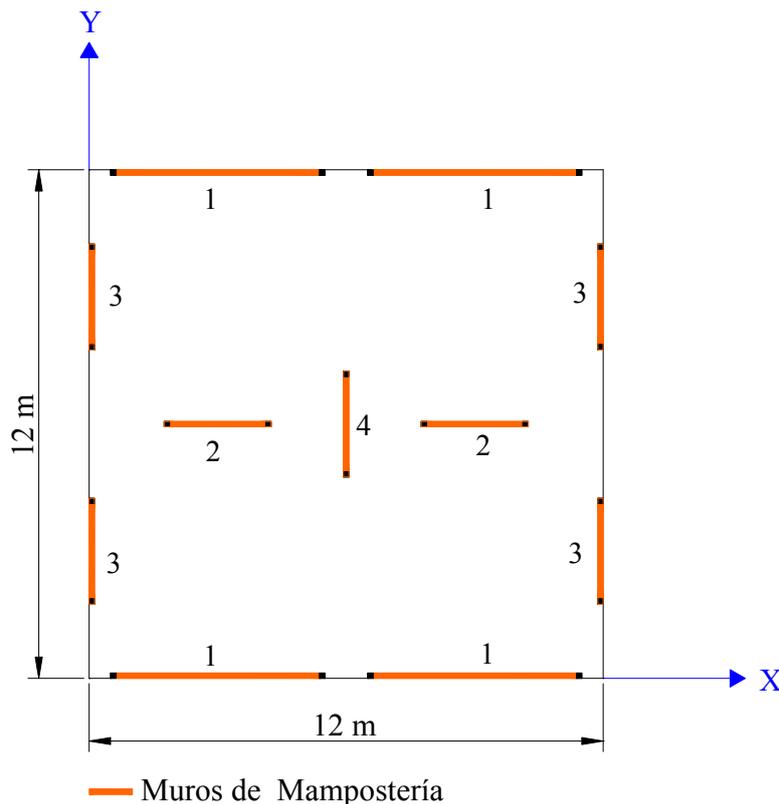


Figura 5.1. Planta tipo usada en los modelos de 3 y 5 niveles

La distribución de muros en cada planta es la misma, tanto para el edificio de tres niveles como para el edificio de cinco niveles. En la figura 5.1 se muestra como se han dispuesto los muros, siendo seis en dirección X y cinco en dirección Y. En la dirección X se colocaron cuatro muros perimetrales y dos muros centrales, mientras que en la otra dirección se colocaron cuatro muros perimetrales y un muro central.

En este estudio se comparan las fuerzas cortantes que toman cada muro con el método simplificado con respecto a las obtenidas con un método riguroso de análisis. En este caso, el método riguroso es el que propuso Damy en los años ochenta. Una vez obtenidas las fuerzas cortantes, se normalizan las fuerzas cortantes obtenidas mediante el método de Damy con respecto a las obtenidas con el método simplificado.

Los casos considerados en este estudio son los siguientes:

Se estudiaron los casos en que los cuatro muros perimetrales en la dirección X varían su relación de aspecto H/L de 0.5 a 2.5 en intervalos de 0.1, mientras que a los muros centrales se les asignó una relación de aspecto H/L de 0.5 a 2.5 a intervalos de 0.5. En el análisis los muros en la otra dirección permanecen con una relación de aspecto $H/L = 1.0$.

De acuerdo a la variación que se tuvo en la relación de aspecto en los dos muros centrales, se tienen cinco casos de estudio y cada uno de ellos contiene veintiún modelos de acuerdo a la variación de la relación de aspecto de los muros perimetrales, por lo que se obtienen 105 modelos en total. Estos modelos, sumados a los tres diferentes tipos de comportamiento, es decir, comportamiento totalmente elástico, agrietado totalmente y agrietado parcialmente, hacen un total de 420 modelos diferentes y teniendo en cuenta que consideramos edificios de tres y cinco niveles, por tanto, se analizaron 840 modelos diferentes para una excentricidad dada. Además, se consideraron cuatro excentricidades estáticas diferentes, por lo cual tenemos 3,360 modelos en total. Cabe señalar, desde el punto de vista de resistencia, que no todos los modelos son realistas para la estructura de la Figura 5.1, es decir, si se obtiene el cortante basal y se compara con el cortante que resisten los muros, se obtendría que los muros no necesariamente resistirán la fuerza cortante actuante. Esto es porque lo más importante del presente estudio es valorar las tendencias de absorción de fuerzas cortantes entre los distintos muros más que diseñar por resistencia a los muros.

Para el caso agrietado parcialmente, se considera agrietado el primer nivel y los dos restantes elásticos para el edificio de tres niveles, mientras que para el edificio de cinco niveles, se consideran los dos primeros niveles agrietados y los tres restantes elásticos. Además, los muros se confinaron en los extremos mediante castillos de 12.5 cm por lado.

Todos los modelos se analizaron, como ya se mencionó, empleando el método simplificado y el método riguroso de Damy, tomando en cuenta los factores de Área efectiva (F_{AE}) propuestos por Jesús Cano (2004) y el propuesto por las NTCM-2004 vigentes.

Cabe mencionar que en los modelos agrietados los muros se idealizaron como columnas anchas equivalentes siguiendo las recomendaciones de Bazán y Meli, y de esta manera incluir directamente las deformaciones por cortante. Por otro lado, el momento de inercia para los muros agrietados se tomó considerando el área de los castillos que confinan al muro de acuerdo a las recomendaciones de Bazán y Meli. Una vez finalizado el análisis, se procedió a comparar los cocientes normalizados gráficamente.

5.2 Descripción de las excentricidades estáticas (e_s de 5%, 7.5%, 10% y 20%)

El método simplificado actual (NTCM-2004) especifica un 10% de excentricidad estática máxima para poder utilizarlo, además de otros requisitos. En este estudio, y por facilidad, las excentricidades se incluyeron variando la posición del centro de masas en planta, para así obtener las fuerzas cortantes resistidas por los muros de mampostería utilizando distintas excentricidades estáticas, además de los métodos de análisis previamente mencionados. En el estudio paramétrico realizado consideramos cuatro excentricidades estáticas diferentes para lograr este objetivo, una de las cuales está muy arriba de lo que permite actualmente el método simplificado.

Se movió la posición del centro de masa en dirección del eje Y en la planta tipo, ubicándolo de acuerdo a la excentricidad estática requerida para realizar el estudio paramétrico. Mientras que en la dirección X , la posición del centro de masa coincide con el centroide de la planta tipo, tal y como se muestra en la figura 5.2.

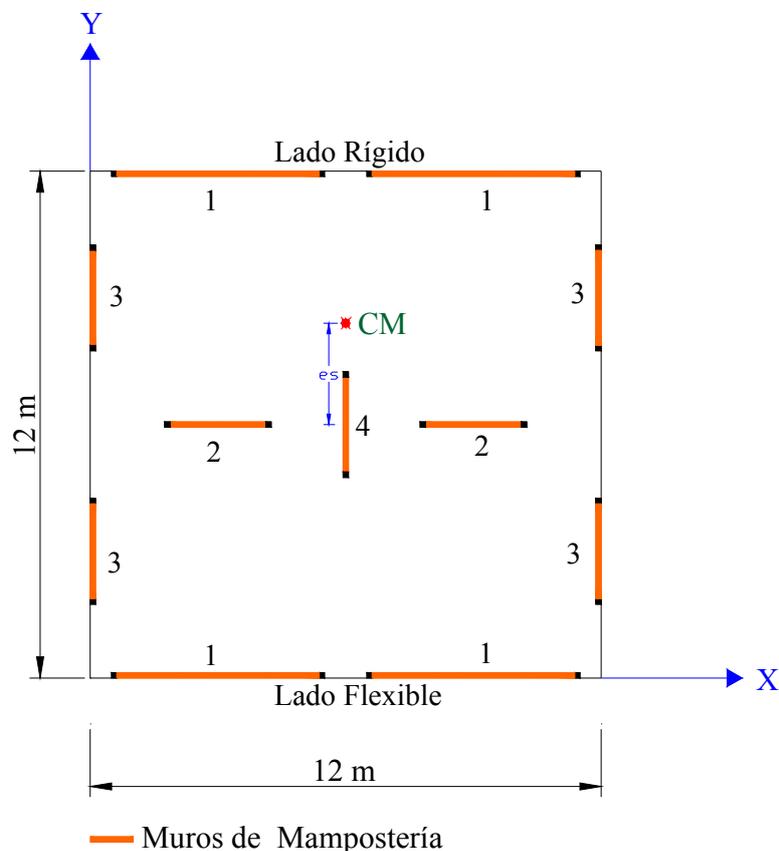


Figura 5.2. Excentricidad dada o requerida con base en la ubicación asimétrica del centro de masas

Al mover el centro de masas a una distancia dada del centroide de la planta, los muros perimetrales que estén más cerca del centro de masas (lado rígido), tomarán mucho más fuerza cortante que los muros perimetrales opuestos (lado flexible), ya que éstos están a una distancia mayor del centro de masas.

Cuándo la distancia ortogonal entre los muros perimetrales de cualquier lado de la planta es menor que la opuesta (lado flexible), se dice que se está en el lado rígido de la planta, en caso contrario, se está en el lado flexible de la planta (De la Colina 1998).

En la siguiente sección se indica cuáles son los muros más afectados debido al incremento de la fuerza cortante debido a la excentricidad del centro de masas, así como la influencia de ésta en la fuerza cortante que atraen los muros.

5.3. Valoración para distintas e_s y para el F_{AE} establecido por las NTCM-2004

La primera etapa en este estudio consistió en obtener las fuerzas cortantes que toma cada muro considerando tanto el método simplificado de análisis como el método de Damy, posteriormente se efectuó una relación de fuerzas cortantes entre ambos métodos. Cabe mencionar que las gráficas mostradas a continuación están referidas al nivel inferior de la estructura, por ser éste el más crítico ante fuerzas laterales. Para este propósito, en primer lugar, se tomó el F_{AE} propuesto por las Normas Técnicas complementarias de Mampostería (NTCM-2004):

$$F_{AE} = 1, \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33 \quad (5.1)$$

$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2, \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.33 \quad (5.2)$$

Donde H es la altura libre del muro y L es la longitud del muro.

Se comenzó el estudio considerando los F_{AE} mencionados arriba; además de considerar las cuatro excentricidades estáticas que se estudiaron en esta tesis.

En la figura 5.3 se muestra la relación de fuerzas cortantes para el muro central (muro tipo 2, figura 5.2) con excentricidad estática de 5%. El eje de las abscisas representa la relación de aspecto de los muros perimetrales, es decir, muro tipo 1, mientras que el eje de las ordenadas representa la relación de las fuerzas cortantes obtenidas mediante el método de Damy (VD) y el método simplificado (VMS). Por otro lado, es importante señalar que cuando la relación entre VD y VMS es 1, significa que la fuerza cortante obtenida por ambos métodos es la misma; cuando es menor que 1, el método simplificado es conservador, pues sobrestima la fuerza cortante; y cuando es mayor que la unidad, el método simplificado no es conservador, pues subestima la fuerza cortante.

La figura 5.3 muestra que cuando la relación de aspecto del muro central es $H/L=0.5$, el método simplificado sobrestima las fuerzas cortantes, no importando la relación de aspecto de los muros perimetrales. Para el caso en que la relación de aspecto del muro central es $H/L=1.0$, el método simplificado subestima las fuerzas cortantes para el caso de que los muros perimetrales cuenten con una relación de aspecto $H/L < 1$, mientras que cuando la relación de aspecto de los muros perimetrales es mayor a 1, el método simplificado sobrestima las fuerzas cortantes.

Ahora bien, para el caso en que $H/L = 1.5$, el método simplificado subestima las fuerzas cortantes cuando H/L de los muros perimetrales es menor que 1.5, mientras que cuando esta relación es mayor, el método simplificado sobrestima las fuerzas cortantes que toma el muro central.

En general se sigue esta tendencia, por ejemplo, la subestimación de las fuerzas cortantes por parte del método simplificado viene a partir de que la relación de aspecto H/L de los muros perimetrales tiende a disminuir.

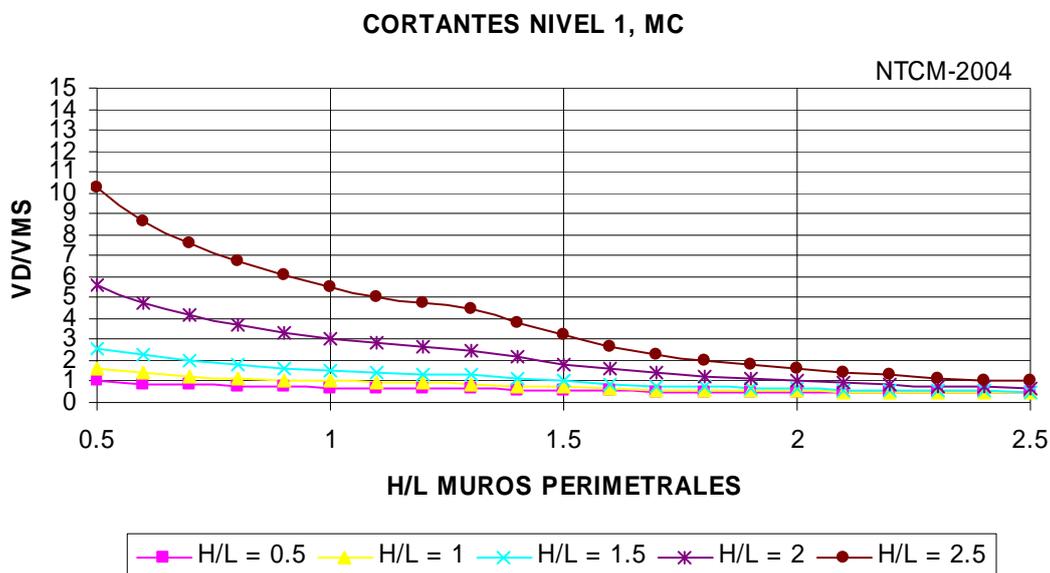


Figura 5.3. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro central para el primer nivel del edificio con $e_s = 5\%$

En el caso en que H/L para el muro central es 2.5, se observa que el método simplificado llega a subestimar las fuerzas cortantes hasta en 10 veces.

La figura 5.4 muestra la relación VD/VMS para el muro tipo 1, ubicado en el lado flexible del edificio. Contrario a lo que se observó en el muro tipo 2, para la relación $H/L = 0.5$ para el muro central, el método simplificado subestima las fuerzas cortantes no importando la relación de aspecto de los muros perimetrales, llegando a ser hasta de 5 veces. En general, cuando la relación H/L del muro central es 2 y 2.5, la relación VD/VMS es prácticamente 1 y sólo hay unas pequeñas subestimaciones en el caso de $H/L = 2$, pero sólo cuando los muros perimetrales son muy esbeltos, es decir, de acuerdo a la figura 5.4, cuando su relación $H/L > 2$.

En la figura 5.3 se mencionó que se seguía una tendencia en la relación VD/VMS , en este caso pasa exactamente lo mismo pero en otro sentido, es decir, en la figura 5.4 se observa que cuando la relación de aspecto de los muros perimetrales es 1.5 o mayor, la tendencia del método simplificado es de subestimar las fuerzas cortantes y esto ocurre con tres de las cinco relaciones de aspecto estudiadas para los muros centrales, las cuales son las tres primeras. En éstas se observa una notoria disparidad entre las fuerzas cortantes obtenidas por ambos métodos de análisis.

La figura 5.5 muestra resultados para el muro en el lado rígido, se observa que la tendencia es similar a la figura 5.4; sin embargo, en este caso existe una mayor subestimación del método simplificado, ya que se llega a subestimar casi en 7 veces las fuerzas cortantes que toma el muro tipo 1 del lado rígido.

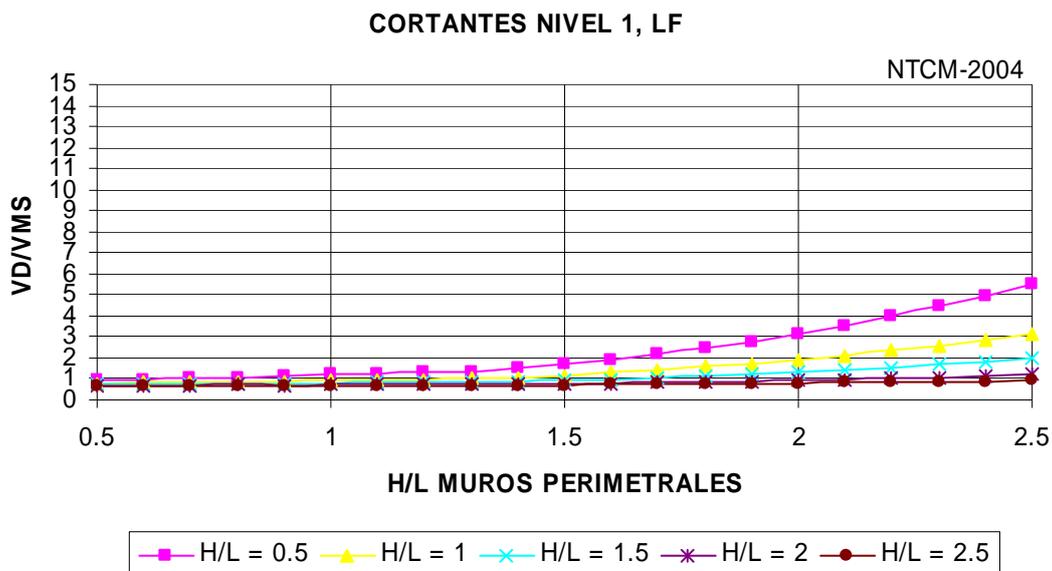


Figura 5.4. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1 (lado flexible), en el primer nivel del edificio con $e_s = 5\%$

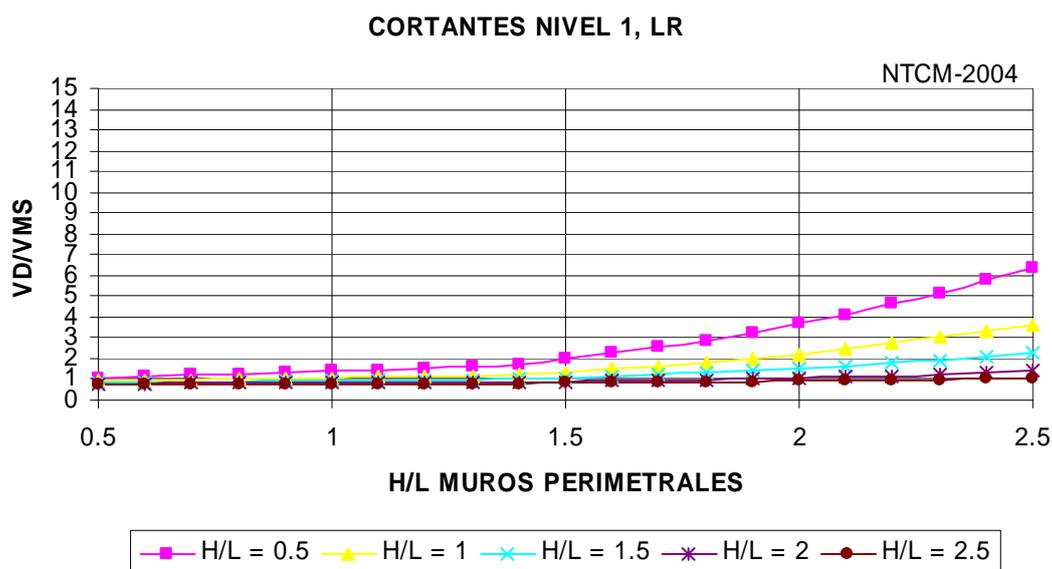


Figura 5.5. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1 (lado rígido), en el primer nivel del edificio con $e_s = 5\%$

Se presentaron hasta el momento las relaciones de fuerzas cortantes utilizando el F_{AE} actual con una excentricidad de 5%, y se mostraron los resultados para los muros del lado rígido, del lado flexible y los centrales. En adelante, sólo se mostrará la gráfica del muro perimetral del lado rígido, ya que en todos los casos fue la más crítica para cada una de las excentricidades dadas, es decir, en el lado rígido del edificio se llegó a una subestimación mayor que en los otros dos casos. Esta gráfica nos servirá posteriormente para establecer las limitantes para aplicar el método Simplificado de análisis.

Se tiene ahora el caso donde la excentricidad es 7.5% que se muestra en la figura 5.6. Los resultados mostrados en esta figura son muy similares a los de la figura 5.5, cabe destacar solamente que existió un ligero incremento en el porcentaje de subestimación de las fuerzas cortantes obtenidas con el método simplificado.

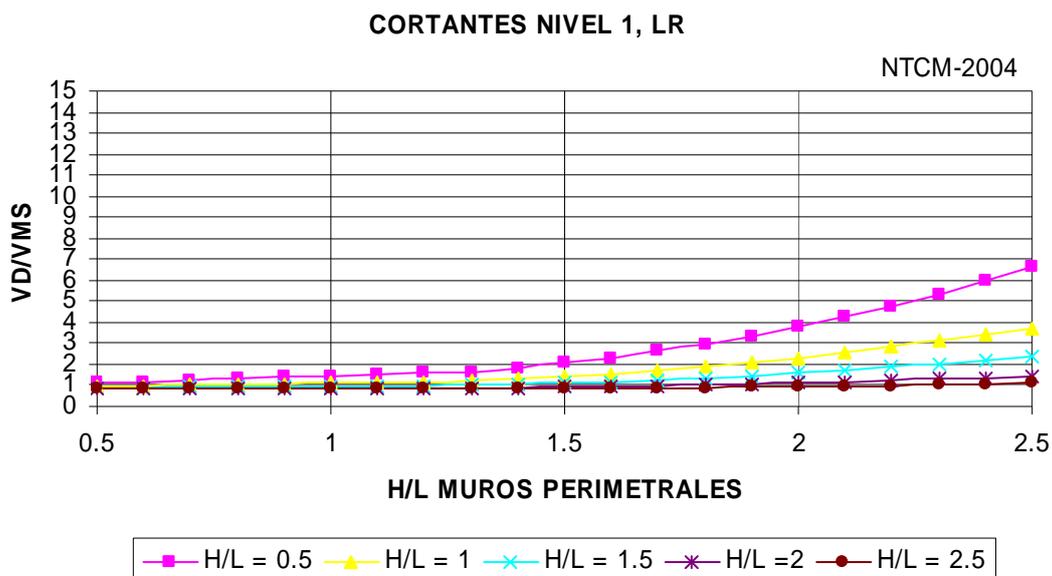


Figura 5.6. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido), en el primer nivel del edificio con $e_s = 7.5\%$

En las figuras 5.7 y 5.8, se sigue observando la misma tendencia discutida anteriormente. Se observa que, mientras la excentricidad estática va creciendo, las fuerzas cortantes calculadas con el método riguroso de Damy también van en aumento en el caso del muro del lado rígido de la planta. Por esta razón, y conforme la excentricidad estática en planta crece, el método simplificado tiende a subestimar las fuerzas cortantes.

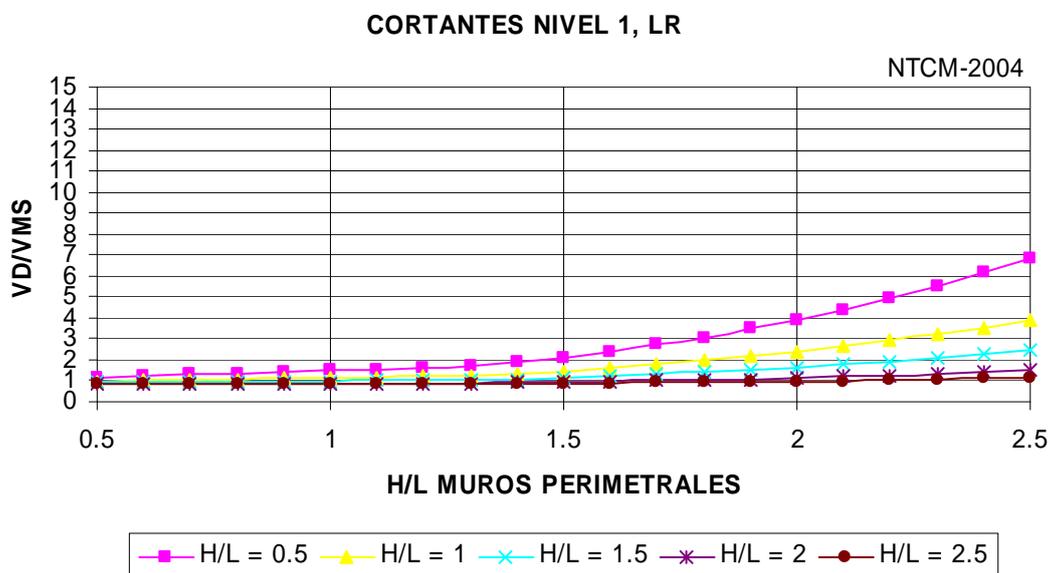


Figura 5.7. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido), en el primer nivel del edificio con $e_s = 10\%$

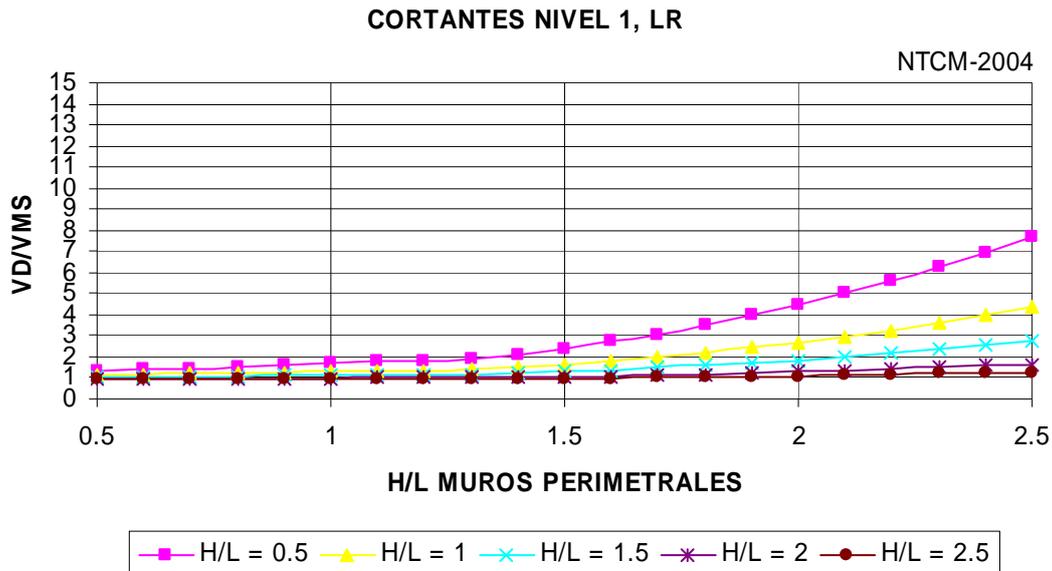


Figura 5.8. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido), en el primer nivel del edificio con $e_s = 20\%$

De las figuras anteriores se pueden destacar los siguientes aspectos:

- Hablando específicamente del lado rígido, el método simplificado tiende a subestimar las fuerzas cortantes, más que nada, cuando la relación de aspecto del muro central es: 0.5, 1.0 y 1.5, es decir, muros robustos a poco esbeltos. Esto es más notorio cuando los muros perimetrales tienden a ser esbeltos ($H/L > 1.5$). Cuando los muros centrales son robustos ($H/L = 0.5$), la mayor subestimación por parte del método simplificado en las fuerzas cortantes se presenta para una excentricidad de 20% y es del orden de hasta ocho veces.
- Cuando el muro central es esbelto, las fuerzas cortantes que absorben los muros perimetrales son muy semejantes en ambos métodos, sin importar mucho qué relación de aspecto tengan éstos.

Para el caso de los edificios de cinco niveles, las tendencias mostradas en las gráficas para los muros del primer nivel son similares a la de los edificios de tres niveles, es decir, la relación de cortantes sigue la misma tendencia presentada en las figuras anteriores. Los resultados para los edificios de 5 niveles análogos a los edificios de tres niveles ya discutidos se presentan en las figuras 5.9 a 5.14, respectivamente.

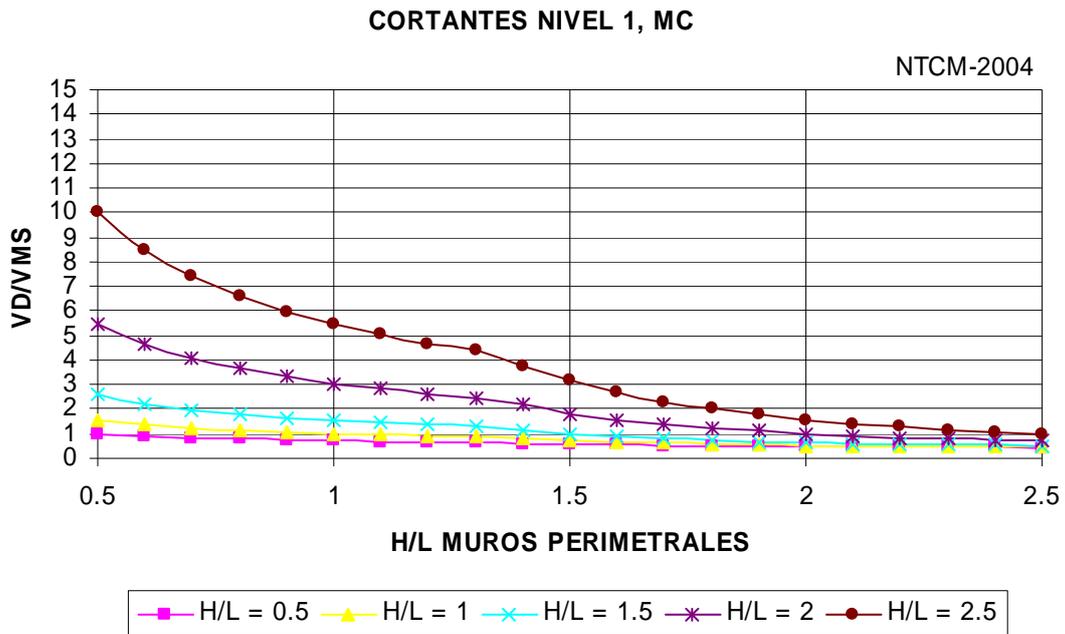


Figura 5.9. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro central para el primer nivel del edificio con $e_s = 5\%$, para el edificio de 5 niveles

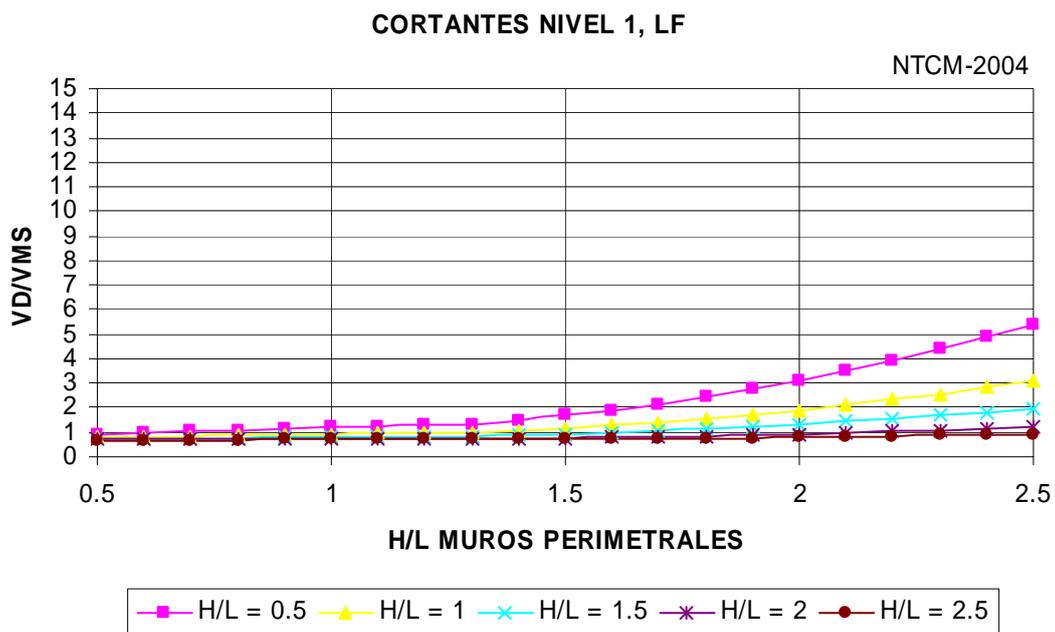


Figura 5.10. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1 (lado flexible) en el primer nivel del edificio con $e_s = 5\%$, para el edificio de 5 niveles

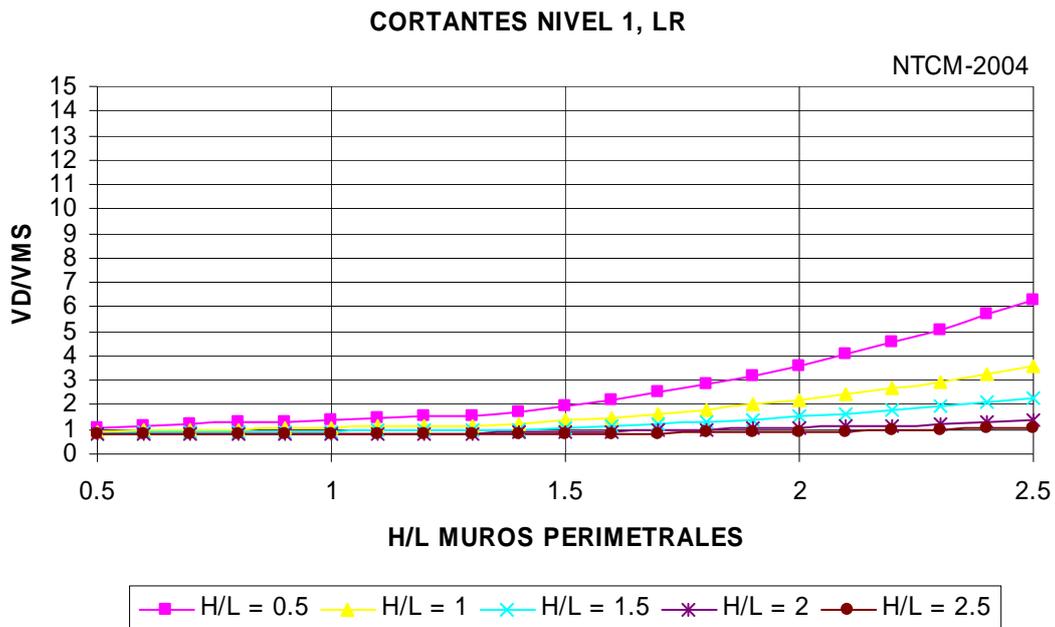


Figura 5.11. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido) en el primer nivel del edificio con $e_s = 5\%$, para el edificio de 5 niveles

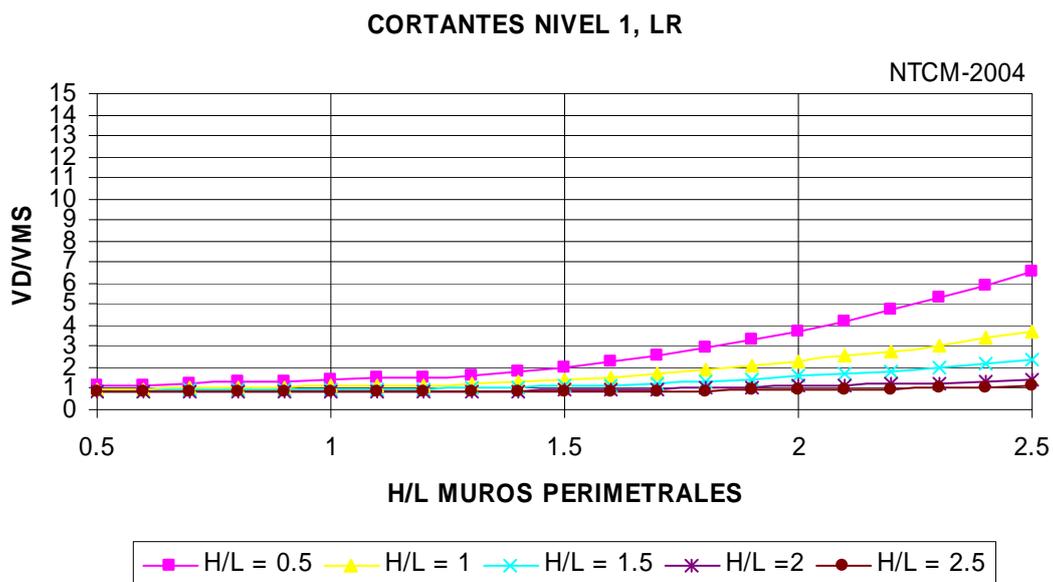


Figura 5.12. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido) en el primer nivel del edificio con $e_s = 7.5\%$, para el edificio de 5 niveles

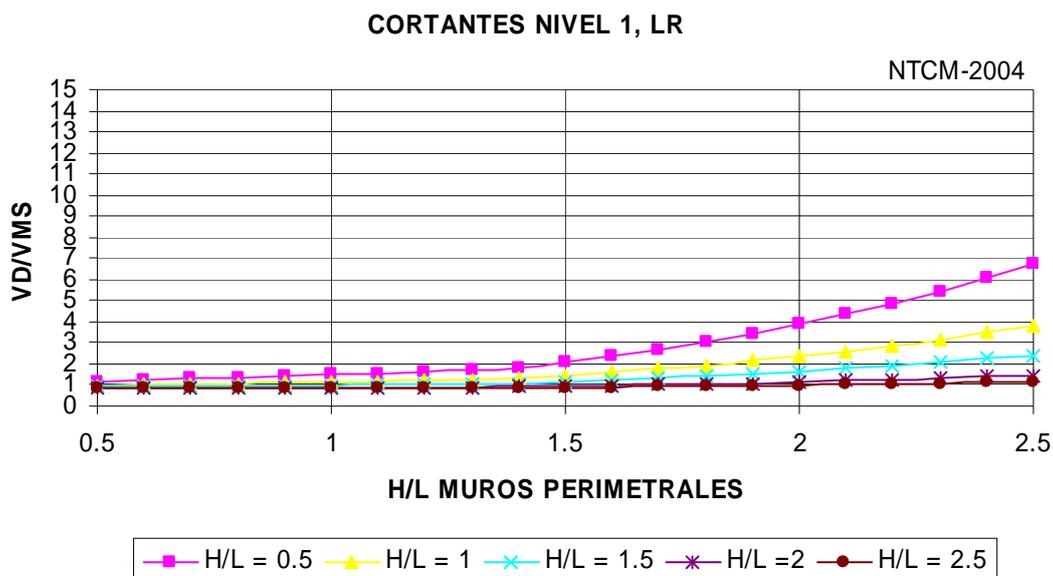


Figura 5.13. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido) en el primer nivel del edificio con $e_s = 10\%$, para el edificio de 5 niveles

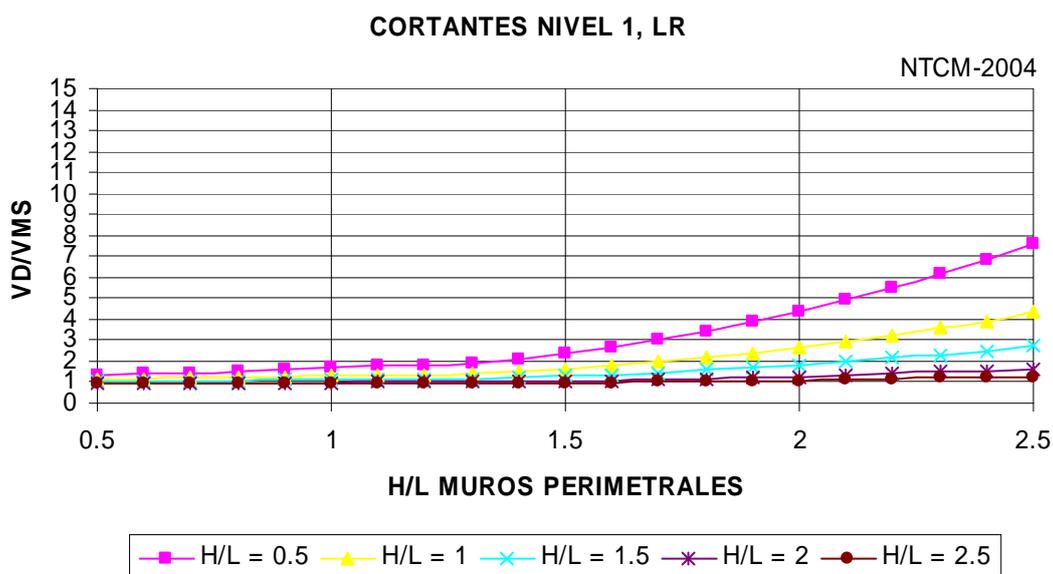


Figura 5.14. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido), en el primer nivel del edificio con $e_s = 20\%$, para el edificio de 5 niveles

5.4. Valoración para distintas e_s y el F_{AE} propuesto por Cano y Tena para muros con comportamiento totalmente elástico

Los F_{AE} propuestos por Cano (2005) para muros con comportamiento totalmente elástico son:

$$\text{Si } \frac{H}{L} \leq 1.0$$

$$F_{AE} = 1.5 + \frac{H}{L} - 1.5 \left(\frac{H}{L} \right)^2 \quad (5.3)$$

$$\text{Si } \frac{H}{L} > 1.0$$

$$F_{AE} = 2.20 - 1.5 \frac{H}{L} + 0.3 \left(\frac{H}{L} \right)^2 \quad (5.4)$$

En la figura 5.15 se muestra la relación de fuerzas cortantes para el muro tipo 2 con una excentricidad de 5%. A pesar de la modificación hecha al F_{AE} por Cano (2005), el método simplificado subestima las fuerzas cortantes aún más que el caso mostrado en la figura 5.3 (NTCM-2004) cuando éstos muros son esbeltos ($H/L > 1.5$). La tendencia es similar al caso anterior (NTCM-2004) cuando los muros perimetrales tienden a ser esbeltos, la subestimación de fuerzas cortantes va disminuyendo.

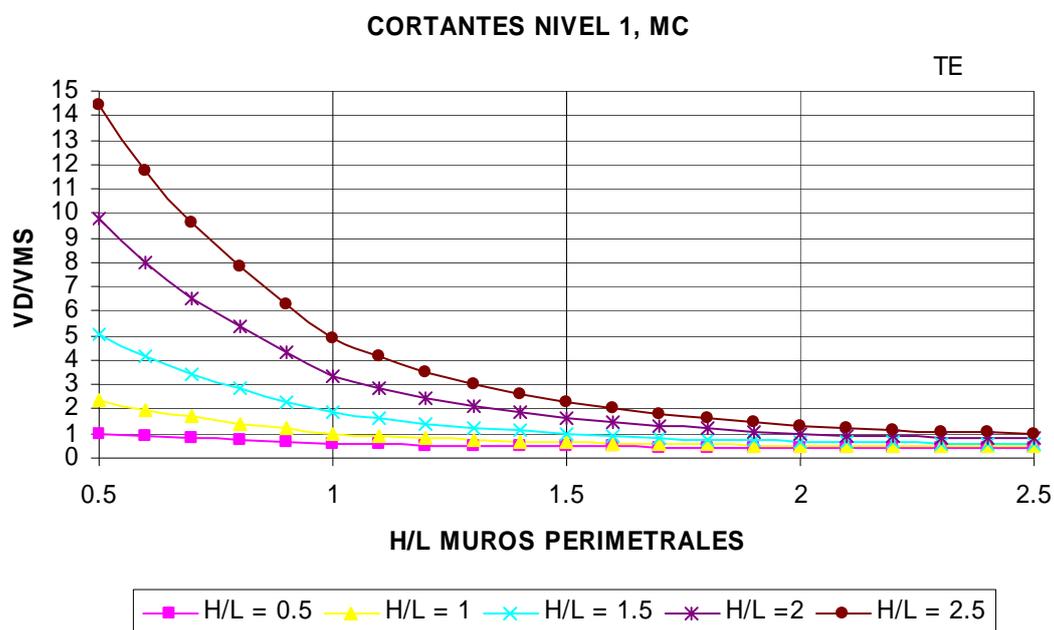


Figura 5.15. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 2, en el primer nivel del edificio con $e_s = 5\%$

En este caso, el método simplificado también subestima las fuerzas cortantes muy apreciablemente para muros centrales muy esbeltos (14 veces). Por otro lado, cuando el muro central es muy robusto ($H/L = 0.5$), las fuerzas obtenidas por el método simplificado son siempre más grandes que las obtenidas por el método de Damy y, por tanto, conservadoras.

Al igual que el inciso 5.3, se muestran las tres primeras gráficas para la excentricidad de 5% y posteriormente se muestran sólo las gráficas más críticas.

En la figura 5.16 se muestra ahora la relación VD/VMS para el muro tipo 1 (lado flexible). Si bien es cierto que la tendencia de las curvas es similar al caso de las NTCM-2004, cabe destacar, sin embargo, que cuando el muro central es muy robusto ($H/L=0.5$), el F_{AE} propuesto por Cano (2005) subestima las fuerzas cortantes en mayor medida que las NTCM-2004, pero para las demás relaciones H/L del muro central, se observan valores similares de las fuerzas cortantes normalizadas entre ambas propuestas de F_{AE} , resultando ligeramente menores para la propuesta de Cano a partir de $H/L=1$.

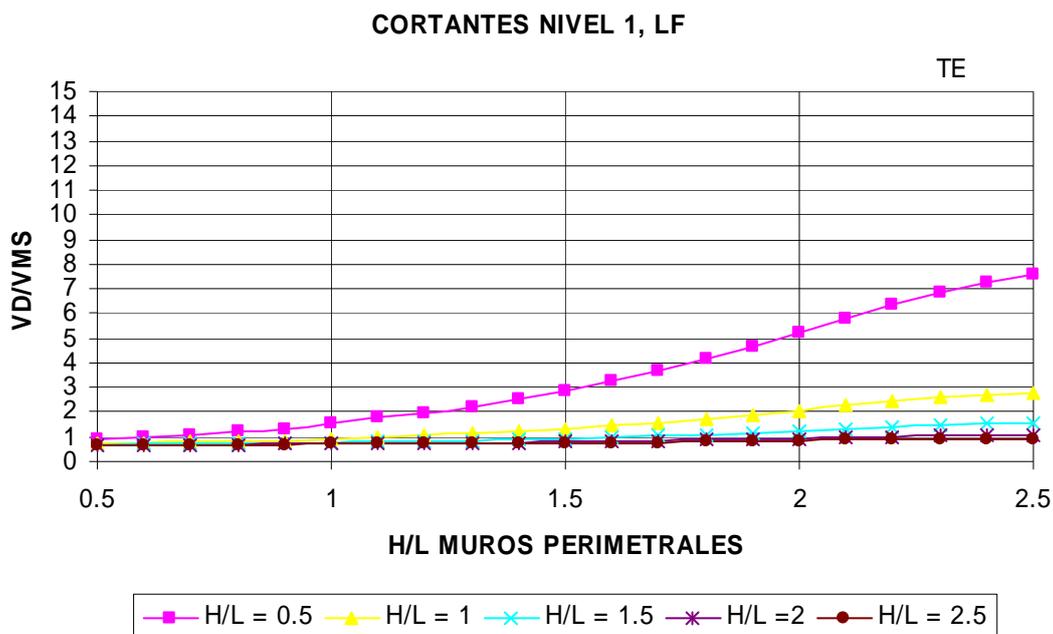


Figura 5.16. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado flexible), en el primer nivel del edificio con $e_s = 5\%$

Ahora, en la figura 5.17 se muestra la relación de cortantes para el muro tipo 1 (lado rígido). En general, se observa el mismo comportamiento o tendencia que las gráficas para el caso de las NTCM-2004, y se interpretaron de la misma manera que para el caso anterior (figura 5.16).

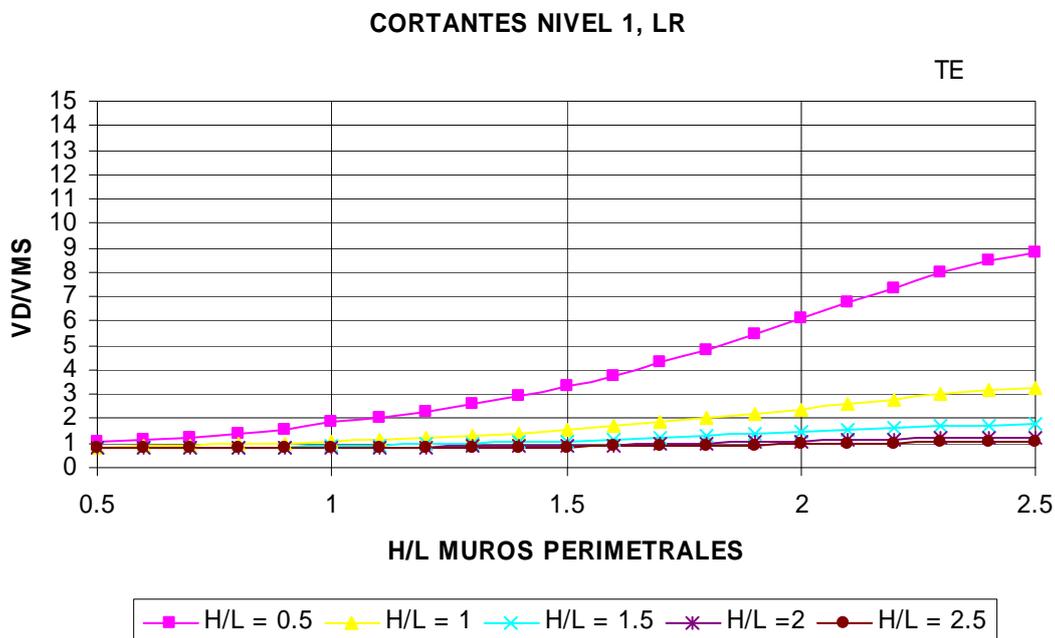


Figura 5.17. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido), en el primer nivel del edificio con $e_s = 5\%$

Las figuras 5.18 a 5.20 muestran la relación de fuerzas cortantes para excentricidades de 7.5%, 10% y 20% respectivamente. Su tendencia es similar a las gráficas obtenidas usando el F_{AE} de las Normas, con las particularidades ya expresadas en párrafos anteriores.

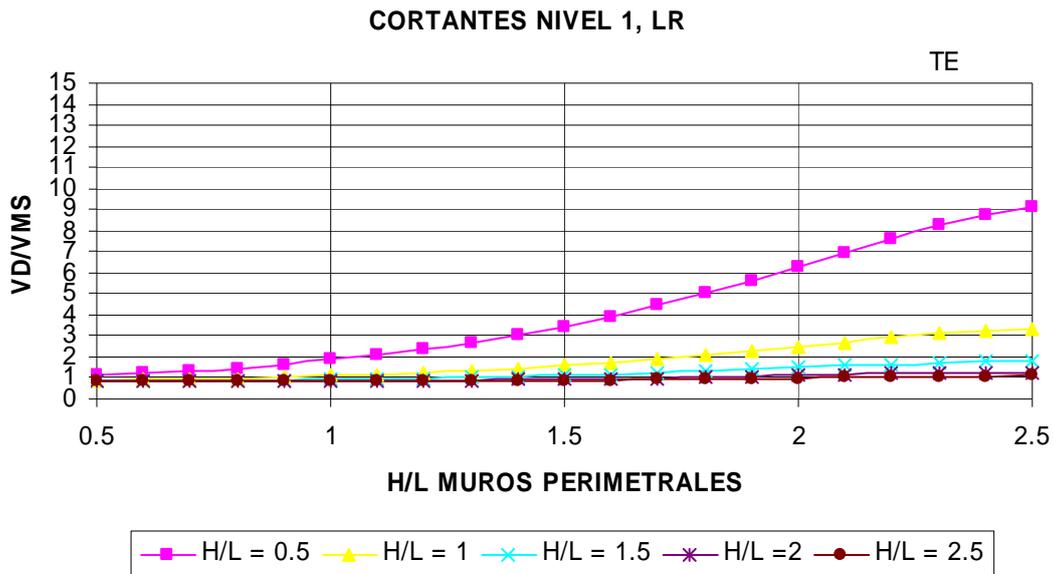


Figura 5.18. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido), en el primer nivel del edificio con $e_s = 7.5\%$

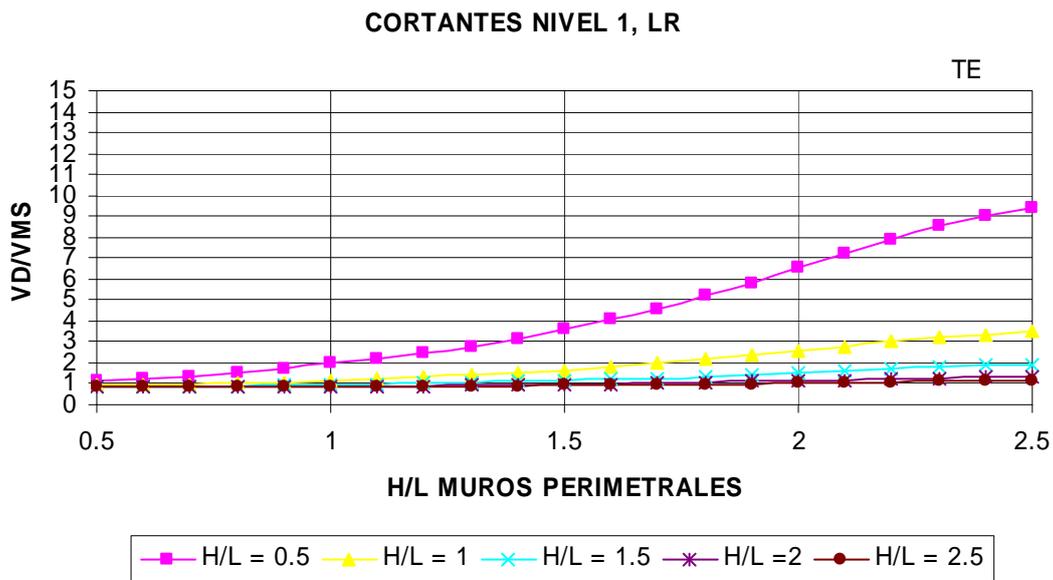


Figura 5.19. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido), en el primer nivel del edificio con $e_s = 10\%$

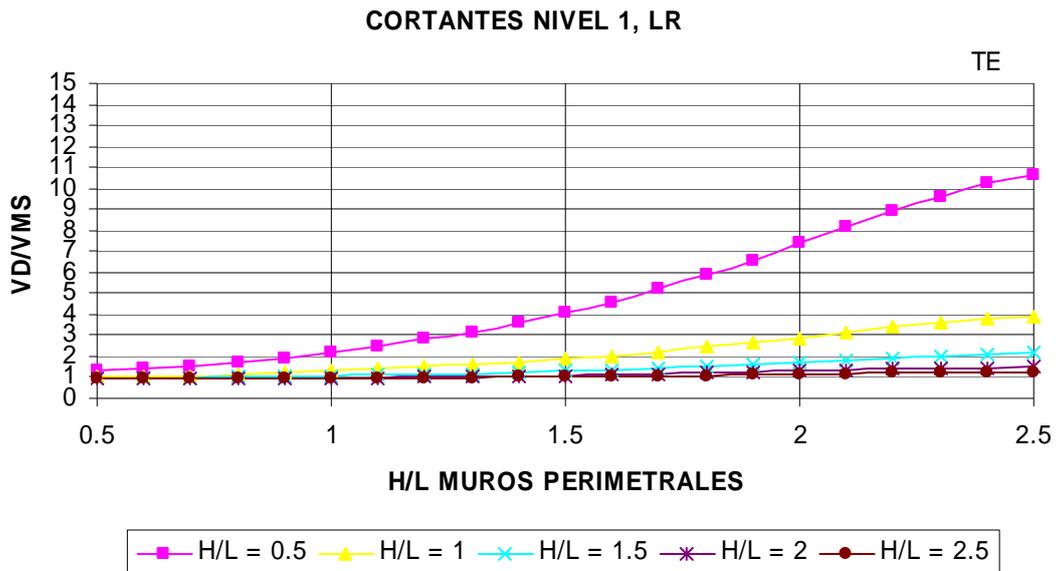


Figura 5.20. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido), en el primer nivel del edificio con $e_s = 20\%$

Los aspectos a destacar son los siguientes para el F_{AE} propuesto por Cano:

- En general, como en el caso del F_{AE} de las NTCM-2004, las fuerzas cortantes tomadas por los muros perimetrales del lado rígido son muy similares, es decir, su relación VD/VMS es casi uno. Pero esto sólo ocurre cuando la relación H/L del muro central es 2 y 2.5, es decir, para muros esbeltos. La interpretación que se da a estas gráficas es muy similar al caso de las NTCM-2004, esto por la tendencia similar que siguen ambos casos. Una diferencia importante entre ambos casos es que cuando el muro central es robusto ($H/L=0.5$), el método simplificado tiende a subestimar aun más las fuerzas cortantes en el caso totalmente elástico que en el caso de las NTCM-2004.

Para el caso de los edificios de cinco niveles, las gráficas muestran las mismas tendencias que para los muros de tres niveles, y con fines ilustrativos se presentan en las figuras 5.21 a 5.26.

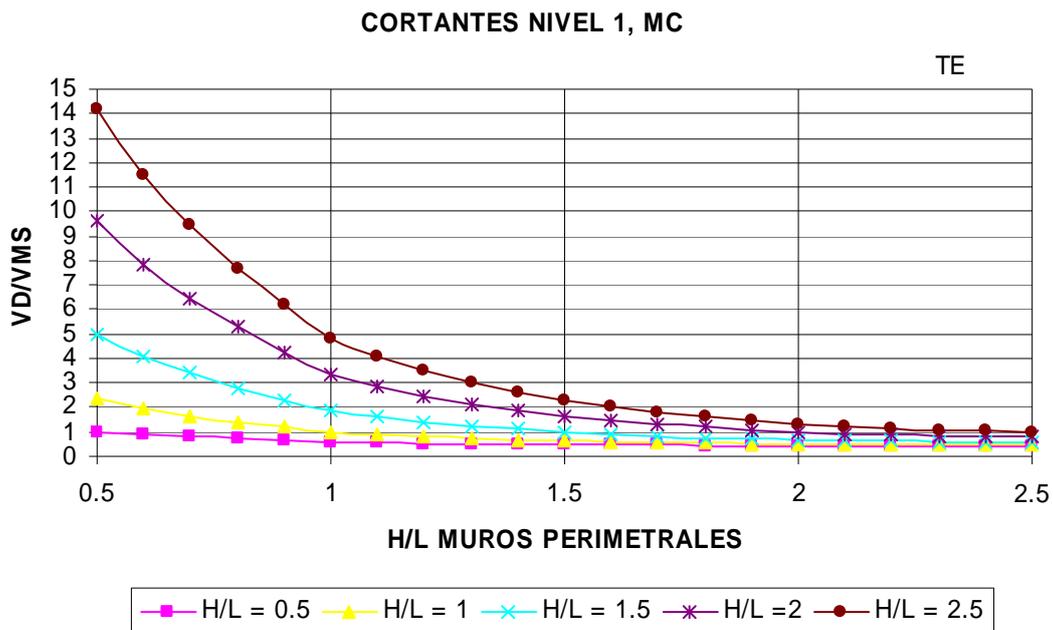


Figura 5.21. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 2 en el primer nivel del edificio con $e_s = 5\%$, para el edificio de 5 niveles

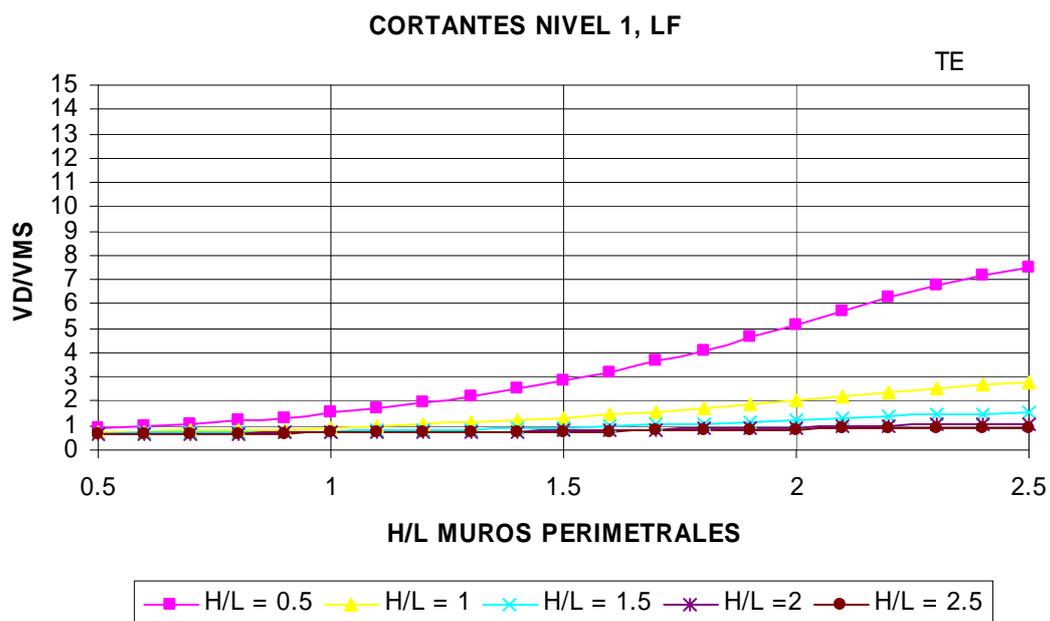


Figura 5.22. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado flexible) en el primer nivel del edificio con $e_s = 5\%$, para el edificio de 5 niveles

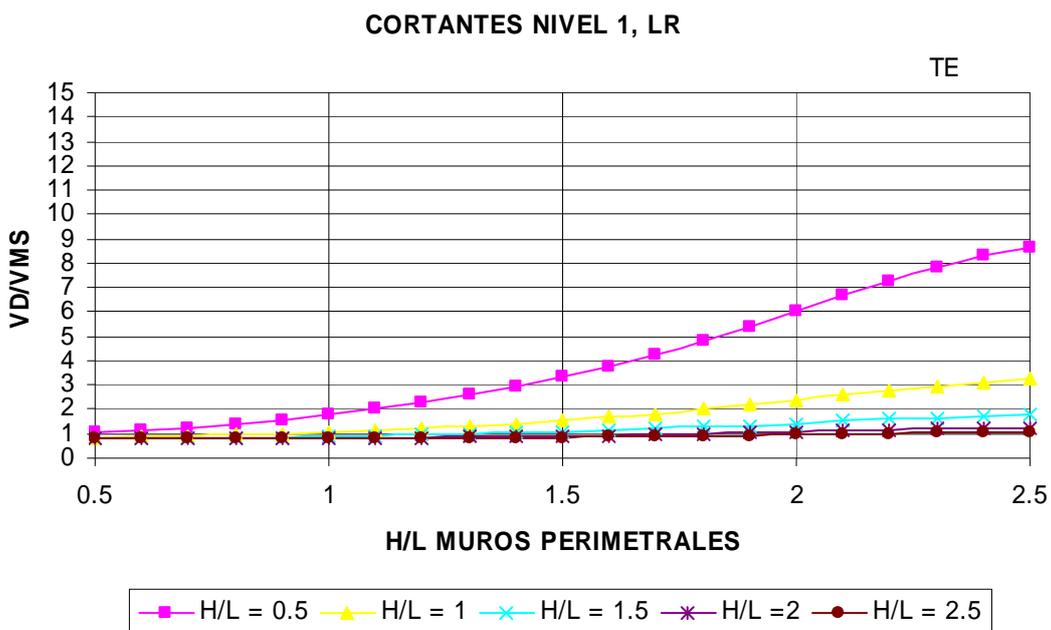


Figura 5.23. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido) en el primer nivel del edificio con $e_s = 5\%$, para el edificio de 5 niveles

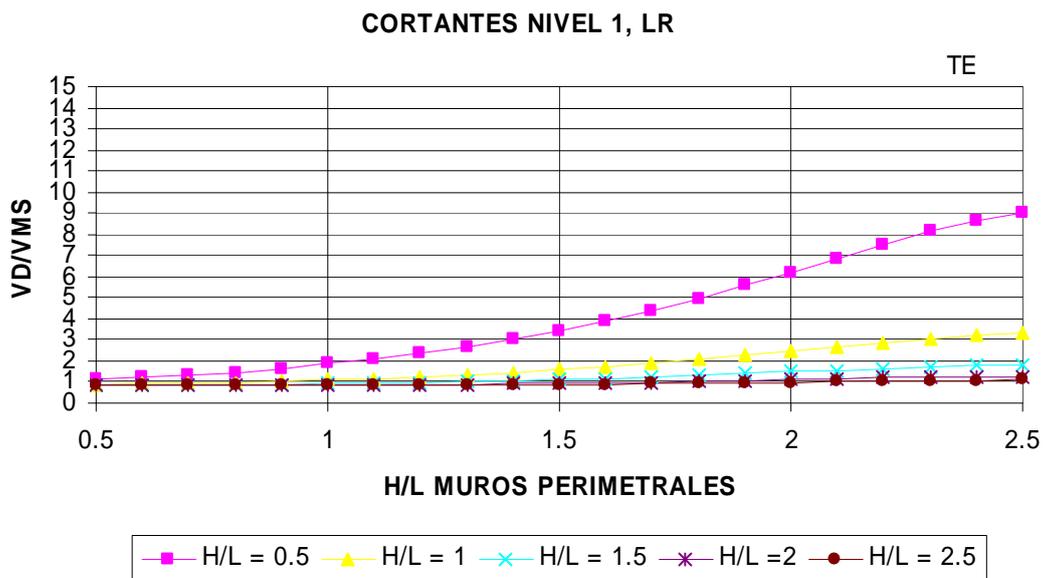


Figura 5.24. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido) en el primer nivel del edificio con $e_s = 7.5\%$, para el edificio de 5 niveles

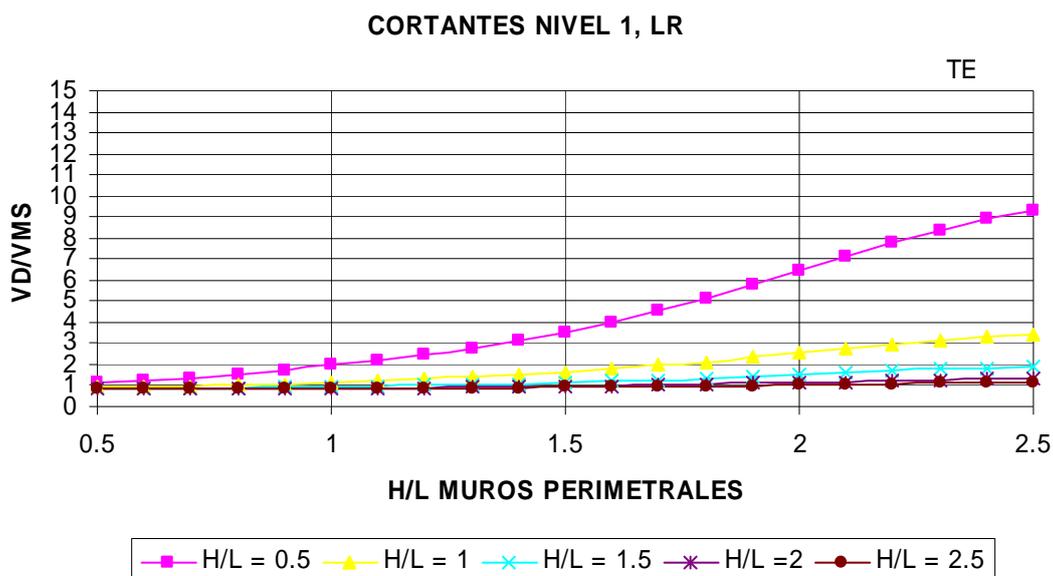


Figura 5.25. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido) en el primer nivel del edificio con $e_s = 10\%$, para el edificio de 5 niveles

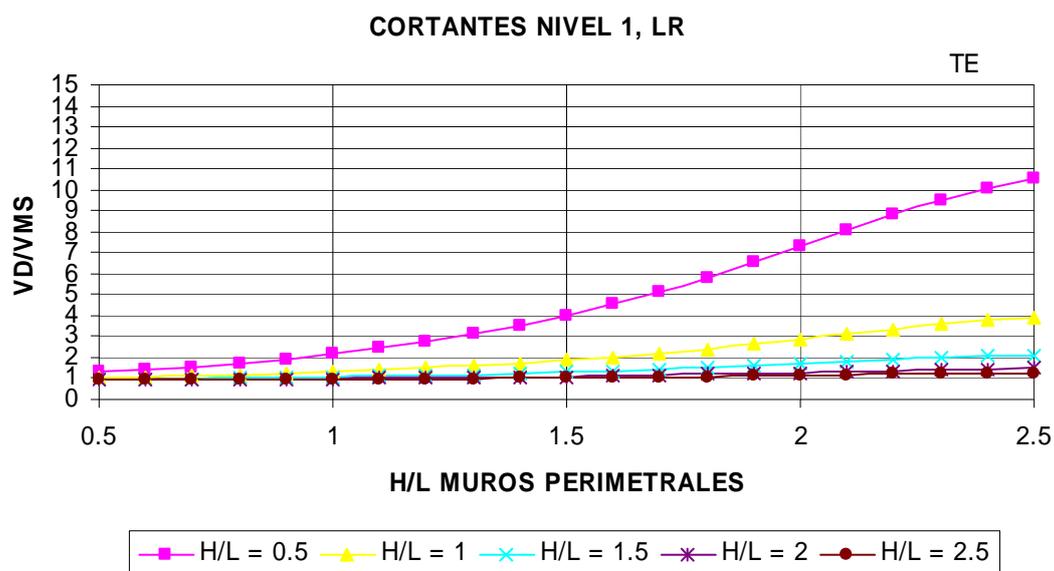


Figura 5.26. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido) en el primer nivel del edificio con $e_s = 20\%$, para el edificio de 5 niveles

5.5. Valoración para distintas e_s y el F_{AEPA} propuesto por Cano y Tena para una distribución de muros parcialmente agrietados en elevación

En los dos incisos anteriores se observó que el comportamiento de VD/VMS para ambos casos es muy similar. Ahora se estudia el comportamiento considerando el edificio parcialmente agrietado, es decir, todos los muros del primer nivel se encuentran agrietados y todos los muros de los dos niveles restantes permanecen elásticos para el edificio de tres niveles. Para el edificio de cinco niveles, todos los muros de los dos primeros niveles se encuentran agrietados y todos los muros de los tres niveles restantes se comportan elásticamente.

El F_{AEPA} propuesto por Cano (2005) para este caso es:

si $(0.4 \leq H/L \leq 2.5)$:

$$F_{AEPA} = 0.04 \left(\frac{H}{L} \right)^3 - 0.28 \left(\frac{H}{L} \right)^2 + 0.6 \left(\frac{H}{L} \right) + 0.6 \quad (5.5)$$

En la figura 5.27 se muestra la relación de fuerzas cortantes para el muro central con una excentricidad de 5%. En ella se observa que la relación VD/VMS está aproximadamente entre 0.8 y 1.2, lo cual nos indica que no hay una gran variación entre las fuerzas cortantes obtenidas por ambos métodos. Ahora bien, cuando la relación H/L del muro central es 1.0 y 1.5, se subestiman las fuerzas cortantes calculadas con el método simplificado y este F_{AEPA} , pero sólo cuando el muro perimetral es robusto ($H/L=0.5$). En este caso, la subestimación llega a ser de 20%, lo cual es poca si la comparamos con los casos anteriores.

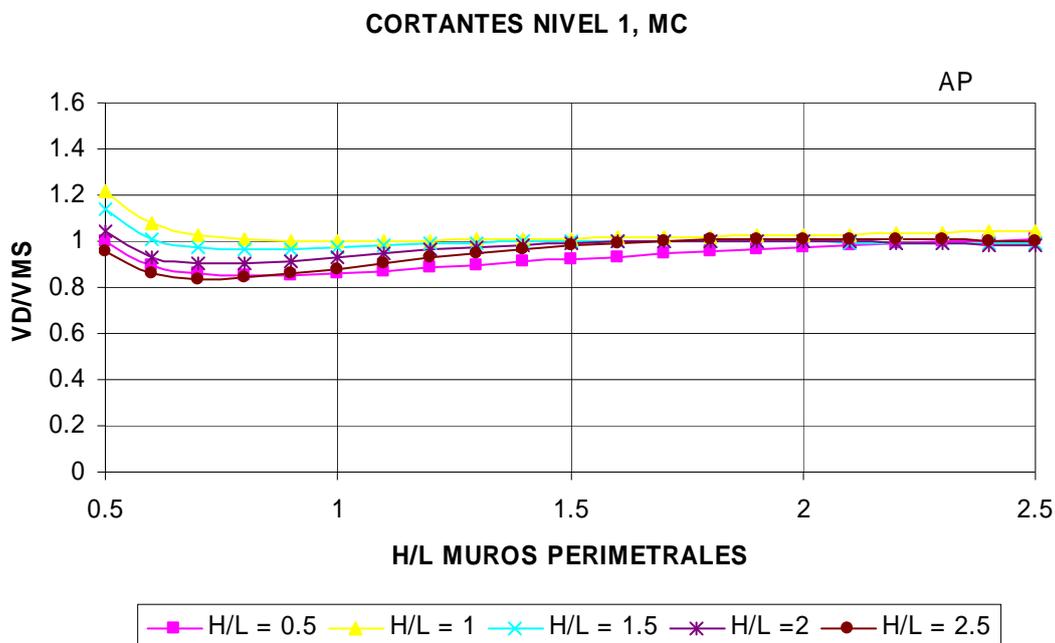


Figura 5.27. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro central, en el primer nivel del edificio con $e_s = 5\%$

Además, en la figura 5.27 se observa que existe una sobrestimación de las fuerzas cortantes para las cinco relaciones de aspecto del muro central, por lo que para este caso, las estimaciones son conservadoras. Si observamos la figura 5.27, esto es más notorio cuando H/L en muros perimetrales va de 0.5 a 1.0, en valores más grandes, todas las curvas tienden a 1.0

Se observa aún un mejor comportamiento en las curvas presentadas en la figura 5.28, la cual muestra los resultados de las fuerzas cortantes que toman los muros perimetrales en el lado flexible del edificio. Se observa que cuando $H/L = 1.0$ para el muro central, el método simplificado sobrestima las fuerzas cortantes obtenidas con respecto a un análisis riguroso para todas las relaciones de aspecto H/L del muro perimetral. Por el contrario, cuando $H/L = 0.5$ para el muro central, las fuerzas cortantes que toman los

muros perimetrales del lado flexible son mayores que las que arroja el método simplificado; esta ligera subestimación por parte del método simplificado sólo ocurre cuando la relación de aspecto de los muros perimetrales se encuentra entre 0.8 y 1.4. El porcentaje en que el método simplificado subestima dichas fuerzas es sólo del orden de 5%. Por otro lado, las tres relaciones H/L restantes del muro central mantienen una relación de cortantes VD/VMS prácticamente iguales a 1.0.

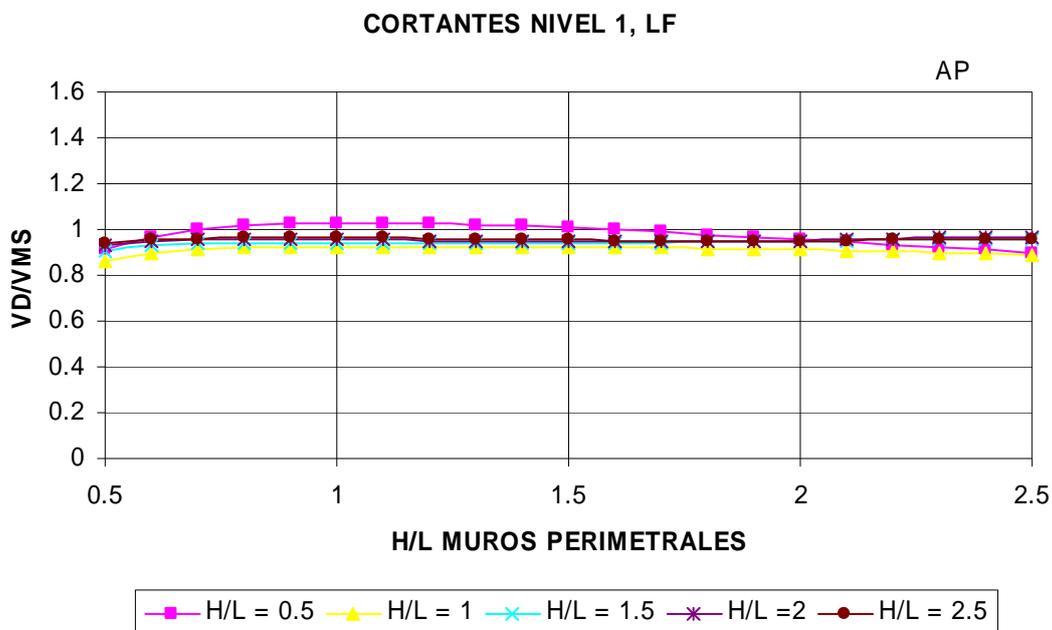


Figura 5.28. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado flexible), en el primer nivel del edificio con $e_s = 5\%$

La figura 5.29 muestra las curvas para los muros perimetrales del lado rígido. De inmediato se observa que no importando cual es la relación de aspecto para el muro central, existe una subestimación de las fuerzas cortantes que se estiman con el método simplificado cuando se emplea el F_{AEPA} , ya que todas las curvas se hayan por encima de 1.0. La mayor subestimación ocurre cuando la relación de aspecto del muro central es $H/L=0.5$, es decir, robusto. Debido a que esta curva se dispara respecto a las demás, entenderíamos entonces que para un muro central robusto, utilizar el método simplificado con el F_{AEPA} subestima en una mayor medida las fuerzas cortantes con respecto a las otras curvas, aunque esta subestimación es de alrededor de un 20%, para una excentricidad de 5%.

Esta tendencia también se aprecia en las curvas de las figuras 5.30, 5.31 y 5.32, es decir, el método simplificado subestima las fuerzas cortantes en todas las relaciones de aspecto del muro central y del muro perimetral, pero la relación VD/VMS va aumentando para muros robustos conforme aumenta la excentricidad estática.

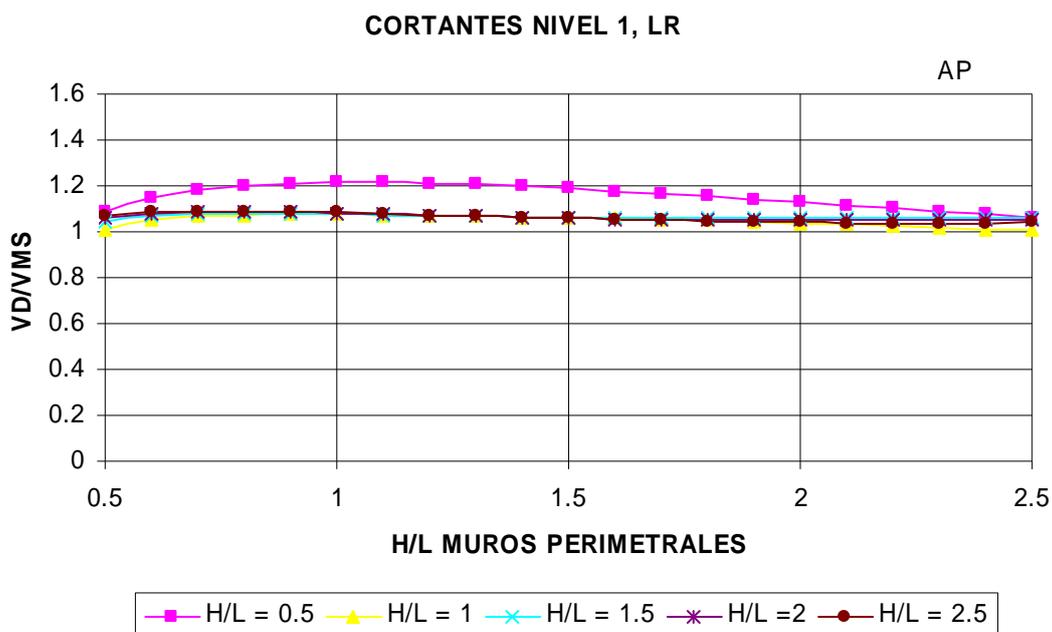


Figura 5.29. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido), en el primer nivel del edificio con $e_s = 5\%$

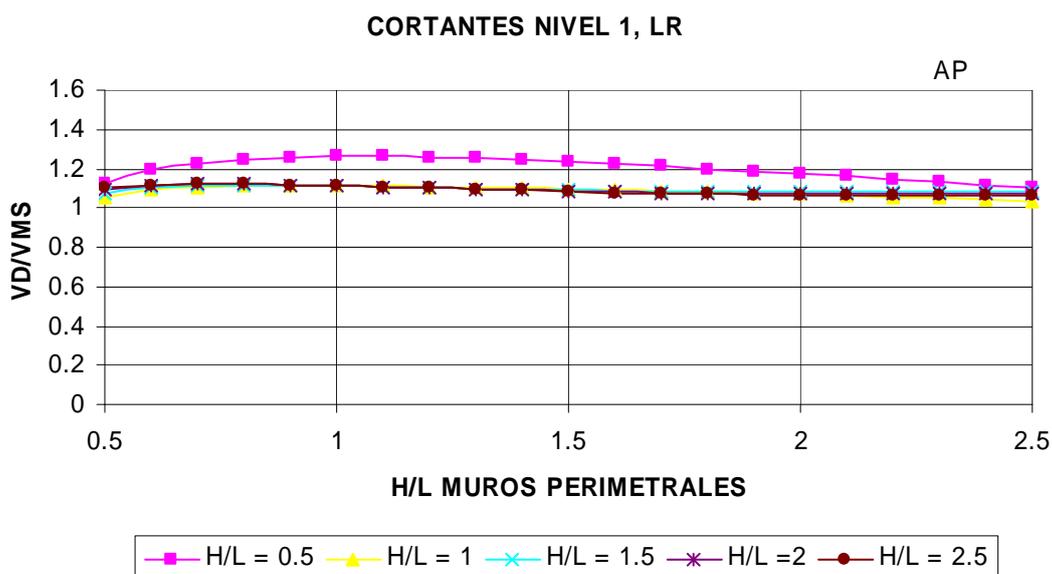


Figura 5.30. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido), en el primer nivel del edificio con $e_s = 7.5\%$

Se pueden destacar los siguientes aspectos con respecto a utilizar el F_{AEPA} propuesto por Cano (2005) junto con el método simplificado:

- En este caso de desempeño estructural, se observa claramente que las curvas mostradas en estas gráficas tienden a estar cercanas a 1.0, lo que indica que, para este caso, el método simplificado tiene una gran coincidencia con un análisis riguroso para la mayoría de las relaciones de aspecto (H/L) de los muros en estudio.
- De la figura 5.31, para una $e_s=10\%$ que es el límite fijado actualmente por las NTCM-2004, se aprecia que la máxima subestimación del método simplificado

para el caso de estudio es de aproximadamente 1.3 veces para cuando los muros centrales tienen una relación de aspecto $H/L=0.5$ y los perimetrales $H/L=1$, la cual es muy razonable. Por tanto, con base en estos resultados, se considera que este límite de 10% debe mantenerse para este nivel de desempeño.

- Si observamos la figura 5.32, correspondiente a una $e_s=20\%$, el máximo porcentaje en que el método simplificado subestima las fuerzas cortantes es aproximadamente 50%, el cual es muy razonable, sobre todo comparado con los casos totalmente elástico con el F_{AE} propuesto por Cano (2005) y el caso donde se tomó el F_{AE} actual de las Normas Técnicas Complementarias para Sismo NTCS (2004).

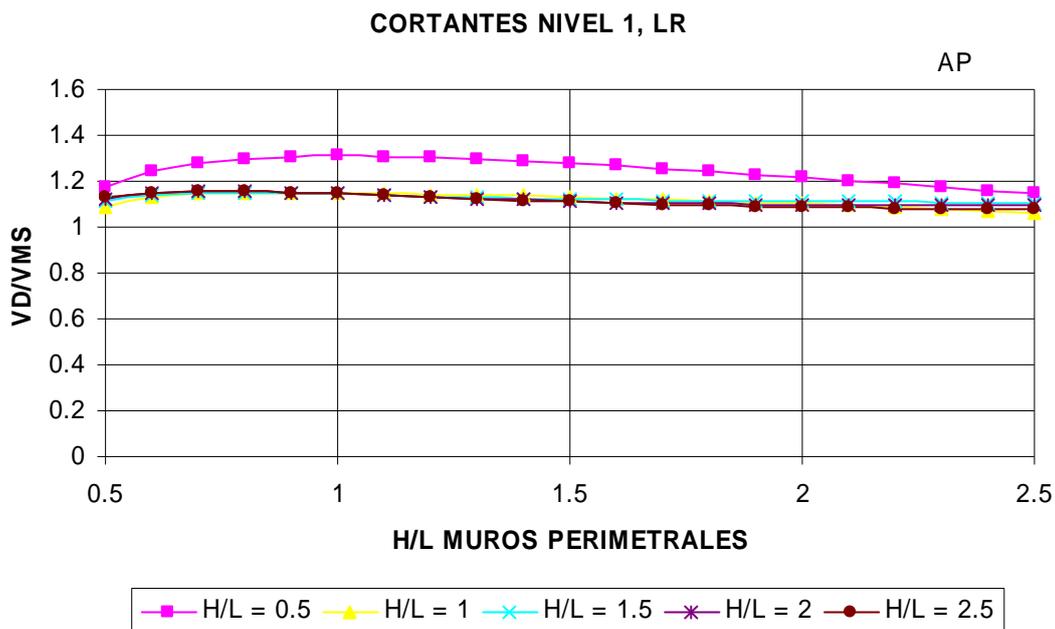


Figura 5.31. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido), en el primer nivel del edificio con $e_s = 10\%$

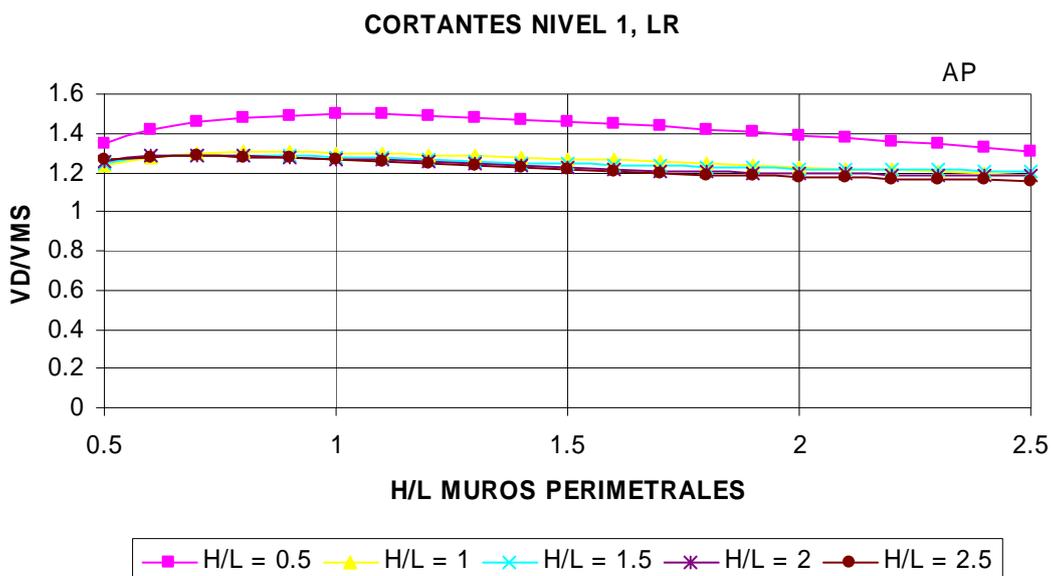


Figura 5.32. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido), en el primer nivel del edificio con $e_s = 20\%$

Contrario a los dos casos anteriores, donde la tendencia de las curvas de los modelos de cinco niveles es similar a los modelos de tres niveles, en este caso se verá cuál es la tendencia de las curvas para modelos de cinco niveles para el caso agrietado parcialmente y se realizarán comparaciones con los modelos de tres niveles.

La figura 5.33 muestra la relación VD/VMS obtenida en el muro central para el modelo de cinco niveles y excentricidad estática de 5% respecto al ancho de la planta. Se observan resultados interesantes. Al comparar la figura 5.33 con la figura 5.27, se observa que las curvas tienen diferentes trayectorias entre si. En la figura 5.34, se observa claramente que está gráfica es muy parecida a la de la figura 5.27, sólo que las curvas mostradas en la figura 5.34 está referidas al segundo nivel del edificio. Este comportamiento es debido a que el segundo nivel del edificio de cinco niveles también se agrieta, no olvidemos que para estos modelos, se estableció que los dos primeros niveles se agrietaban y los tres restantes permanecían elásticos.

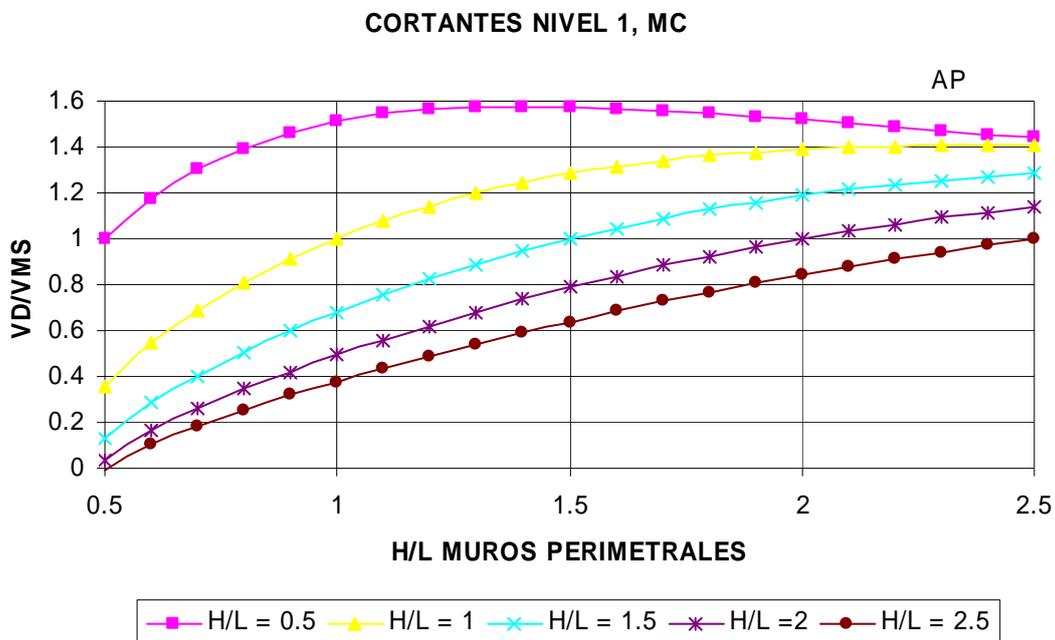


Figura 5.33. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro central en el primer nivel para el edificio de 5 niveles con $e_s = 5\%$

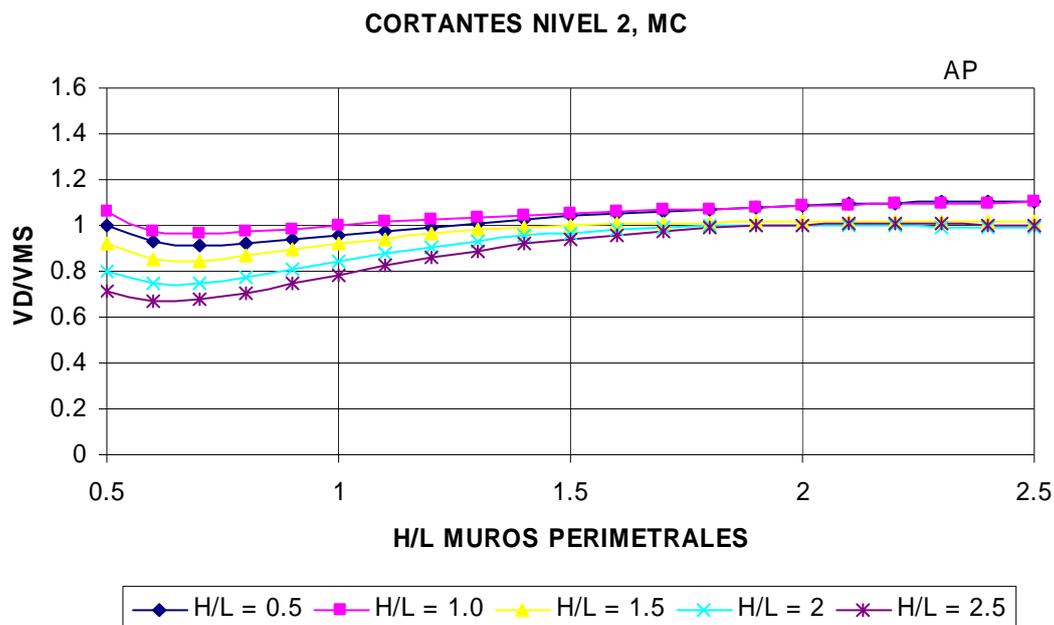


Figura 5.34. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro central en el segundo nivel del edificio para el edificio de 5 niveles con $e_s = 5\%$

Al comparar los cortantes del segundo nivel, para modelos de cinco niveles, con los cortantes para los modelos de tres niveles, la mayoría de las gráficas se comportarían similarmente, pero el caso que se está analizando es el primer nivel por ser éste, como se sabe, el más crítico. Analicemos entonces la figura 5.33. Cuando la relación de aspecto del muro central es 2.5, el método simplificado sobrestima totalmente las fuerzas cortantes sin importar la relación de aspecto de los muros perimetrales. Por otra parte, el método simplificado subestima las fuerzas cortantes en su totalidad para una relación $H/L = 0.5$ en el muro central.

Las curvas de la figura 5.35 se refieren a los cortantes que toman los muros perimetrales en el lado flexible de la estructura para $e_s=5\%$. Se observa que VD/VMS está alrededor de 1 cuando H/L para el muro central es 2 y 2.5, si H/L tiende a bajar de 1.5 hasta 0.5 para el muro central, empieza a existir una sobrestimación de fuerzas cortantes por parte del método simplificado, cabe decir que cuando $H/L=1.5$ para el muro central, la sobrestimación que existe es mínima.

La figura 5.36, ahora para el lado rígido, muestra una tendencia similar a la figura anterior, sólo que ahora existe una mayor subestimación de las fuerzas cortantes por parte del método simplificado para los casos donde la relación de aspecto del muro central es 2 y 2.5. Vale la pena destacar que las tendencias de estas dos últimas figuras es muy distinta a sus correspondientes para el caso de modelos de tres niveles (figuras 5.28 y 5.29).

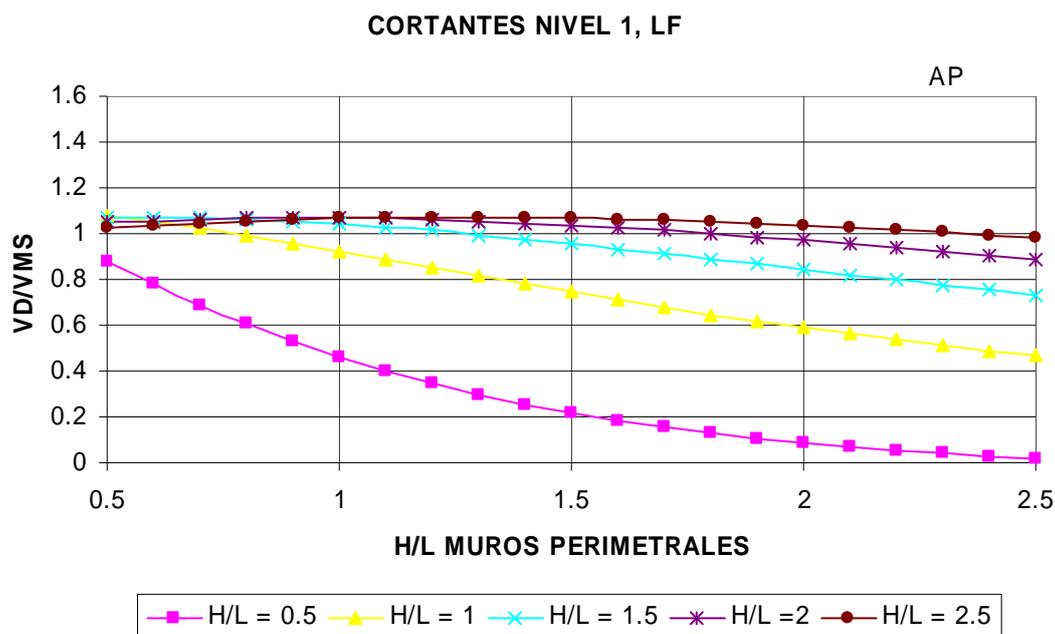


Figura 5.35. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro central en el primer nivel para el edificio de 5 niveles con $e_s = 5\%$

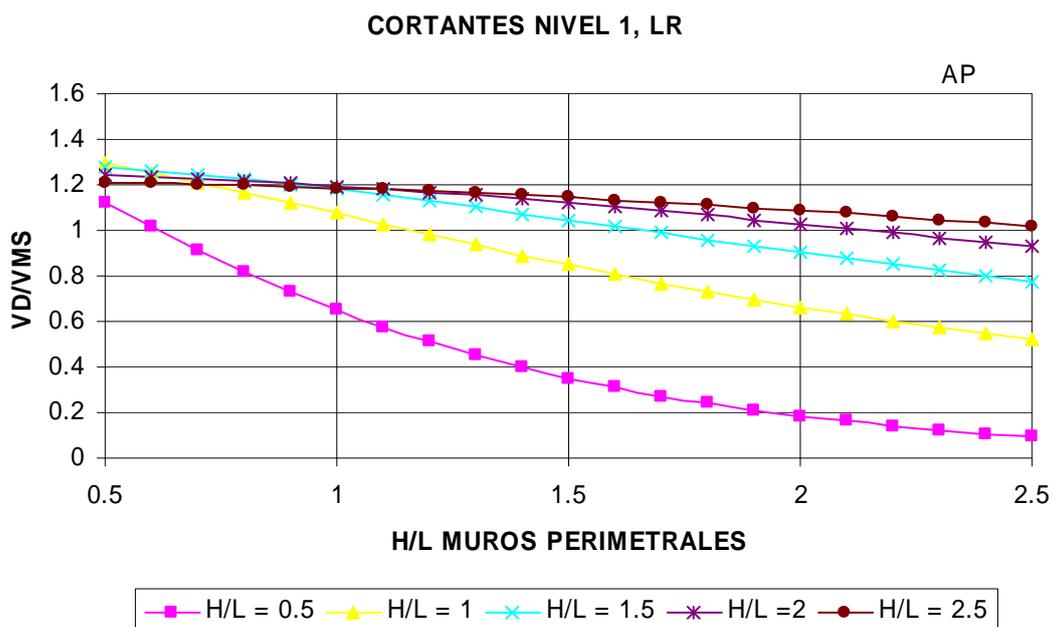


Figura 5.36. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro central en el primer nivel para el edificio de 5 niveles con $e_s = 5\%$

En las siguientes gráficas se muestra el comportamiento de las curvas ahora con excentricidades de 10, 15 y 20% respectivamente.

La figura 5.37 muestra que el método simplificado subestima las fuerzas cortantes hasta en 35%, esto se da cuando H/L del muro central es 1. Esta subestimación se va incrementando conforme la excentricidad estática va creciendo como se muestra en las figuras 5.38 y 5.39. Por otra parte, mientras la excentricidad estática va en aumento, la sobrestimación de las fuerzas cortantes por parte del método simplificado va

disminuyendo, esto es notorio observando la curva que representa $H/L = 0.5$ para el muro central mostrada en las figuras 5.37, 5.38 y 5.39.

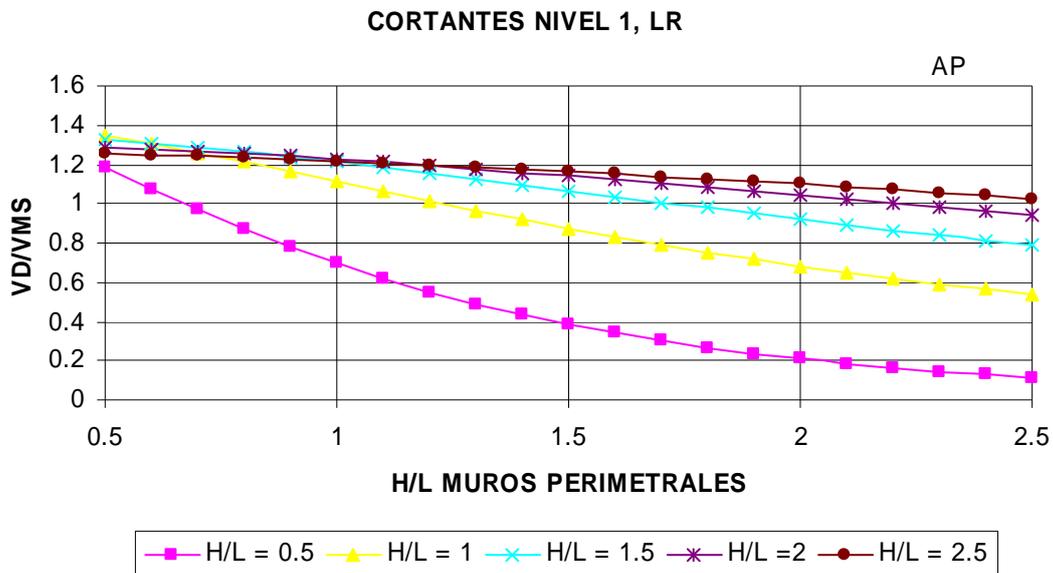


Figura 5.37. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro central en el primer nivel para el edificio de 5 niveles con $e_s = 7.5\%$

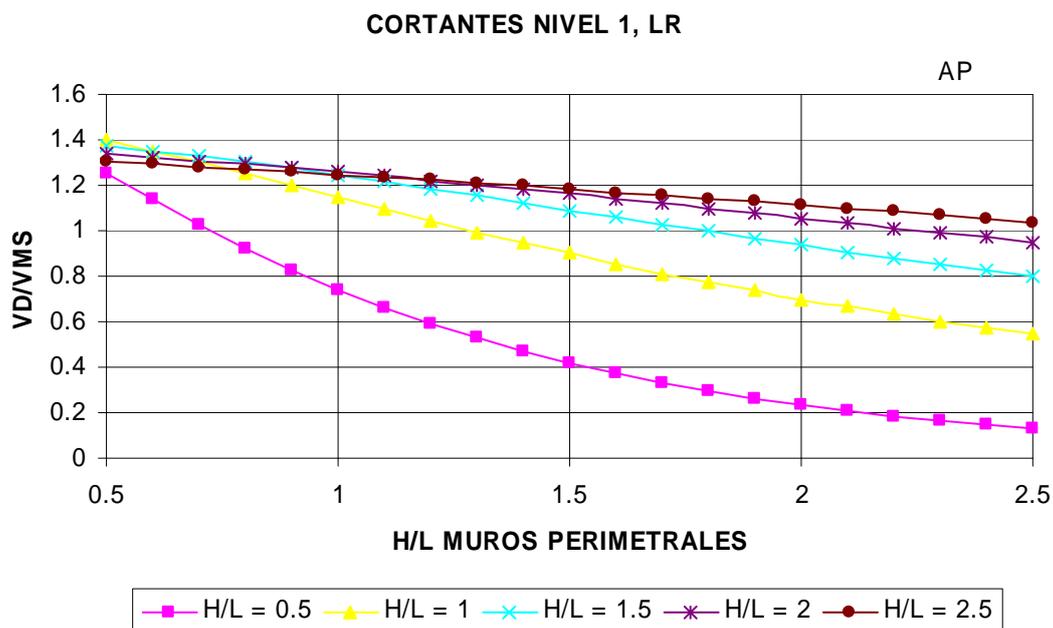


Figura 5.38. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido) en el primer nivel para el edificio de 5 niveles con $e_s = 10\%$

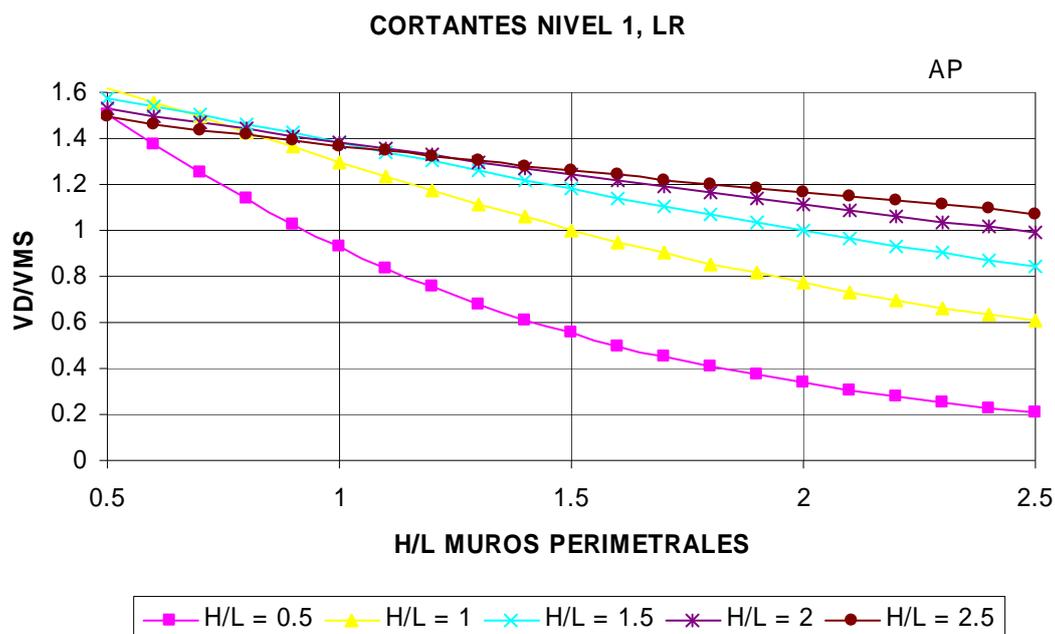


Figura 5.39. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido) en el primer nivel para el edificio de 5 niveles con $e_s = 20\%$

Se destacan los siguientes aspectos para este caso de desempeño:

- Observamos claramente que la trayectoria de las curvas de muros en planta baja para los modelos de tres y cinco niveles es muy diferente entre si, contrario a los dos casos de desempeño anteriores, donde las trayectorias de las curvas eran similares no importando si el modelo empleado es un edificio de tres o cinco niveles. Esto es por la transición que ocurre de un estado agrietado a un estado elástico en niveles diferentes del edificio de tres niveles y cinco niveles.
- Para todas las excentricidades estáticas empleadas en este estudio se observa que cuando la relación de aspecto del muro central es 0.5 se dispara notoriamente de las otras cinco curvas, es decir, analizando esta curva en especial, el método simplificado sobrestima grandemente las fuerzas cortantes con respecto al Método Riguroso de Damy, aunque como ya se mencionó, está sobrestimación va disminuyendo conforme la excentricidad estática va en aumento.

5.6. Valoración para distintas e_s y F_{AETA} totalmente agrietado propuesta por Cano y Tena

Finalmente, se tiene el caso donde todos los muros se agrietan utilizando el F_{AETA} propuesto por Cano. El F_{AETA} propuesto por Cano (2005) para este caso es:

si $(0.4 \leq H/L \leq 2.5)$:

$$F_{AETA} = 0.1 \left(\frac{H}{L} \right)^3 - 0.6 \left(\frac{H}{L} \right)^2 + 1.1 \left(\frac{H}{L} \right) + 1 \quad (5.6)$$

Como en los tres casos de desempeño anteriores, se observan las curvas obtenidas para los modelos de tres niveles. La figura 5.40 corresponde a la relación de fuerzas cortantes para los muros centrales. Al comparar esta figura con la figura 5.27, se observa que sigue la misma tendencia en la trayectoria de las curvas, aunque la figura 5.40 presenta una mayor dispersión entre sus curvas con respecto a aquella. Se observa pues, que cuando los muros centrales tienden a ser esbeltos es decir, $H/L=1.5, 2.0$ y 2.5 , existe una mayor sobrestimación por parte del método simplificado hacia las fuerzas cortantes, mientras que cuando los muros centrales van de robustos a muy robustos, el comportamiento exhibido por estas curvas es más suave, es decir, la relación VD/VMS está alrededor de 1, y para este caso se encuentra una subestimación máxima de 20%.

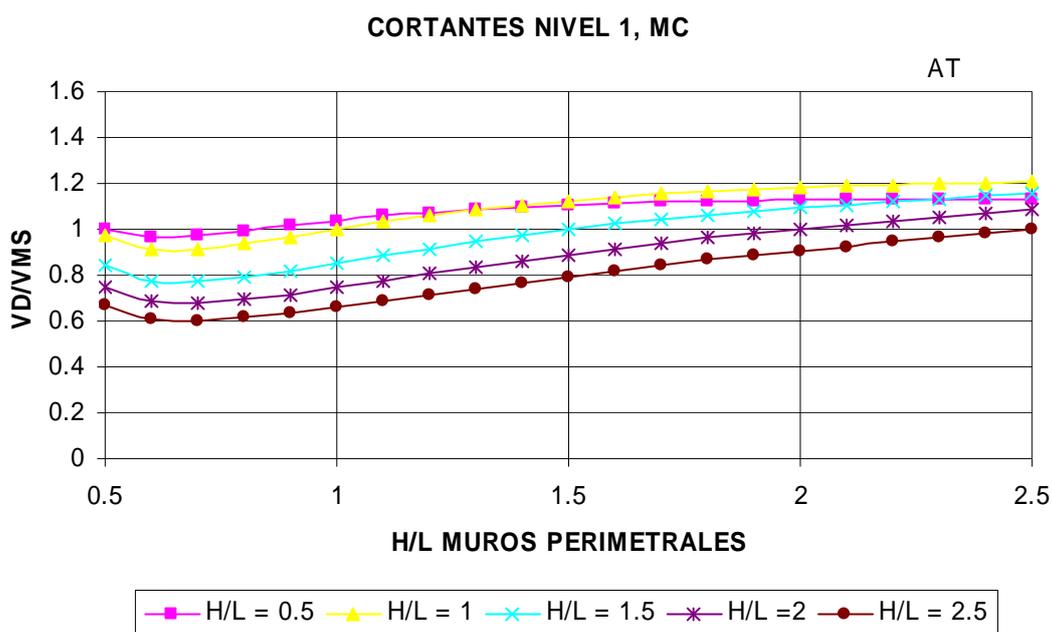


Figura 5.40. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro central en el primer nivel del edificio con $e_s = 5\%$

La figura 5.41 corresponde al muro perimetral en el lado flexible de la planta. En esta figura se observa que para los dos muros centrales más esbeltos, es decir una relación de aspecto de 2.0 y 2.5, se exhibe una tendencia favorable en estas curvas, ya que su relación de cortantes se encuentra alrededor de 1.0.

Por otra parte, cuando los muros centrales son robustos, existe una sobrestimación del método simplificado hacia las fuerzas cortantes, destacando que esta sobrestimación va en aumento conforme la relación de aspecto de los muros perimetrales hace que éstos sean esbeltos.

La tendencia de las curvas mostradas en la figura 5.42 es similar a la figura anterior, y está referida a las fuerzas cortantes tomadas por los muros perimetrales en el lado rígido del edificio.

Se observa que existe una ligera subestimación de las fuerzas cortantes por parte del método simplificado, la cual no existió en la figura 5.41. Sin embargo, esta subestimación es del orden de 13% aproximadamente. Por otro lado, al comparar ambas

figuras se observa ahora, que la sobrestimación de las fuerzas cortantes en los muros perimetrales, es mayor en el lado flexible que en el lado rígido del edificio

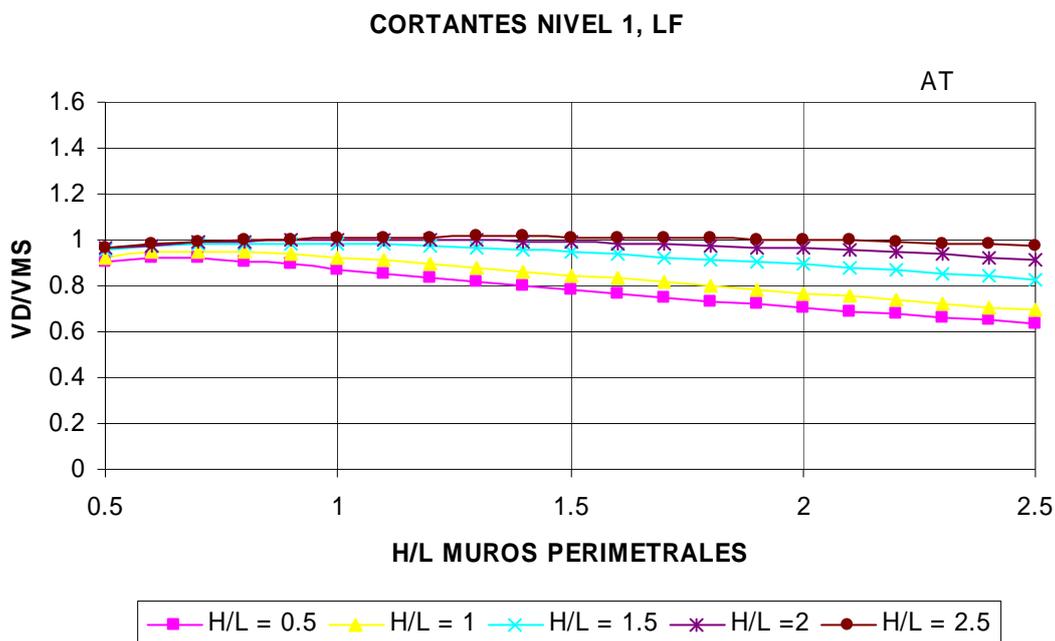


Figura 5.41. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado flexible), en el primer nivel del edificio con $e_s = 5\%$

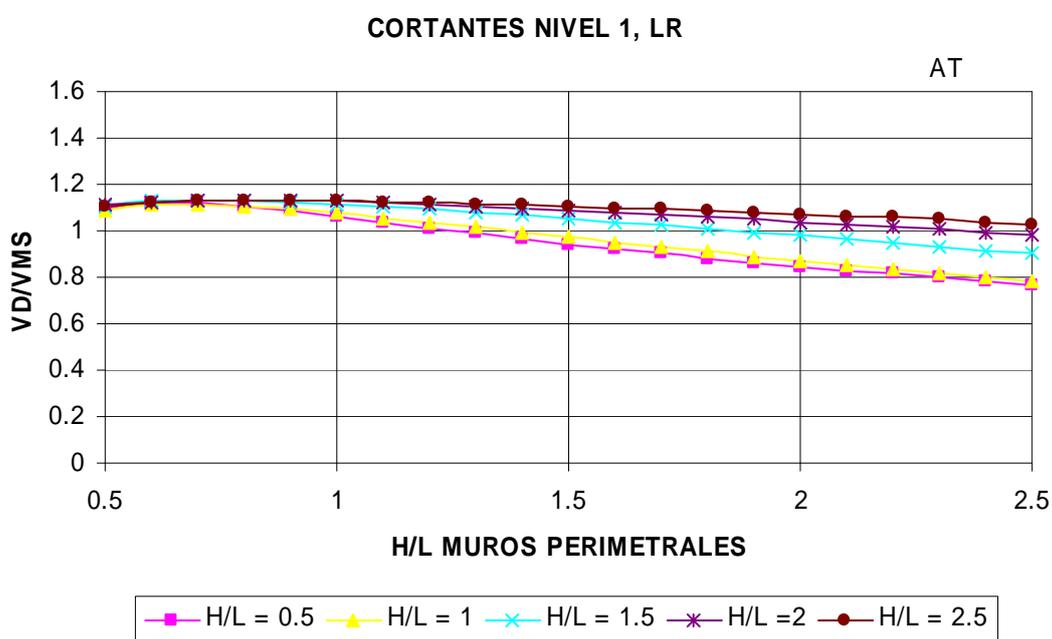


Figura 5.42. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido), en el primer nivel del edificio con $e_s = 5\%$

Las figuras 5.43 a 5.45 muestran la relación VD/VMS en los muros perimetrales, es decir muro tipo 1, para las excentricidades de 7.5%, 10% y 20% respectivamente.

Al observar las tres figuras, se ve claramente que la tendencia de las curvas es similar a la que presenta la figura 5.42, y conforme la excentricidad estática crece, la

subestimación de las fuerzas cortantes por parte del método simplificado va en aumento, aunque cabe decir, que la mayor subestimación se presenta cuando $e=20\%$ y es de alrededor de 41% (figura 5.45). Para el caso de $e_s=10\%$ (figura 5.44), que es el valor máximo permitido por las NTCM (2004), se exhibe un buen comportamiento de todas las curvas, y la máxima subestimación del método simplificado hacia las fuerzas cortantes es de 24%.

Por otro lado, la sobrestimación por parte del método simplificado hacia las fuerzas cortantes disminuyó, es decir, mientras la excentricidad fue en aumento la sobrestimación fue disminuyendo hasta llegar a una relación VD/VMS de 0.9.

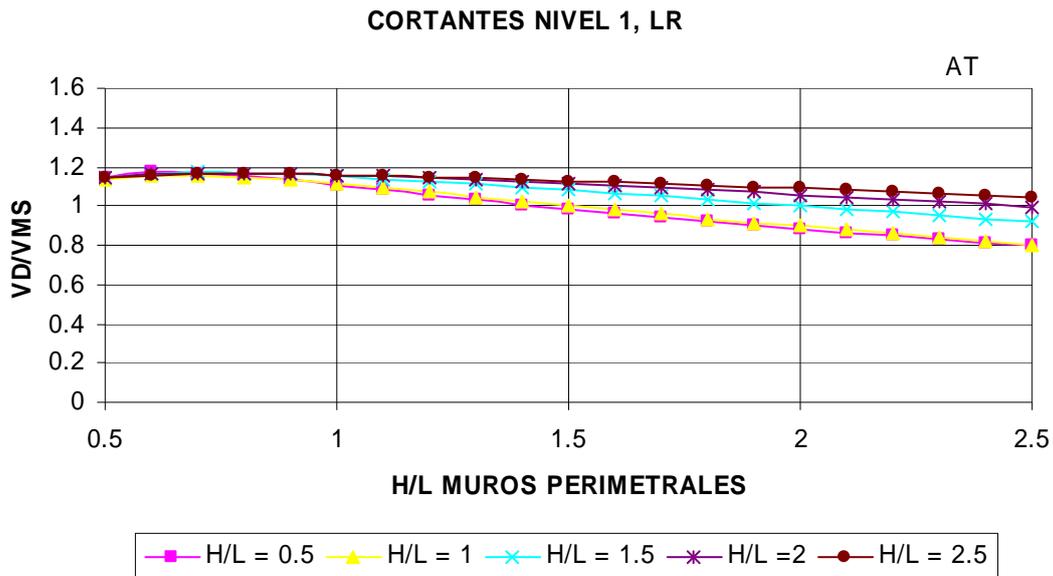


Figura 5.43. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido), en el primer nivel del edificio con $e_s = 7.5\%$

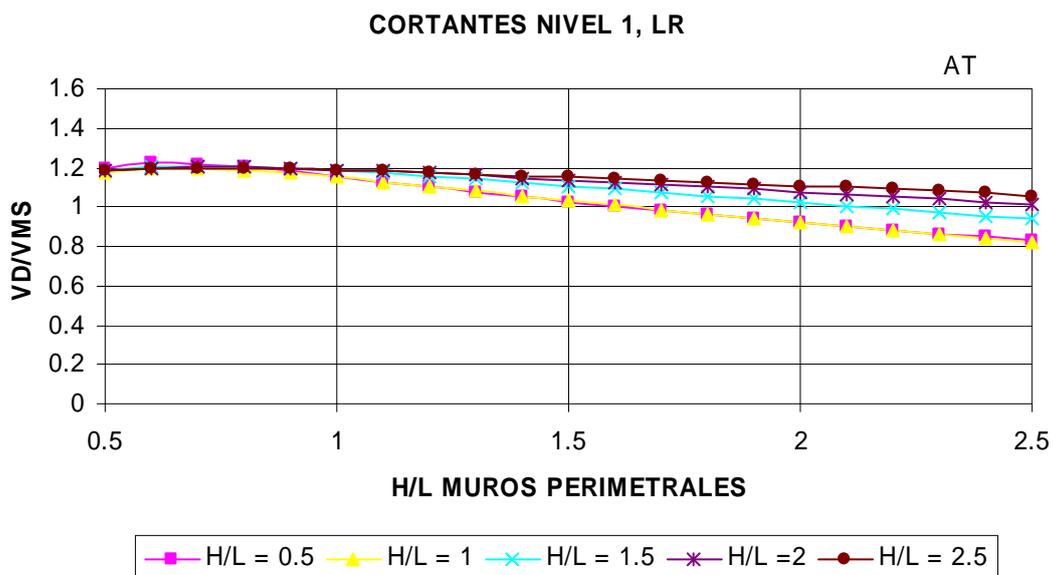


Figura 5.44. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido), en el primer nivel del edificio con $e_s = 10\%$

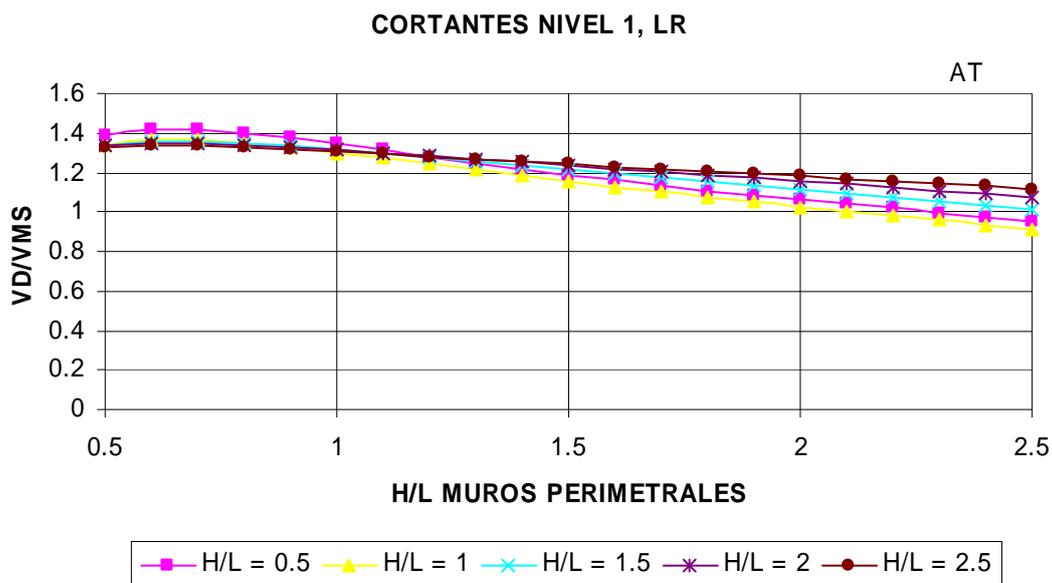


Figura 5.45. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido), en el primer nivel del edificio con $e_s = 20\%$

De acuerdo a lo anterior se destacan los siguientes aspectos:

- El comportamiento observado en las figuras correspondientes al lado rígido del edificio es en general bueno, ya que la relación VD/VMS oscila alrededor de 1, con los ya mencionados porcentajes de subestimación y sobrestimación.
- En la figura 5.40 se presenta la máxima sobrestimación de las fuerzas cortantes por parte del método simplificado, en este caso, el valor de VD/VMS=0.6.

Para el caso de los edificios de cinco niveles, las gráficas muestran las mismas tendencias que para los muros de tres niveles, y con fines ilustrativos se presentan en las figuras 5.46 a 5.51.

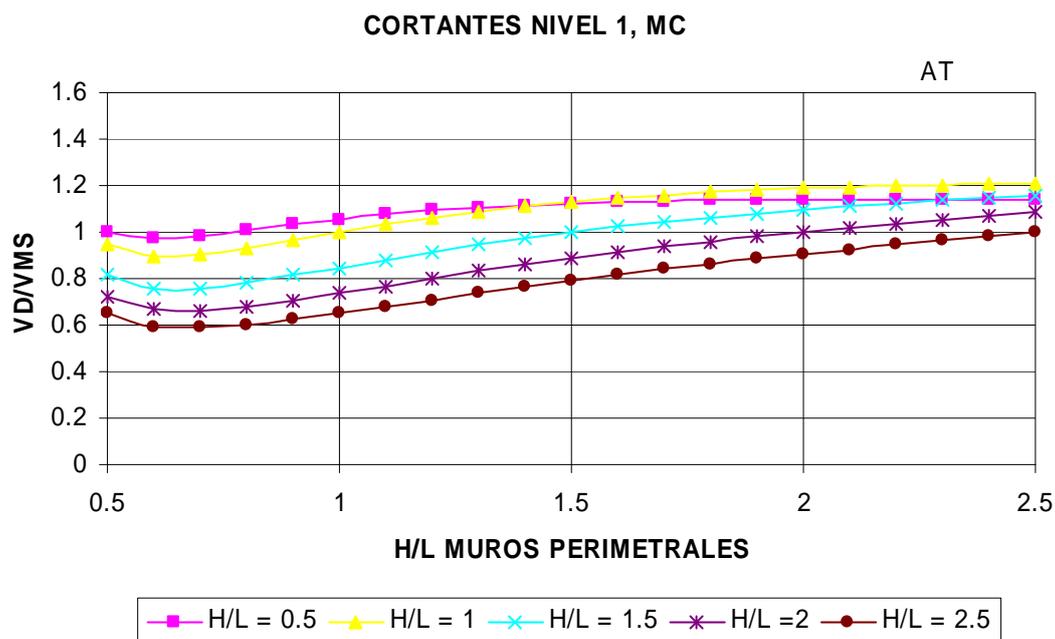


Figura 5.46. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro central en el primer nivel del edificio con $e_s = 5\%$, para el edificio de 5 niveles

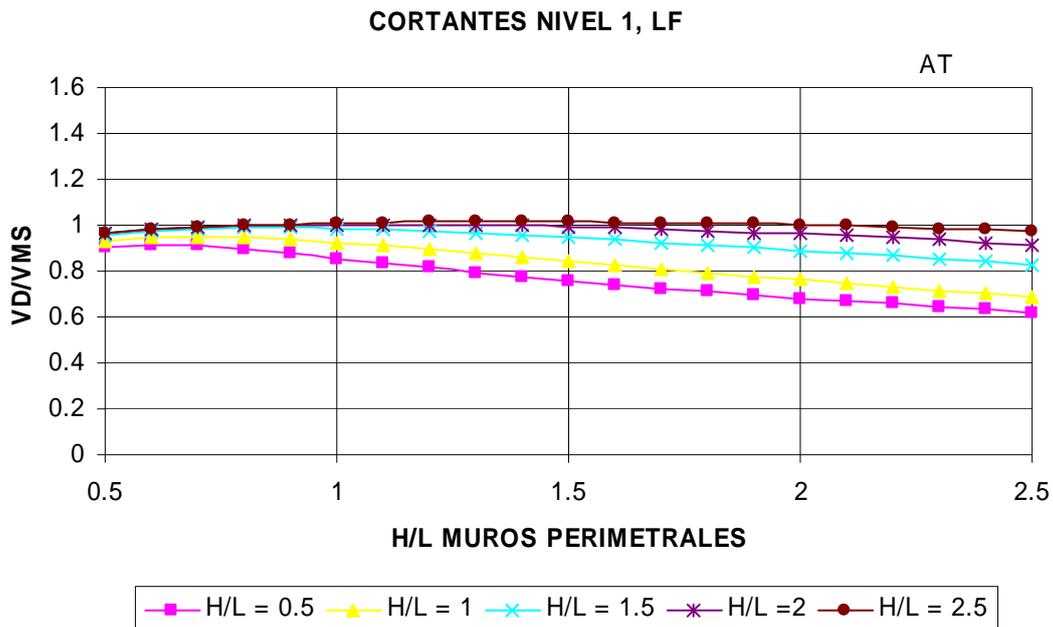


Figura 5.47. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado flexible) en el primer nivel del edificio con $e_s = 5\%$, para el edificio de 5 niveles

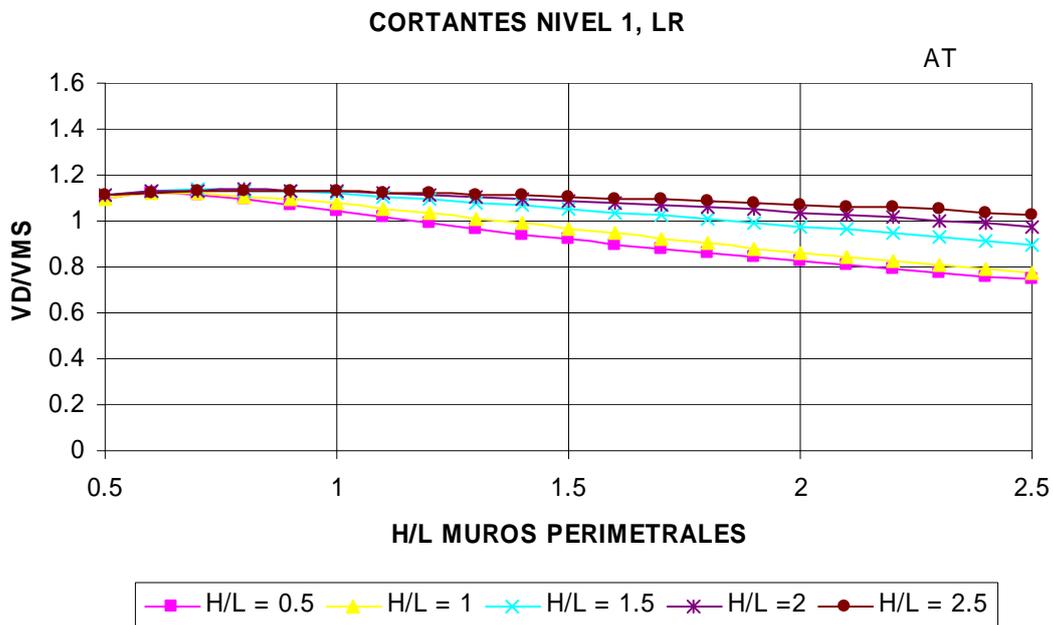


Figura 5.48. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido) en el primer nivel del edificio con $e_s = 5\%$, para el edificio de 5 niveles

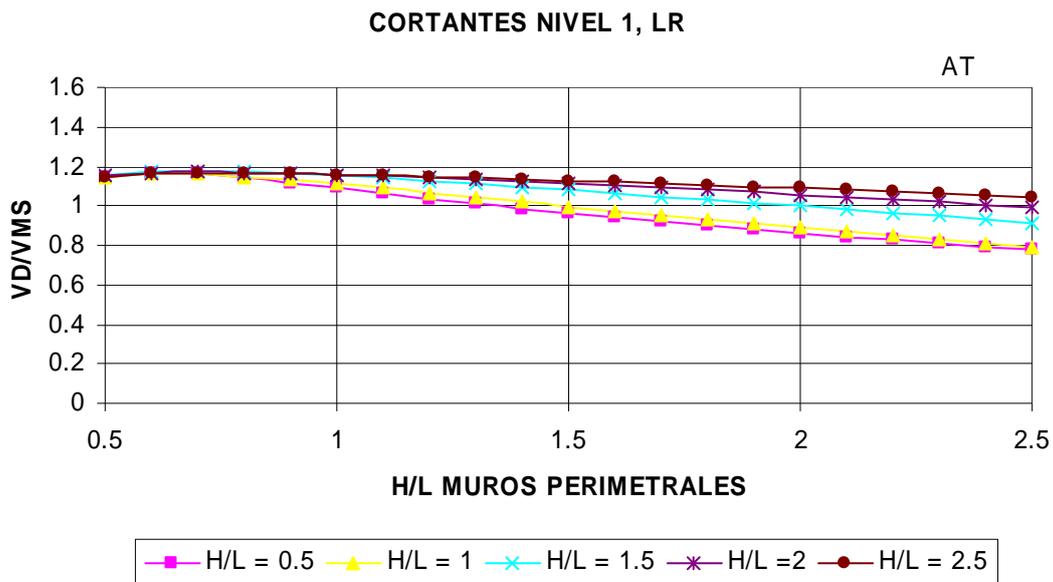


Figura 5.49. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido) en el primer nivel del edificio con $e_s = 7.5\%$, para el edificio de 5 niveles

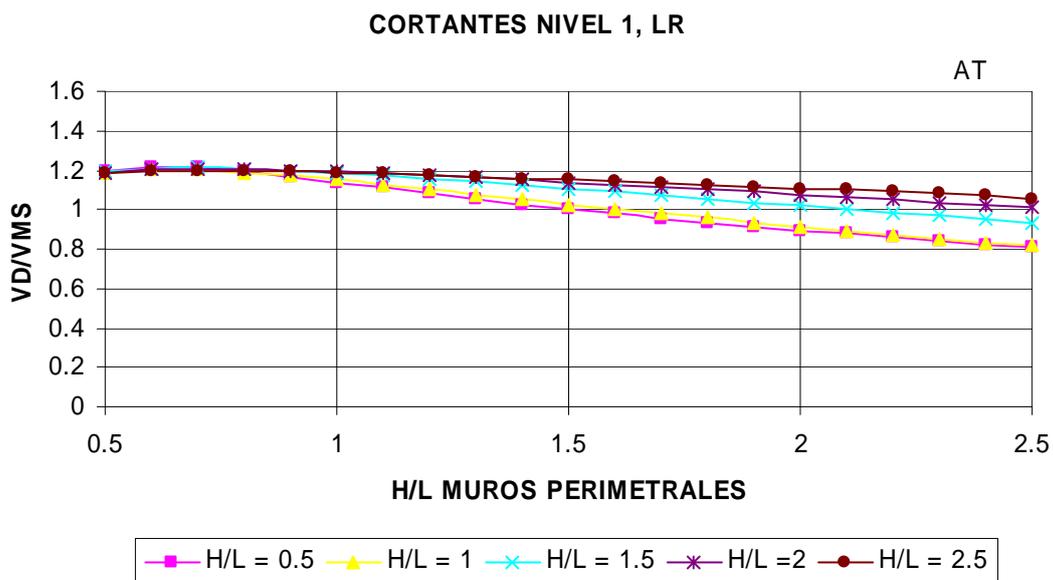


Figura 5.50. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido) en el primer nivel del edificio con $e_s = 10\%$, para el edificio de 5 niveles

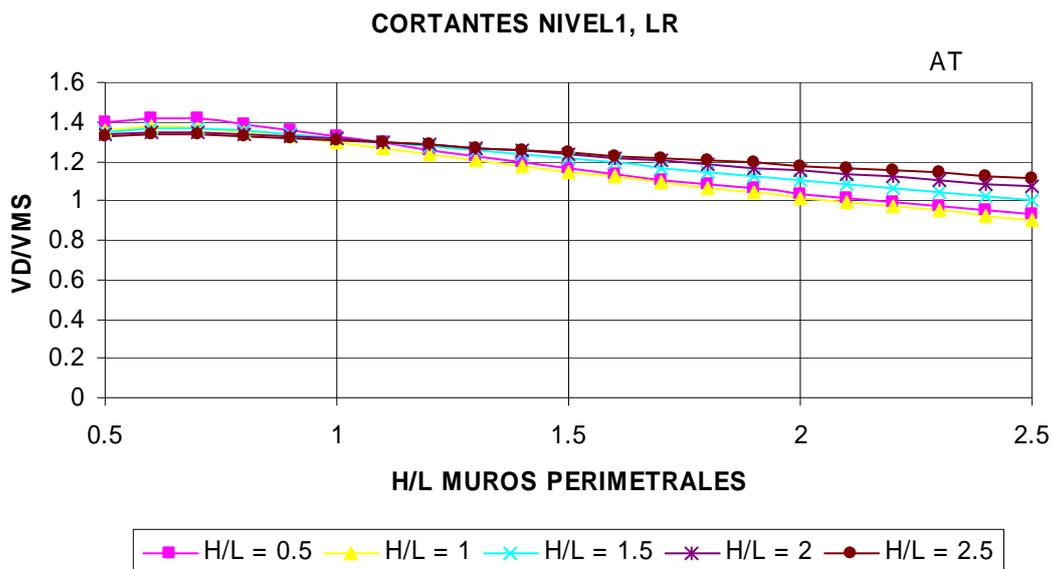


Figura 5.51. Relación de fuerzas cortantes obtenidas en el muro tipo 1(lado rígido) en el primer nivel del edificio con $e_s = 20\%$, para el edificio de 5 niveles

5.7 Recomendaciones

Las recomendaciones y sugerencias presentadas en esta sección obedecen única y exclusivamente a los resultados que arrojó el estudio paramétrico presentado en este capítulo. Para este fin se tomaron en cuenta los resultados observados para el muro tipo 1 en el lado rígido del edificio; esto es porque este muro tipo resultó ser el más crítico con respecto a los demás en cuanto a la absorción de fuerzas cortantes. Se dan recomendaciones primeramente para los edificios de tres niveles y posteriormente para los edificios de cinco niveles.

Cabe destacar que el límite que se estableció para decidir si el método simplificado es adecuado para la obtención de las fuerzas cortantes fue de 30%, esto significa que si el método simplificado subestima en más de 30% las fuerzas cortantes con respecto al método riguroso de Dany, entonces no es recomendable utilizarlo. Por otro lado, cuando el método simplificado sobrestima las fuerzas cortantes, es decir, cuando es conservador, el tratamiento es diferente, ya que se encuentra del lado de la seguridad.

Hechas las consideraciones anteriores, se procedió a establecer las recomendaciones pertinentes presentadas en los siguientes incisos.

5.7.1. Recomendaciones para F_{AE} actual

De acuerdo a los comentarios ya expresados, se establecieron los siguientes aspectos y/o recomendaciones para el muro tipo 1 del lado rígido del edificio. Se dan recomendaciones para todas y cada una de las excentricidades estáticas (e_s), ya que para cada una se establecen distintos límites.

Se recomienda usar el método simplificado para $e_s=5\%$ para obtener las fuerzas cortantes en todas las relaciones de aspectos de los muros centrales, con las siguientes limitaciones:

Cuando $H/L=0.5$ para el muro central, sólo es adecuado utilizar el método simplificado cuando $0.5 \leq H/L \leq 0.6$ para los muros perimetrales, como se aprecia para este caso el método simplificado es muy limitado, ya que a partir de $H/L > 0.6$, el método simplificado empieza a subestimar fuertemente las fuerzas cortantes. Ahora, cuando $H/L=1.0$ para el muro central, el método simplificado es efectivo cuando la relación de aspecto de los muros perimetrales se localiza entre 0.5 y 1.3, a partir de este último valor, el método simplificado no es de ninguna manera conservador. Si $H/L=1.5$ en el muro central, el límite para utilizar el método simplificado es cuando $H/L \leq 1.6$ para los muros perimetrales. Ahora, si la relación de aspecto para el muro central es 2.0, se recomienda utilizar el método simplificado, hasta que la relación de aspecto de los muros perimetrales llega a 2.2, después no es recomendable utilizarlo. Finalmente, el método simplificado es aceptable para el análisis cuando la relación de aspecto del muro central es 2.5 sin importar si el muro perimetral es esbelto o robusto.

Incluso, pudiera utilizarse aún para $e_s=7.5\%$ con limitantes similares a la excentricidad $e_s=5\%$ cuando $H/L=0.5, 1.5$ y 2.5 , pero cuando la relación de aspecto del muro central es 1, la relación de aspecto límite en los muros perimetrales para poder utilizar el método simplificado de análisis es cuando $H/L \leq 1.2$. Finalmente, cuando $H/L=2.0$ para el muro central, sólo es adecuado emplear el método simplificado cuando $H/L \leq 2.1$ para los muros perimetrales.

Para esta condición, no se debería permitir utilizar excentricidades mayores de 7.5%.

5.7.2. Recomendaciones para F_{AETE} propuesto por Cano

Las limitantes existentes para este caso de desempeño son muy similares al caso anterior, donde se usa el F_{AE} actual de las NTCM (2004).

Es aceptable utilizar el método simplificado para $e_s=5\%$ si se atienden las siguientes recomendaciones:

Cuando $H/L=0.5$ para el muro central, sólo es aceptable usar el método simplificado cuando la relación de aspecto de los muros perimetrales es menor o igual a 0.6. Cuando $H/L=1.0$ para el muro central, H/L de los muros perimetrales debe ser menor o igual a 1.1 para poder emplear el método simplificado de análisis. Por otro lado, para el caso donde $H/L=1.5$, el método simplificado es adecuado cuando $H/L \leq 1.7$ para los muros perimetrales. Para relaciones de aspecto de los muros centrales de 2.0, el método simplificado es adecuado casi en todas las relaciones de aspecto del muro perimetral, excepto cuando $H/L > 2.3$. Finalmente, se puede emplear el método simplificado cuando el muro central es esbelto sin importar si los muros perimetrales son esbeltos o robustos.

Se podría utilizar aún para $e_s=7.5$, siempre y cuando se atiendan las siguientes limitaciones:

Cuando $H/L=1.5$ para el muro central, sólo es recomendable utilizar el método simplificado para un intervalo de valores de $0.5 \leq H/L \leq 1.6$ para los muros perimetrales. Por otro lado, cuando $H/L=2.0$ para el muro central, el método simplificado es adecuado, hasta que la relación de aspecto de los muros perimetrales es mayor a 2.2.

Finalmente, para $H/L=2.5$ para el muro central, es factible seguir utilizando el método simplificado sin tomar en cuenta si el muro perimetral es esbelto o robusto.

A partir de una excentricidad estática de 7.5% o mayor, no se recomienda usar el método simplificado para obtener las fuerzas cortantes.

5.7.3. Recomendaciones para F_{AEPA} propuesto por Cano

Para este caso en particular los resultados obtenidos fueron un poco más interesantes que los dos casos anteriores.

Para los modelos de tres niveles el método simplificado es aceptable para todas las relaciones de aspecto de los muros centrales, excepto cuando la relación de aspecto del muro central es 0.5, ya que para este caso los porcentajes en que el método simplificado subestima las fuerzas cortantes llegan a ser del orden de 50% cuando $e_s=20\%$.

Dicho lo anterior, observamos que al usar este factor de área efectiva, es decir considerando que el primer nivel del edificio se agrieta mientras los otros dos permanecen elásticos, las fuerzas cortantes obtenidas por ambos métodos son muy parecidas.

Sin embargo, contrario a los dos casos anteriores (F_{AE} actual y F_{AETE} propuesto por Cano) ahora los resultados entre sí de los modelos de cinco niveles y tres niveles varían considerablemente, siendo menos favorables las estimaciones de los modelos de cinco niveles, por lo que para fines prácticos, estos resultados son los que se ponderan más para establecer limitaciones de uso del método simplificado.

Por lo tanto, es factible usar el método simplificado para realizar el análisis hasta para una excentricidad estática $e_s=10\%$, el límite actualmente permitido para la gran mayoría de relaciones de aspecto de los muros, es decir, a partir de $H/L>1.0$. Sin embargo, cuando dominen los muros con relación de aspecto $H/L=0.5$, es decir, existan más del 50% de muros con estas características resistiendo fuerzas cortantes en la dirección de análisis, la excentricidad límite para utilizar el método simplificado deberá ser $e_s=5\%$.

5.7.4. Recomendaciones para F_{AETA} propuesto por Cano

Para este caso, de acuerdo con los resultados de este estudio paramétrico, el valor límite de la excentricidad estática (e_s) propuesto por las NTCM-2004 vigentes $e_s=10\%$ es adecuado para todos los casos considerado.

Al parecer, pudiera incluso aceptarse el uso del método simplificado para e_s mayores a 10% cuando todos los muros estén totalmente agrietados de manera uniforme en planta y elevación, pero se considera juicioso mantener el límite actual. Esto se debe a la reflexión de entender que, previo a este estado último de agrietamiento generalizado de los muros en planta y en elevación, los muros experimentarán estados elásticos y/o de agrietamiento parcial con una distribución no necesariamente uniforme en planta y/o elevación, por lo que las estimaciones finales de fuerzas pudieran diferir

substancialmente con las estimadas en este estudio, que no puede representar adecuadamente un fenómeno dinámicamente tan complejo.

EVALUACIÓN DE LOS VALORES LÍMITE DE EXCENTRICIDAD RECOMENDADOS

En el capítulo 5 se establecieron recomendaciones y observaciones acerca de cuándo es recomendable utilizar el método simplificado de análisis para analizar ciertas estructuras a base de mampostería, con base en la excentricidad estática calculada. Todas esas recomendaciones se hicieron considerando los factores de área efectiva (F_{AE}) propuestos por Cano (Cano 2005). Se vio que en algunos casos si fue posible usar el método simplificado, ya que las fuerzas cortantes obtenidas mediante este método eran muy similares con respecto a las obtenidas con un método más riguroso.

Con base en lo anterior, en este capítulo se valoró la potencial diferencia en el diseño por cortante de los muros de mampostería para resistir las demandas de fuerzas cortantes resultantes de cada uno de los dos métodos, es decir, entre otras cosas, se valora que tanta variación existió entre el área de refuerzo requerida por los muros con fuerzas cortantes estimadas a partir del método simplificado con respecto a aquellas obtenidas mediante un análisis riguroso con el método de Damy.

Para esto se consideró un edificio típico de mampostería cuya planta tipo se muestra en la figura 6.1, en la cual se muestra la planta que aparece en los comentarios de las NTCM-1987. El edificio está destinado a oficinas y tiene cinco niveles con altura típica de entrepiso de $h=2.5\text{m}$. Los muros son de ladrillos con $f_p^*=100\text{ kg/cm}^2$ y $t=12.5\text{cm}$, unidos con mortero tipo 1. El módulo de elasticidad E y G se obtiene conforme a las NTCM-2004 ($\nu=0.25$). Los castillos son de 12.5×12.5 con refuerzo mínimo según NTCM-2004. Se usa un coeficiente sísmico reducido $c=0.19$ para zona III del RCDF-2004 y un $c=0.32$ para zona C-III del Manual de Obras Civiles (MOC-93).

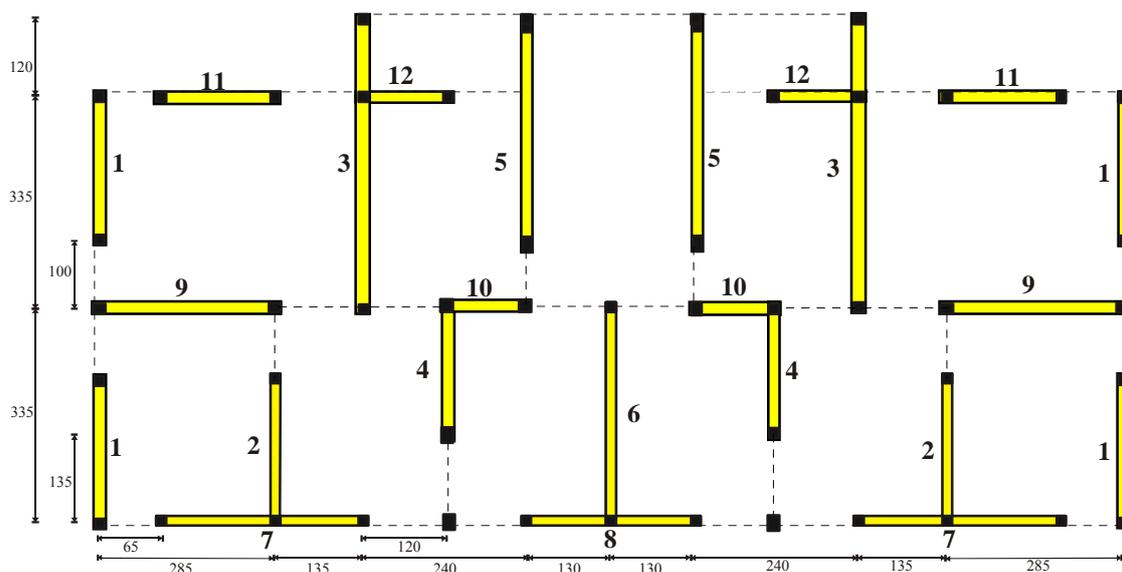


Figura 6.1 Planta tipo del edificio analizado

El espesor de la losa de concreto es de 10 cm y está perimetralmente apoyada sobre dalas de cerramiento de 15x25 cm indicadas con líneas punteadas en la figura 6.1.

Con base en los datos anteriores, se determinaron las fuerzas cortantes que cada muro debe tomar, de acuerdo por supuesto, a cada método de análisis. En la tabla 6.1 se muestran el vector de fuerzas laterales y cortantes obtenido mediante el método estático y que fue usado particularmente en el método de Damy, ya que en este método se solicita el vector de fuerzas.

Tabla 6.1 Vectores de fuerzas laterales empleados

NIVEL	Fuerzas sísmicas RCDF zona III			Fuerzas sísmicas MOC-93 zona C-III		
	W_i (Ton)	F_i (Ton)	V_i (Ton)	W_i (Ton)	F_i (Ton)	V_i (Ton)
5	76.62	25.07	25.07	76.62	42.23	42.23
4	99.57	26.06	51.14	99.57	43.90	51.14
3	99.57	19.55	70.68	99.57	32.92	70.68
2	99.57	13.03	83.72	99.57	21.95	83.72
1	99.57	6.52	90.23	99.57	10.97	90.23

Teniendo como dato adicional la tabla anterior, se calcularon las excentricidades estáticas en planta mediante ambos métodos para cada uno de los niveles de desempeño, obteniéndose las excentricidades mostradas en la tabla 6.2.

Tabla 6.2 Excentricidades calculadas

Excentricidades estáticas en la dirección corta (e_{si}) de la planta de la figura 6.1 (%)								
Nivel	F_{AE} ACTUAL		F_{AEETE} TOT. ELÁSTICO		F_{AEPA} AGR. PARCIAL.		F_{AETA} AGR. TOTAL	
	Método simpl.	Damy	Método simpl.	Damy	Método simpl.	Damy	Método simpl.	Damy
5	14.82	16.51	20	16.51	10.8	28.78	11.15	22.82
4	14.82	10.36	20	10.36	10.8	25.08	11.15	19.76
3	14.82	4.26	20	4.26	10.8	16.73	11.15	17.57
2	14.82	3.08	20	3.08	10.8	0.24	11.15	19.39
1	14.82	2.25	20	2.25	10.8	11.03	11.15	13.99

Cuando las excentricidades estáticas son calculadas usando el método simplificado de análisis, se observa: (1) ninguna de ellas es menor del 10% con respecto a la planta que es paralela a la dirección donde se sitúa dicha excentricidad, (2) las menores excentricidades calculadas con el método simplificado se obtienen cuando se emplea el F_{AE} parcialmente agrietado, mientras que las mayores excentricidades se presentan cuando éstas son calculadas usando el F_{AE} totalmente elástico, (3) en ninguno de los cuatro casos coinciden las excentricidades calculadas entre el método simplificado y el método riguroso, (4) la estimación de la excentricidad con el método simplificado es conservadora para todos los niveles sólo para el caso F_{AE} para comportamiento totalmente elástico propuesto por Cano (2005), es razonablemente conservadora para el F_{AE} actual de las NTCM-2004, y es no conservadora para el F_{AEPA} y el F_{AETA} propuesto por Cano (2005).

Tomando en cuenta que los factores de área efectiva propuestos por Cano (2005) toman como base estimar razonablemente las fuerzas de diseño de los muros de planta baja (nivel 1), es en este nivel donde debe, con rigor, valorarse el valor predicho de e_s . En este sentido, las estimaciones más cercanas corresponden al F_{AEP} y el F_{AETA} .

Por otra parte, debe recordarse que para fines de este estudio, lo realmente importante para decidir si se puede o no aplicar el método simplificado, es la estimación de las excentricidades estáticas de manera aproximada con la fórmula propuesta para este método, es decir, con el F_{AE} actual y con los propuestos por Cano (2005).

Por lo tanto, se estimaron las fuerzas cortantes que deben resistir los muros de planta baja con las distintas variantes del método simplificado con las obtenidas con análisis rigurosos, cuando se someten a las fuerzas laterales definidas en la Tabla 6.1. Cabe señalar que para obtener el cortante resistente, es decir el V_{mRdx} para cada muro, se utilizó en todos los casos el F_{AE} de las NTCM-2004, sin importar si se consideró comportamiento totalmente elástico, parcialmente agrietado o totalmente agrietado. A partir de ello, se compararon estas fuerzas demandadas con respecto a su resistencia de diseño (V_{mR}) conforme a las NTCM-2004. En la mayor parte de los casos en estudio, los muros de mampostería no eran capaces de resistir la fuerza cortante demandada, por lo que fue necesario proveer de refuerzo horizontal, el cual consistió de alambres laminados corrugados en frío. Se determinó el acero de refuerzo horizontal requerido ($F_y = 6,000 \text{ kg/cm}^2$) para resistir el déficit de cortante conforme lo establecen las NTCM-2004, observando los porcentajes de refuerzo mínimo y máximo, además de requisitos de detallado y uniformidad.

Las tablas 6.3 a 6.7 resumen el diseño de las áreas de acero requeridas para satisfacer las demandas de fuerza cortante considerando la zona III ($c=0.19$) del Distrito Federal; mientras que las tablas 6.8 a 6.12 reportan los resultados para la zona C-III ($c=0.32$) del Manual de Obras civiles (MOC-93)

En dichas tablas, en la columna de “**Estado**”, se evalúa si el muro en cuestión resiste la fuerza cortante, si aparece “**X**” quiere decir que el muro no resiste y necesita acero de refuerzo. Si aparece “**OK**” quiere decir que el muro es adecuado; sin embargo, por uniformidad, se decidió dar un refuerzo, bajo la premisa de que “o todos los muros se refuerzan, o ninguno”, para evitar errores debidos a una supervisión inadecuada o mala interpretación de planos estructurales. Por otro lado, “**Acero (“)**” significa la cantidad de acero de diseño, tomando en cuenta que se satisfacen todos los requisitos de diseño en cuanto a cuantías máximas y mínimas, separaciones, detallado y ajuste a calibres comerciales, y “**s (cm)**” es la separación del mismo en cm, atendiendo requisitos mínimos y máximos por cuestiones de detallado. Finalmente, en todas las tablas se incluye al final una columna donde se valora el grado de aproximación entre ambos métodos.

En la tabla 6.3 se evaluó el acero requerido en los muros de mampostería mediante la obtención de las fuerzas cortantes que actúan en cada muro tipo, y usando el F_{AE} actual (NTCM-2004). De acuerdo con la tabla 6.3, en general, en el diseño final se requiere del mismo acero para resistir cargas laterales en los muros tipo 7, 8, 9 y 11 no importando el método de análisis empleado, aunque el porcentaje teórico de refuerzo por diseño (ρ_h diseño) es ligeramente distinto y, en muchos casos, su valor lo determina el porcentaje de refuerzo mínimo exigido por las NTCM-2004. De acuerdo con el método

simplificado, en el muro tipo 12 no se requiere acero adicional, a diferencia de cuando es aplicado el método riguroso, donde conforme a la tabla 6.3, se observa que sí se requiere acero de refuerzo. Conforme al método riguroso, en el caso del muro tipo 10 se requiere de una notable mayor cuantía de acero con respecto a la estimada con el método simplificado.

Tabla 6.3. Diseño de muros de PB utilizando F_{AE} de las NTCM-2004

DISEÑO POR CORTANTE NIVEL 1, Dirección x CON F_{AE} ACTUAL CON $c=0.19$													
MÉTODO SIMPLIFICADO							MÉTODO RIGUROSO (DAMY)						
MURO TIPO	V_{mRdx} (Ton)	V_{uxi} (Ton)	Estado	V_{SR} (Ton)	$\rho_{h. diseño}$	Acero(") y s(cm)	V_{mRdx} (Ton)	V_{uxi} (Ton)	Estado	V_{SR} (Ton)	$\rho_{h. diseño}$	Acero(") y s(cm)	$(V_{mrc} - V_{damy}) / V_{damy}$
7	9.89	15.64	X	5.75	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	9.89	9.47	OK	----	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	0.65
8	3.56	11.60	X	8.04	0.0009	3 al. 5/32 @ 30	3.56	9.04	X	5.48	0.0006	3 al. 5/32 @ 30	0.28
9	7.29	12.66	X	5.37	0.0006	2 al. 5/32 @ 30	7.29	9.50	X	2.21	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	0.33
10	1.46	2.81	X	1.35	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	1.46	8.21	X	6.75	0.0016	5 al. 5/32 @ 30	-0.66
11	6.28	9.90	X	3.62	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	6.28	9.44	X	3.16	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	0.05
12	3.13	2.81	OK	----	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	3.13	8.48	X	5.35	0.0013	4 al. 5/32 @ 30	-0.67

Para el caso totalmente elástico con el F_{AE} propuesto por Cano (tabla 6.4), se presentan resultados similares con respecto al área de acero requerida. La única diferencia es que ahora, el muro tipo 7 requiere un poco más de acero de acuerdo con el método simplificado.

Tabla 6.4. Diseño de muros de PB utilizando F_{AETE} de cano (2005)

DISEÑO POR CORTANTE NIVEL 1, Dirección x CON F_{AE} TOTALMENTE ELÁSTICO CON $c=0.19$													
MÉTODO SIMPLIFICADO							MÉTODO RIGUROSO (DAMY)						
MURO TIPO	V_{mRdx} (Ton)	V_{uxi} (Ton)	Estado	V_{SR} (Ton)	$\rho_{h. diseño}$	Acero(") y s(cm)	V_{mRdx} (Ton)	V_{uxi} (Ton)	Estado	V_{SR} (Ton)	$\rho_{h. diseño}$	Acero(") y s(cm)	$(V_{mrc} - V_{damy}) / V_{damy}$
7	9.89	19.12	X	9.23	0.0008	3 al. 5/32 @ 30	9.89	9.47	OK	----	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	1.02
8	3.56	11.02	X	7.46	0.0009	3 al. 5/32 @ 30	3.56	9.04	X	5.48	0.0006	2 al. 5/32 @ 30	0.22
9	7.29	13.34	X	6.05	0.0006	2 al. 5/32 @ 30	7.29	9.50	X	2.21	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	0.40
10	1.46	2.03	X	0.57	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	1.46	8.21	X	6.75	0.0016	5 al. 5/32 @ 30	-0.75
11	6.28	7.60	X	1.32	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	6.28	9.44	X	3.16	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	-0.19
12	3.13	2.03	OK	----	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	3.13	8.48	X	5.35	0.0013	4 al. 5/32 @ 30	-0.76

Tabla 6.5 Diseño de muros de PB utilizando F_{AEPA} de Cano (2005)

DISEÑO POR CORTANTE NIVEL 1, Dirección x CON F_{AE} PARCIALMENTE AGRIETADO CON $c=0.19$													
MÉTODO SIMPLIFICADO							MÉTODO RIGUROSO (DAMY)						
MURO TIPO	V_{mRdx} (Ton)	V_{uxi} (Ton)	Estado	V_{SR} (Ton)	$\rho_{h. diseño}$	Acero(") y s(cm)	V_{mRdx} (Ton)	V_{uxi} (Ton)	Estado	V_{SR} (Ton)	$\rho_{h. diseño}$	Acero(") y s(cm)	$(V_{mrc} - V_{damy}) / V_{damy}$
7	9.89	13.27	X	3.38	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	9.89	18.09	X	8.20	0.0007	3 al. 5/32 @ 30	-0.27
8	3.56	10.44	X	6.88	0.0008	3 al. 5/32 @ 30	3.56	9.56	X	6.00	0.0007	3 al. 5/32 @ 30	0.09
9	7.29	11.21	X	3.92	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	7.29	13.11	X	5.82	0.0006	2 al. 5/32 @ 30	-0.14
10	1.46	5.39	X	3.93	0.0009	3 al. 5/32 @ 30	1.46	2.25	X	0.79	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	1.39
11	6.28	9.15	X	2.87	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	6.28	8.82	X	2.55	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	0.04
12	3.13	5.39	X	2.26	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	3.13	2.57	OK	----	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	1.10

Ahora bien, para el caso donde se emplea el F_{AEPA} propuesto por Cano, se evaluaron los dos niveles del edificio por los motivos plenamente explicados en el Capítulo 5.

Obsérvese la tabla 6.5 y 6.6, se confirma lo discutido para los casos anteriores, es decir, existen diferencias en las fuerzas cortantes V_{uxi} obtenidas por ambos métodos, siendo más notoria con respecto a las fuerzas cortantes V_{uxi} de la tabla 6.6, las cuales

corresponden al segundo nivel del edificio. Sin embargo, la diferencia entre las fuerzas cortantes demandadas V_{uxi} y las resistentes V_{mRdx} no es tan grande, de manera que en la mayoría de los casos el porcentaje de refuerzo de diseño (ρ_h diseño) está dictado por el refuerzo mínimo o muy cercano a éste, por lo que a la hora de ajustar este diseño a calibres de acero de refuerzo comerciales, prácticamente se llega a valores similares en la mayor parte de los casos.

Tabla 6.6 Diseño de muros del nivel 2 utilizando F_{AEPA} de Cano (2005)

DISEÑO POR CORTANTE NIVEL 2, Dirección x CON F_{AE} PARCIALMENTE AGRIETADO CON $c=0.19$													
MÉTODO SIMPLIFICADO							MÉTODO RIGUROSO (DAMY)						
MURO TIPO	V_{mRdx} (Ton)	V_{uxi} (Ton)	Estado	V_{SR} (Ton)	$\rho_{h\text{diseño}}$	Acero(") y s(cm)	V_{mRdx} (Ton)	V_{uxi} (Ton)	Estado	V_{SR} (Ton)	$\rho_{h\text{diseño}}$	Acero(") y s(cm)	$(V_{max} - V_{damp}) / V_{damp}$
7	8.79	12.31	X	3.52	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	8.79	12.47	X	3.68	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	-0.01
8	3.25	9.69	X	6.44	0.0008	3 al. 5/32 @ 30	3.25	9.38	X	6.13	0.0007	3 al. 5/32 @ 30	0.03
9	6.52	10.40	X	3.88	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	6.52	11.12	X	4.59	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	-0.06
10	1.37	5.00	X	3.63	0.0009	3 al. 5/32 @ 30	1.37	4.08	X	2.71	0.0006	2 al. 5/32 @ 30	0.23
11	5.77	8.49	X	2.72	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	5.77	9.26	X	3.49	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	-0.08
12	2.88	5.00	X	2.12	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	2.88	4.43	X	1.55	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	0.13

De hecho, los armados requeridos en los muros de mampostería del segundo nivel son similares sea cual sea el método de análisis empleado, excepto en el muro tipo 10, en el cual se requiere más acero para dicho muro cuando se emplea el método simplificado de análisis, aunque la diferencia es muy poca. Mientras que en los muros del primer nivel, existió una mayor disparidad en los armados requeridos, esto debido a la hipótesis de este nivel de desempeño.

Finalmente, tenemos el caso totalmente agrietado (tabla 6.7), donde la diferencia en el diseño final es prácticamente nula, al igual que en los otros casos, dado que las demandas de cortante en los muros excedieron por pequeño margen a su capacidad. En este caso, el área de acero requerida por ambos métodos de análisis es bastante similar. Nuevamente, existe una ligera disparidad de armados en el muro tipo 10, pero ésta es mínima.

Tabla 6.7 Diseño de muros de PB utilizando F_{AETA} de Cano (2005)

DISEÑO POR CORTANTE NIVEL 1, Dirección x CON F_{AE} TOTALMENTE AGRIETADO CON $c=0.19$													
MÉTODO SIMPLIFICADO							MÉTODO RIGUROSO (DAMY)						
MURO TIPO	V_{mRdx} (Ton)	V_{uxi} (Ton)	Estado	V_{SR} (Ton)	$\rho_{h\text{diseño}}$	Acero(") y s(cm)	V_{mRdx} (Ton)	V_{uxi} (Ton)	Estado	V_{SR} (Ton)	$\rho_{h\text{diseño}}$	Acero(") y s(cm)	$(V_{max} - V_{damp}) / V_{damp}$
7	9.89	13.47	X	3.58	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	9.89	14.60	X	4.72	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	-0.08
8	3.56	10.52	X	6.96	0.0008	3 al. 5/32 @ 30	3.56	10.04	X	6.48	0.0008	3 al. 5/32 @ 30	0.05
9	7.29	11.33	X	4.03	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	7.29	12.38	X	5.09	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	-0.09
10	1.46	5.21	X	3.75	0.0009	3 al. 5/32 @ 30	1.46	3.79	X	2.33	0.0006	2 al. 5/32 @ 30	0.37
11	6.28	9.15	X	2.88	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	6.28	9.71	X	3.43	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	-0.06
12	3.13	5.21	X	2.08	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	3.13	4.13	X	0.99	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	0.26

Como las demandas de cortante en los muros del edificio en estudio sólo exceden por un margen pequeño a su capacidad resistente para las fuerzas laterales de la zona III del Distrito Federal, se decidió estudiar cuáles serían las diferencias en el diseño de una zona donde el déficit de fuerza cortante no llevara a diseños cercanos a los porcentajes de refuerzo mínimo de las NTCM-2004. Por ello, en las tablas 6.8 a 6.12 se muestran los resultados referentes al diseño requerido para resistir las fuerzas laterales demandadas para la zona sísmica C-III del Manual de Obras Civiles (MOC-93).

Para el caso donde se empleó el F_{AE} actual, ahora sí los armados resultantes fueron distintos entre si (tabla 6.8), es decir, la disparidad importante que existe entre ambos métodos ahora si fue evidente en el diseño del armado propuesto, no sólo en las fuerzas cortantes (V_{uxi}) que actúan en cada muro

Tabla 6.8 Diseño de muros de PB utilizando F_{AE} de las NTCM-2004

DISEÑO POR CORTANTE NIVEL 1, Dirección x CON F_{AE} ACTUAL CON $c=0.32$													
MÉTODO SIMPLIFICADO							MÉTODO RIGUROSO (DAMY)						
MURO TIPO	V_{mRdx} (Ton)	V_{uxi} (Ton)	Estado	V_{SR} (Ton)	$\rho_{h\text{ diseño}}$	Acero(") y s(cm)	V_{mRdx} (Ton)	V_{uxi} (Ton)	Estado	V_{SR} (Ton)	$\rho_{h\text{ diseño}}$	Acero(") y s(cm)	$(V_{max} - V_{damp}) / V_{damp}$
7	9.89	26.34	X	16.45	0.0014	5 al. 5/32 @ 30	9.89	15.95	X	6.06	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	0.65
8	3.56	19.53	X	15.97	0.0019	6 al. 5/32 @ 30	3.56	15.23	X	11.67	0.0014	5 al. 5/32 @ 30	0.28
9	7.29	21.33	X	14.03	0.0015	5 al. 5/32 @ 30	7.29	16.01	X	8.71	0.0009	3 al. 5/32 @ 30	0.33
10	1.46	4.74	X	3.28	0.0008	3 al. 5/32 @ 30	1.46	13.82	X	12.36	0.0020	7 al. 5/32 @ 30	-0.66
11	6.28	16.67	X	10.39	0.0014	5 al. 5/32 @ 30	6.28	15.90	X	9.62	0.0013	4 al. 5/32 @ 30	0.05
12	3.13	4.74	X	1.61	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	3.13	14.28	X	11.15	0.0020	7 al. 5/32 @ 30	-0.67

De igual manera, en la tabla 6.9, donde se presentan los resultados para cuando el comportamiento de los muros es totalmente elástico y se emplea en el método simplificado el F_{AE} propuesto por Cano, se observa que las cuantías de acero resultantes son totalmente distintas entre si; de hecho, se observa una mayor diferencia entre los acero de refuerzo con respecto al caso anterior (tabla 6.8)

Se puede concluir entonces que, conforme el coeficiente sísmico es mayor, existirá una mayor diferencia entre las áreas de acero requeridas por los muros de mampostería dependiendo del método de análisis empleado, siempre y cuando el déficit de resistencia no se encuentre cercano al que puede satisfacerse con porcentajes de refuerzo mínimo según los establecen las NTCM-2004. Esto es además una consecuencia lógica que cuando las excentricidades estáticas calculadas conforme al método simplificado y los F_{AE} de las NTCM-2004 y propuesto por Cano (20059 se encuentran muy por encima de los valores límite establecidos en el Capítulo 5 para obtener una aproximación razonable ($e_s < 0.05$). Por esto, los diseños en estos casos difieren notablemente.

Tabla 6.9 Diseño de muros de PB utilizando F_{AE} de Cano (2005)

DISEÑO POR CORTANTE NIVEL 1, Dirección x CON F_{AE} TOTALMENTE ELÁSTICO CON $c=0.32$													
MÉTODO SIMPLIFICADO							MÉTODO RIGUROSO (DAMY)						
MURO TIPO	V_{mRdx} (Ton)	V_{uxi} (Ton)	Estado	V_{SR} (Ton)	$\rho_{h\text{ diseño}}$	Acero(") y s(cm)	V_{mRdx} (Ton)	V_{uxi} (Ton)	Estado	V_{SR} (Ton)	$\rho_{h\text{ diseño}}$	Acero(") y s(cm)	$(V_{max} - V_{damp}) / V_{damp}$
7	9.89	32.20	X	22.31	0.0019	6 al. 5/32 @ 30	9.89	15.95	X	6.06	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	1.02
8	3.56	18.56	X	15.00	0.0017	6 al. 5/32 @ 30	3.56	15.23	X	11.67	0.0014	5 al. 5/32 @ 30	0.22
9	7.29	22.47	X	15.18	0.0016	5 al. 5/32 @ 30	7.29	16.01	X	8.71	0.0009	3 al. 5/32 @ 30	0.40
10	1.46	3.42	X	1.96	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	1.46	13.82	X	12.36	0.0020	7 al. 5/32 @ 30	-0.75
11	6.28	12.80	X	6.52	0.0009	3 al. 5/32 @ 30	6.28	15.90	X	9.62	0.0013	4 al. 5/32 @ 30	-0.19
12	3.13	3.42	X	0.29	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	3.13	14.28	X	11.15	0.0020	7 al. 5/32 @ 30	-0.76

En el caso parcialmente agrietado, (tablas 6.10 y 6.11), como en el caso de la zona sísmica anterior, se muestra que la disparidad de los armados es menor con respecto a los dos casos anteriores (F_{AE} actual y F_{AE} totalmente elástico) y también se cumple que, los armados para resistir las fuerzas laterales en los muros de mampostería en el segundo nivel son más parecidos que los del primer nivel. Estos resultados confirman que cuando la excentricidad estática calculada conforme al método simplificado y el

F_{AEPA} se encuentra cercana a los valores de aproximación aceptable conforme a lo establecido en el Capítulo 5 ($e_s \leq 0.10$), los diseños deben ser razonables.

Tabla 6.10 Diseño de muros de PB utilizando F_{AEPA} de Cano (2005)

DISEÑO POR CORTANTE NIVEL 1, Dirección x CON F_{AE} PARCIALMENTE AGRIETADO CON $c=0.32$													
MÉTODO SIMPLIFICADO							MÉTODO RIGUROSO (DAMY)						
MURO TIPO	V_{mRdx} (Ton)	V_{uxi} (Ton)	Estado	V_{SR} (Ton)	$\rho_{h,diseño}$	Acero(") y s(cm)	V_{mRdx} (Ton)	V_{uxi} (Ton)	Estado	V_{SR} (Ton)	$\rho_{h,diseño}$	Acero(") y s(cm)	$(V_{max} - V_{damy}) / V_{damy}$
7	9.89	22.35	X	12.46	0.0011	4 al. 5/32 @ 30	9.89	30.47	X	20.58	0.0018	6 al. 5/32 @ 30	-0.27
8	3.56	17.58	X	14.03	0.0016	5 al. 5/32 @ 30	3.56	16.10	X	12.55	0.0015	5 al. 5/32 @ 30	0.09
9	7.29	18.88	X	11.59	0.0012	4 al. 5/32 @ 30	7.29	22.08	X	14.79	0.0016	5 al. 5/32 @ 30	-0.14
10	1.46	9.08	X	7.62	0.0018	6 al. 5/32 @ 30	1.46	3.79	X	2.33	0.0006	2 al. 5/32 @ 30	1.39
11	6.28	15.41	X	9.13	0.0012	4 al. 5/32 @ 30	6.28	14.86	X	8.58	0.0012	4 al. 5/32 @ 30	0.04
12	3.13	9.08	X	5.94	0.0014	5 al. 5/32 @ 30	3.13	4.32	X	1.19	0.0005	2 al. 5/32 @ 30	1.10

Tabla 6.11 Diseño de muros del nivel 2 utilizando F_{AEPA} de Cano (2005)

DISEÑO POR CORTANTE NIVEL 2, Dirección x CON F_{AE} PARCIALMENTE AGRIETADO CON $c=0.32$													
MÉTODO SIMPLIFICADO							MÉTODO RIGUROSO (DAMY)						
MURO TIPO	V_{mRdx} (Ton)	V_{uxi} (Ton)	Estado	V_{SR} (Ton)	$\rho_{h,diseño}$	Acero(") y s(cm)	V_{mRdx} (Ton)	V_{uxi} (Ton)	Estado	V_{SR} (Ton)	$\rho_{h,diseño}$	Acero(") y s(cm)	$(V_{max} - V_{damy}) / V_{damy}$
7	8.79	20.73	X	11.94	0.0010	4 al. 5/32 @ 30	8.79	21.00	X	12.21	0.0011	4 al. 5/32 @ 30	-0.01
8	3.25	16.31	X	13.07	0.0015	5 al. 5/32 @ 30	3.25	15.80	X	12.55	0.0015	5 al. 5/32 @ 30	0.03
9	6.52	17.52	X	11.00	0.0012	4 al. 5/32 @ 30	6.52	18.72	X	12.20	0.0013	4 al. 5/32 @ 30	-0.06
10	1.37	8.42	X	7.05	0.0017	6 al. 5/32 @ 30	1.37	6.87	X	5.50	0.0013	4 al. 5/32 @ 30	0.23
11	5.77	14.29	X	8.53	0.0012	4 al. 5/32 @ 30	5.77	15.60	X	9.83	0.0013	5 al. 5/32 @ 30	-0.08
12	2.88	8.42	X	5.54	0.0013	5 al. 5/32 @ 30	2.88	7.46	X	4.58	0.0011	4 al. 5/32 @ 30	0.13

Por último se presentan en la tabla 6.12 los armados resultantes para el nivel de desempeño de muros totalmente agrietados. Se observa que los armados son similares entre sí, si observamos los cortantes actuantes para ambos métodos, la diferencia entre ellos realmente es poca, por lo cual los armados resultantes son muy parecidos. Estos resultados confirman, al igual que para el caso anterior, que cuando la excentricidad estática calculada conforme al método simplificado y el F_{AETA} se encuentra cercano a los valores de aproximación aceptable conforme a lo establecido en el Capítulo 5 ($e_s \leq 0.10$), los diseños deben ser razonables.

Tabla 6.12 Diseño de muros de PB utilizando F_{AETA} de Cano (2005)

DISEÑO POR CORTANTE NIVEL 1, Dirección x CON F_{AE} TOTALMENTE AGRIETADO CON $c=0.32$													
MÉTODO SIMPLIFICADO							MÉTODO RIGUROSO (DAMY)						
MURO TIPO	V_{mRdx} (Ton)	V_{uxi} (Ton)	Estado	V_{SR} (Ton)	$\rho_{h,diseño}$	Acero(") y s(cm)	V_{mRdx} (Ton)	V_{uxi} (Ton)	Estado	V_{SR} (Ton)	$\rho_{h,diseño}$	Acero(") y s(cm)	$(V_{max} - V_{damy}) / V_{damy}$
7	9.89	22.69	X	12.80	0.0011	4 al. 5/32 @ 30	9.89	24.60	X	14.71	0.0013	4 al. 5/32 @ 30	-0.08
8	3.56	17.71	X	14.15	0.0016	5 al. 5/32 @ 30	3.56	16.91	X	13.35	0.0016	5 al. 5/32 @ 30	0.05
9	7.29	19.07	X	11.78	0.0013	4 al. 5/32 @ 30	7.29	20.85	X	13.55	0.0014	5 al. 5/32 @ 30	-0.09
10	1.46	8.77	X	7.31	0.0018	6 al. 5/32 @ 30	1.46	6.39	X	4.93	0.0012	4 al. 5/32 @ 30	0.37
11	6.28	15.42	X	9.14	0.0012	4 al. 5/32 @ 30	6.28	16.35	X	10.07	0.0014	5 al. 5/32 @ 30	-0.06
12	3.13	8.77	X	5.64	0.0014	4 al. 5/32 @ 30	3.13	6.95	X	3.82	0.0009	3 al. 5/32 @ 30	0.26

RESUMEN Y CONCLUSIONES

El método simplificado de análisis establecido desde 1977 en las Normas Técnicas Complementarias de Estructuras de Mampostería (NTCM) y para Diseño Sismo (NTCS) del Reglamento para Construcciones del Distrito Federal (RCDF) es muy utilizado en el análisis y diseño de estructuras de mampostería, y se basa en la distribución de fuerzas laterales de estructuras con diafragmas rígidos, donde la distribución de las rigideces laterales de sus elementos resistentes es totalmente simétrica y la carga lateral se aplica en una sola dirección.

La torsión no se acotaba de manera ingenieril en las versiones de las NTCS y NTCM de 1977 a 1995, ya que según el texto de dichas normas, bastaba con que la distribución de muros en planta fuera “sensiblemente simétrica” con respecto a dos ejes ortogonales. Resultaba inadecuado y un poco imprudente que las NTCS y las NTCM utilizaran un término tan subjetivo como la palabra “sensiblemente” para establecer una limitante en la aplicación del método simplificado de análisis. Tena propuso desde 1999 que sería más razonable establecer un límite en función de un parámetro ingenieril que pudiera estimarse fácilmente, como la excentricidad estática calculada en planta (e_s).

Uno de los cambios importantes en las NTCS-2004 y las NTCM-2004 es que ya se ha puesto una restricción para la respuesta torsional, de manera que actualmente la e_s se limita a un diez por ciento de la dimensión en planta del entrepiso medida paralelamente a dicha excentricidad. Este límite también lo establecen las Normas Técnicas Complementarias por Sismo (NTCS-2004) para considerar a una estructura como regular, de acuerdo con el requisito 10 de su Apartado 6. Además, en las NTCM-2004 se propone un método aproximado para el cálculo de e_s .

La propuesta del valor límite de la e_s de las NTCS-2004 y NTCM-2004 tiene justificación en que el método simplificado debe permitirse exclusivamente en estructuras que cumplan cabalmente con las condiciones de regularidad del Apartado 6 las NTCS-2004. De hecho, no existían estudios específicos que permitieran definir cuál debía ser el valor límite de la excentricidad torsional calculada estáticamente (e_s) para poder utilizar el método simplificado de análisis, comparando las fuerzas cortantes obtenidas mediante este método con respecto a soluciones analíticas rigurosas donde los efectos de torsión se tomen en cuenta en la determinación de fuerzas cortantes.

Tena y Pérez (2000) estudiaron el impacto que tienen las deformaciones por cortante en la ubicación de los centros de torsión, así como qué tanto influyen en las fuerzas cortantes que absorben los muros de mampostería.

Posteriormente, Cano y Tena (2005), basados en el estudio previo de Tena y Pérez (2000), para mejorar las estimaciones de las fuerzas cortantes del método simplificado con respecto a análisis rigurosos (sobre todo para el nivel de planta baja), se enfocaron primero en encontrar expresiones adecuadas para los factores de área efectiva, considerando distintos niveles de desempeño para la estructura.

Este trabajo tiene como antecedentes los anteriores y presenta un estudio paramétrico específico encaminado a determinar el valor límite de la e_s para la aplicación del método simplificado de análisis para estructuras con base en muros de mampostería.

El presente estudio se concentra en comparar las fuerzas cortantes que toman los muros si se utiliza el método simplificado de análisis con respecto a métodos rigurosos para estructuras de mampostería, para distintos valores de e_s . El estudio evalúa tanto la propuesta actual del método simplificado de las NTCM-2004, como las adecuaciones propuestas por Cano y Tena en 2005 para los factores de área efectiva (F_{AE}), que permiten mejorar notablemente las estimaciones de las fuerzas cortantes que absorben los muros de planta baja para un intervalo amplio (desde el punto de vista práctico) de relaciones de aspecto de los muros (H/L) para tres distintos niveles de desempeño estructural (totalmente elástico, parcialmente agrietado y totalmente agrietado).

Conforme a lo anterior, se emplearon cuatro comparaciones distintas para cada uno de los edificios, además para cada nivel de desempeño, se consideraron en este estudio cuatro excentricidades estáticas distintas: 5%, 7.5%, 10% y 20%.

El modelo de referencia de este estudio cuenta con once muros distribuidos en planta de la siguiente forma: en la dirección Y fueron colocados cinco muros, de los cuales cuatro son perimetrales y uno es central, por otro lado, para la dirección X se cuenta con seis muros, de los cuales cuatro son perimetrales y los dos restantes son centrales. En todos los muros colocados en dirección Y de la planta, no se varió la relación de aspecto (H/L) para ninguno de los casos estudiados en esta tesis, es decir, su relación de aspecto fue siempre de 1.0.

En el caso de los muros colocados en la dirección X, se hicieron variar en su relación de aspecto de la siguiente manera: en los muros centrales se definió una relación de aspecto de 0.5 a 2.5, en intervalos de 0.5, mientras que para los muros perimetrales la relación de aspecto se mantuvo en el mismo intervalo, aunque la variación de H/L se hizo a incrementos de 0.1.

Para sistematizar los resultados de los análisis, se elaboró un programa en MATLAB para estimar las fuerzas conforme a las distintas variantes del método simplificado en estudio, mientras que para los análisis rigurosos por el método de Damy, se empleó un programa desarrollado por Pérez Osornio (2000).

Conforme a los resultados que arrojó el estudio paramétrico descrito y presentado en el Capítulo 5, donde cabe destacar que se estableció que si el método simplificado subestima en más de 30% las fuerzas cortantes con respecto al método riguroso de Damy, entonces no debiera permitirse su uso, se establecen las siguientes recomendaciones en función de cada uno de los factores de área efectiva en estudio.

Recomendaciones para F_{AE} actual

En general, es posible usar el método simplificado para $e_s=5\%$ para obtener las fuerzas cortantes en todas las relaciones de aspectos de los muros centrales, con las siguientes limitaciones:

- Cuando $H/L=0.5$ para el muro central, sólo es adecuado utilizar el método simplificado cuando $0.5 \leq H/L \leq 0.6$ para los muros perimetrales.
- Cuando $H/L=1.0$ para el muro central, el método simplificado es efectivo cuando la relación de aspecto de los muros perimetrales se localiza entre 0.5 y

1.3, a partir de este último valor, el método simplificado no es de ninguna manera conservador.

- Si $H/L=1.5$ en el muro central, el límite para utilizar el método simplificado es cuando $H/L \leq 1.6$ para los muros perimetrales.
- Si la relación de aspecto para el muro central es 2.0, es posible utilizar el método simplificado, hasta que la relación de aspecto de los muros perimetrales llega a 2.2, después no es posible utilizarlo.

Finalmente, el método simplificado es aceptable para el análisis cuando la relación de aspecto del muro central es 2.5 sin importar si el muro perimetral es esbelto o robusto.

Recomendaciones para F_{AE} totalmente elástico propuesto por Cano

Las limitantes existentes para este caso de desempeño son muy similares al caso anterior, donde se usa el F_{AE} actual de las NTCM (2004).

Es posible utilizar el Método Simplificado para $e_s=5\%$ si se atienden las siguientes recomendaciones:

- Cuando $H/L=0.5$ para el muro central, sólo es posible usar el método simplificado cuando la relación de aspecto de los muros perimetrales es menor o igual a 0.6.
- Cuando $H/L=1.0$ para el muro central, H/L de los muros perimetrales debe ser menor o igual a 1.1 para poder emplear el método simplificado de análisis.
- Por otro lado, para el caso donde $H/L=1.5$, el método simplificado es adecuado cuando $H/L \leq 1.7$ para los muros perimetrales.
- Para relaciones de aspecto de los muros centrales de 2.0, el método simplificado es adecuado casi en todas las relaciones de aspecto del muro perimetral, excepto cuando $H/L > 2.3$.

Finalmente, se puede emplear el método simplificado cuando el muro central es esbelto, sin importar si los muros perimetrales son esbeltos o robustos.

Recomendaciones para F_{AEPA} propuesto por Cano para una distribución de muros agrietados en los niveles inferiores

Es factible usar el método simplificado para realizar el análisis hasta para una excentricidad estática $e_s=10\%$, el límite actualmente permitido para la gran mayoría de relaciones de aspecto de los muros, es decir, a partir de $H/L > 1.0$. Sin embargo, cuando dominen los muros con relación de aspecto $H/L=0.5$, es decir, existan más del 50% de muros con estas características resistiendo fuerzas cortantes en la dirección de análisis, la excentricidad límite para utilizar el método simplificado deberá ser $e_s=5\%$.

Recomendaciones para F_{AETA} propuesto por Cano para una distribución total de muros agrietados en todos los niveles

De acuerdo con los resultados de este estudio paramétrico, el valor límite de la excentricidad estática (e_s) propuesto por las NTCM-2004 vigentes $e_s=10\%$ es muy adecuado para todos los casos considerados.

Al parecer, pudiera incluso aceptarse el uso del método simplificado para e_s mayores a 10% cuando todos los muros estén totalmente agrietados de manera uniforme en planta y elevación, pero se considera juicioso mantener el límite actual.

Esto se debe a la reflexión de entender que, previo a este estado último de agrietamiento generalizado de los muros en planta y en elevación, los muros experimentarán estados elásticos y/o de agrietamiento parcial con una distribución no necesariamente uniforme en planta y/o elevación, por lo que las estimaciones finales de fuerzas pudieran diferir substancialmente con las estimadas en este estudio, que no puede representar adecuadamente un fenómeno dinámicamente tan complejo.

Observaciones finales

De acuerdo a los resultados arrojados por el estudio paramétrico realizado, para los casos donde se consideran que los muros se agrietan totalmente en toda su elevación o sólo en los niveles inferiores, las modificaciones del método simplificado con los F_{AETA} y F_{AEPa} propuestos por Cano permiten estimaciones más razonables de las fuerzas cortantes demandadas en los muros de PB con respecto a análisis rigurosos aún para excentricidades del 10% o ligeramente mayores, inclusive. Esto lo sugieren tanto los análisis paramétricos de los modelos simplificados presentados en el Capítulo 5 como los ejemplos de diseño considerado en el capítulo seis, particularmente los resultados obtenidos para la zona C-III del MOC-93. Por ejemplo, al momento de obtener el acero de refuerzo en el caso totalmente agrietado, se observó que éste era similar tanto para el método simplificado como para el método de Damy. Algo parecido ocurrió en las fuerzas cortantes obtenidas por ambos métodos para el nivel de desempeño totalmente agrietado, es decir, estas fuerzas fueron muy parecidas entre sí, así como lo fueron los armados obtenidos para resistir carga lateral en los muros de mampostería.

Por el contrario, en los resultados obtenidos para el ejemplo de diseño para la zona C-III del MOC-93 para los F_{AE} según la propuesta de las NTCM-2004 y para muros de comportamiento totalmente elástico según la propuesta de Cano, se observa una notable diferencia en la estimación de las fuerzas cortantes entre análisis rigurosos y el método simplificado, que lidera a que las cuantías de acero de refuerzo requeridas sean totalmente distintas entre sí. Esto es una consecuencia lógica de que las excentricidades estática calculadas conforme al método simplificado y los respectivos F_{AE} se encuentran muy por encima de los valores límite que se proponen para obtener una aproximación razonable ($e_s < 0.05$). Por esto, los diseños en esos casos difieren notablemente.

Cabe señalar además que, para fines de diseño, estas observaciones también dependen del nivel de la demanda sísmica y de requisitos mínimos de refuerzo y detallado de las NTCM-2004 que deben satisfacerse. Por ejemplo, si el coeficiente sísmico lidera a demandas de fuerzas cortantes en los muros relativamente bajas (relativamente

independientes del método de análisis empleado), donde el probable déficit de resistencia se encuentre cercano al que puede satisfacerse con porcentajes de refuerzo mínimo según lo establecen las NTCM-2004, entonces no existirá gran diferencia entre los diseños finales para un análisis riguroso con respecto al método simplificado aún para valores de excentricidades estáticas que rebasen los límites aquí recomendados, como se documentó para los ejemplos de diseño para la zona III del Distrito Federal.

No obstante lo anterior, se recomienda fuertemente observar los valores de las excentricidades estáticas límite propuestas en este estudio, independientemente del valor de la fuerza sísmica demandada, en aras de fomentar, por sentido común, principios fundamentales de estructuración, donde las irregularidades por torsión deben limitarse lo más que se pueda.

Finalmente, se considera que el estudio paramétrico realizado nos ha permitido revisar y proponer valores límites de e_s razonables para el empleo del método simplificado para cada nivel de desempeño estructural, tomando como fundamento que las subestimaciones de las fuerzas cortantes obtenidas con el método simplificado para los muros críticos se encuentren dentro de valores razonables que permitan garantizar diseños seguros de estructuras de mampostería. Este es la aportación más valiosa de este estudio.

REFERENCIAS

- Bazán, E y Meli, R. (1999), **Diseño sísmico de edificios**, primera edición, editorial Limusa.
- Cano, J (2005), “Propuesta de modificación al método simplificado de análisis sísmico de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería”, *Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería*, Universidad Nacional Autónoma de México, marzo.
- Cano, J. y Tena, A. (2005), “Diseño sísmico de estructuras de mampostería para distintos niveles de desempeño estructural con base en adecuaciones propuestas al método simplificado de análisis”, *Memorias, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, México, DF, CDROM, Artículo No. X-01, pp. 1-20, septiembre.
- Chandler, A. M. y Duan, X. N. (1993), “A modified static procedure for the design of torsionally unbalanced multistorey frame buildings,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 22, pp. 447-462.
- Chandler, A. M. y Duan, X. N. (1997), “Performance of asymmetric code-designed buildings for serviceability and ultimate limit states,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, pp. 717-735.
- Chopra, A. K. (2001), **Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering**, primera edición, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.
- Damy, J. E. y Alcocer, S. M. (1987), “Obtención del centro de torsión de edificios,” *Memorias, VI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Querétaro, México, pp C-60 to C-67.
- De la Colina, J. (1998), “Efecto de la flexibilidad de piso en sistemas torsionalmente desbalanceados”, *Memorias, XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Monterrey, Nuevo León, Vol. I, pp. 396-404, noviembre.
- De la Llera, J. C. y Chopra, A. K. (1994), “Estimation of accidental torsion effects for seismic design of buildings,” *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 121, No. 1, pp. 102-114, enero.
- Fleischman, R. B. y Farrow, K. T. (2001), “Dynamic behavior of perimeter lateral-system structures with flexible diaphragms”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 30, No. 5, pp. 745-763, mayo.
- Goel, R. K. y Chopra, A. K. (1993), “Seismic code analysis of buildings without locating centers of rigidity,” *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 10, pp. 3039-3055, octubre.

- Kan, C. L. y Chopra, A. K. (1977), “Elastic earthquake analysis of torsionally coupled multistorey buildings,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 5, pp. 395-412.
- MOC-93 (1993), *Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo*, Instituto de Investigaciones Eléctricas, Comisión Federal de Electricidad, México.
- Newmark, N. M. y Rosenblueth, E. (1971), **Fundamentals of earthquake engineering**, primera edición, Prentice Hall.
- NTCS-2004 (2004) “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Tomo II, No. 103-BIS, octubre, pp. 55-77.
- NTCM-77 (1977), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, marzo.
- NTCM-2004 (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, octubre.
- Pérez Osornio, M. A. (2000), “Estudio de la excentricidad estática máxima para el diseño de estructuras de mampostería conforme al método simplificado”, *Proyecto Terminal de Licenciatura*, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, mayo.
- Tena, A. (1993), “Innovaciones analíticas en la evaluación sísmica de estructuras de mampostería con diafragmas flexibles”, *Boletín del Centro de Investigación Sísmica* de la Fundación Javier Barros Sierra, Vol. 3, No. 1, pp. 26-67, julio.
- Tena-Colunga, A. y Abrams, D. P. (1996), “Seismic behavior of structures with flexible diaphragms”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, No. 4, pp. 439-445, abril.
- Tena, A. y Pérez, M. A. (2000), “Importancia de las deformaciones por cortante en la ubicación de los centros de torsión de entrepiso en edificios estructurados con base en muros”, *Memorias, XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, Guanajuato, noviembre.
- Tena, A., Pérez, M. A. y Cano, J. (2002), “Propuesta de modificación de las fuerzas cortantes del Método Simplificado de Análisis”, *Memorias, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puebla, Puebla, pp. 1057-1068, noviembre.
- Tena, A. (2004), *Apuntes del curso: Diseño de estructuras de mampostería*, Maestría en Estructuras Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, trimestre 2004-I.