



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

Facultad de Ingeniería

**NUEVA FILOSOFÍA DE DISEÑO POR  
TORSIÓN SÍSMICA EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA**

TESIS

que para obtener el grado de:

**INGENIERO CIVIL**

presenta:

**VÍCTOR CECILIO ROMOALDO**

Director de tesis:

**Dr. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ**

México DF, diciembre de 2011



## RESUMEN

En el presente trabajo se propone una nueva filosofía de diseño por torsión sísmica para estructuras asimétricas de mampostería confinada. La nueva filosofía busca, a diferencia de la propuesta por el RCDF-2004, en la cual sólo se diseñan a las estructuras para que resistan las solicitaciones a las que se vean sujetas, disminuir los efectos debidos al fenómeno de la torsión sísmica. Para cumplir con tal objetivo se propone un Requisito Complementario de diseño por torsión sísmica. Se diseñan estructuras asimétricas de mampostería confinada de dos y tres pisos, de acuerdo con la nueva filosofía y, además, con la actual, propuesta por el RCDF-2004. Se evalúa, a través del Procedimiento Simplificado de Diseño (*PSD*), la respuesta a la torsión sísmica de las estructuras y, se comparan los resultados obtenidos de ambas filosofías de diseño. Adicionalmente, se realiza un modelado en el intervalo de comportamiento no lineal de las estructuras. De acuerdo con los análisis de resultados, se deduce que la filosofía de diseño actual puede conducir a diseños poco eficiente y seguros; ya que en algunos casos, siguiendo los procedimientos de diseño del RCDF-2004, se obtienen estructuras donde los elementos con menor rigidez deberán tener una mayor resistencia a fuerzas cortantes que los elementos con mayor rigidez. Finalmente, se propone un procedimiento de diseño a partir de la nueva filosofía planteada en este trabajo.



# CONTENIDO

<b>RESUMEN</b> .....	<b>iii</b>
<b>CONTENIDO</b> .....	<b>v</b>
<b>CAPÍTULO 1. TORSIÓN SÍSMICA</b> .....	<b>1</b>
1.1. INTRODUCCIÓN .....	1
1.1.1. Sismos y su efecto sobre las estructuras.....	1
1.1.2. Características generales de los sismos.....	2
1.2. SISMICIDAD EN MÉXICO .....	4
1.2.1. Regiones sísmicas de México .....	5
1.2.2. Regiones sísmicas de la ciudad de México .....	5
1.2.3. Criterios de diseño sísmico .....	6
1.3. TORSIÓN SÍSMICA .....	7
1.3.1. Fenómeno de la torsión sísmica en las estructuras.....	7
1.3.2. Criterio del RCDF-04 para torsión sísmica.....	9
1.3.3. Excentricidad estática.....	10
1.3.4. Distribución del cortante por torsión entre los elementos resistentes .....	11
1.4. DISEÑO POR TORSIÓN SÍSMICA ESTÁTICA.....	13
1.4.1. Cortante debido a la torsión por excentricidad accidental.....	13
1.4.2. Cortante debido a la torsión por excentricidad estática.....	14
1.4.3. Efecto de la torsión en el diseño por torsión sísmica estática .....	14
1.4.4. Procedimiento Simplificado de Diseño por torsión sísmica ( <i>PSD</i> ).....	15
<b>CAPÍTULO 2. DISEÑO DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA</b> .....	<b>17</b>
2.1. MAMPOSTERÍA.....	17
2.1.1. Consideraciones generales de las estructuras a base de muros de mampostería .....	17
2.1.2. Mampostería confinada .....	18
2.1.3. Respuesta estructural de los muros de mampostería confinada .....	20
2.1.4. Comportamiento sísmico.....	20
2.1.5. Modos de falla de la mampostería.....	21
2.1.6. Acero de refuerzo e influencia de las aberturas en los muros .....	23
2.2. ANÁLISIS DE CARGAS LATERALES EN MUROS.....	25
2.2.1. Método de la columna ancha.....	25
2.2.2. Método de la diagonal equivalente.....	26
2.2.3. Método de las tres diagonales .....	27
2.2.3. Método del elemento finito .....	27
<b>CAPÍTULO 3. REQUISITO COMPLEMENTARIO PARA EL DISEÑO POR TORSIÓN SÍSMICA EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA</b> .....	<b>29</b>
3.1. INTRODUCCIÓN .....	29
3.1.1. Filosofía de diseño actual.....	29
3.1.2. Filosofía Alternativa de diseño por torsión sísmica.....	29

3.2. REQUISITO COMPLEMENTARIO DE DISEÑO POR TORSIÓN SÍSMICA .....	29
3.2.1. Relación de desplazamientos elásticos de los elementos resistentes en los extremos .....	29
3.2.2. Requisito complementario de la relación de desplazamientos laterales .....	32
<b>CAPÍTULO 4. ANÁLISIS NO LINEAL DE LA MAMPOSTERÍA .....</b>	<b>33</b>
4.1. INTRODUCCIÓN .....	33
4.1.1. Comportamiento no lineal .....	33
4.1.2. Comportamiento no lineal de la mampostería .....	34
4.2. COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA .....	35
4.2.1. Comportamiento no lineal de estructuras .....	35
4.2.2. Comportamiento no lineal de estructuras compuestas de mampostería .....	36
4.3. MEDIDA DE LA RESPUESTA NO LINEAL DE SISTEMAS ESTRUCTURALES .....	38
4.3.1. Distorsión de entrepiso .....	38
4.3.2. Relación entre la distorsión de entrepiso y daño estructural .....	39
4.4. ANÁLISIS NO LINEAL DE LA MAMPOSTERÍA .....	40
4.4.1. Programa CANNY-E .....	40
4.4.2. Características generales del programa <i>CANNY-E</i> .....	40
4.4.3. Modelación de muros en el programa <i>CANNY-E</i> .....	41
4.4.4. Modelo de histéresis bilineales y trilineal .....	42
4.5. CALIBRACIÓN DEL MODELO NO LINEAL .....	43
4.5.1. Muro estudiado en el laboratorio .....	44
4.5.2. Características de la prueba de laboratorio .....	44
4.5.3. Resultados del muro estudiado en laboratorio .....	47
4.5.4. Modelo analítico del muro .....	47
4.5.5. Resultados del modelo analítico del muro .....	50
4.5.6. Comentarios de la calibración de modelo analítico .....	51
<b>CAPÍTULO 5. DISEÑO POR TORSIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA UTILIZANDO UN REQUISITO COMPLEMENTARIO .....</b>	<b>53</b>
5.1. MODELOS ANALIZADOS .....	53
5.1.1. Modelo E1-2N .....	53
5.1.2. Modelo E2-2N .....	54
5.1.3. Modelo E1-3N .....	54
5.1.4. Modelo E2-3N .....	55
5.2. ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO .....	56
5.2.1. Generalidades del diseño .....	56
5.2.2. Análisis sísmico .....	56
5.2.3. Análisis de fuerzas cortantes .....	57
5.2.4. Revisión de la distorsión de entrepiso y del Requisito Complementario de Diseño .....	58
5.3. RESULTADOS .....	58
5.3.1. Modelo E1-2N .....	58
5.3.2. Modelo E2-2N .....	62
5.3.3. Modelo E1-3N .....	65
5.3.4. Modelo E2-3N .....	69
<b>CAPÍTULO 6. REVISIÓN DEL COMPORTAMIENTO EN EL INTERVALO NO LINEAL DE LOS MODELOS E1-2N Y E2-2N .....</b>	<b>75</b>
6.1. MODELADO DE LAS ESTRUCTURAS EN EL PROGRAMA CANNY-E .....	75

6.1.1. Generalidades del modelado .....	75
6.1.2. Definición de muros y nodos .....	76
6.1.3. Fuerzas sísmicas.....	77
6.2. RESULTADOS DEL MODELADO NO LINEAL .....	78
6.2.1. Modelo E1-2N.....	78
6.2.2. Modelo E2-2N.....	82
<b>CAPÍTULO 7. ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>	<b>87</b>
7.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	87
7.1.1. Modelo E1-2N.....	87
7.1.2. Modelo E2-2N.....	89
7.1.3. Modelo E1-3N.....	90
7.1.4. Modelo E2-3N.....	92
7.2. COMPARACIÓN ENTRE LOS MODELOS E1 Y E2 .....	93
7.2.1. Modelos de 2 niveles (E1-2N y E2-2N).....	93
7.2.2. Modelos de 3 niveles (E1-3N y E2-3N).....	96
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>99</b>
<b>AGRADECIMIENTOS .....</b>	<b>103</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>105</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>107</b>
<b>APÉNDICE A. CALIBRACIÓN DEL MODELO NO LINEAL PARA LA MAMPOSTERÍA</b>	<b>109</b>
<b>APÉNDICE B. MODELO ANALÍTICO DE LA ESTRUCTURA E1-2N.....</b>	<b>112</b>
<b>APÉNDICE C. MODELO ANALÍTICO DE LA ESTRUCTURA E2-2N .....</b>	<b>117</b>



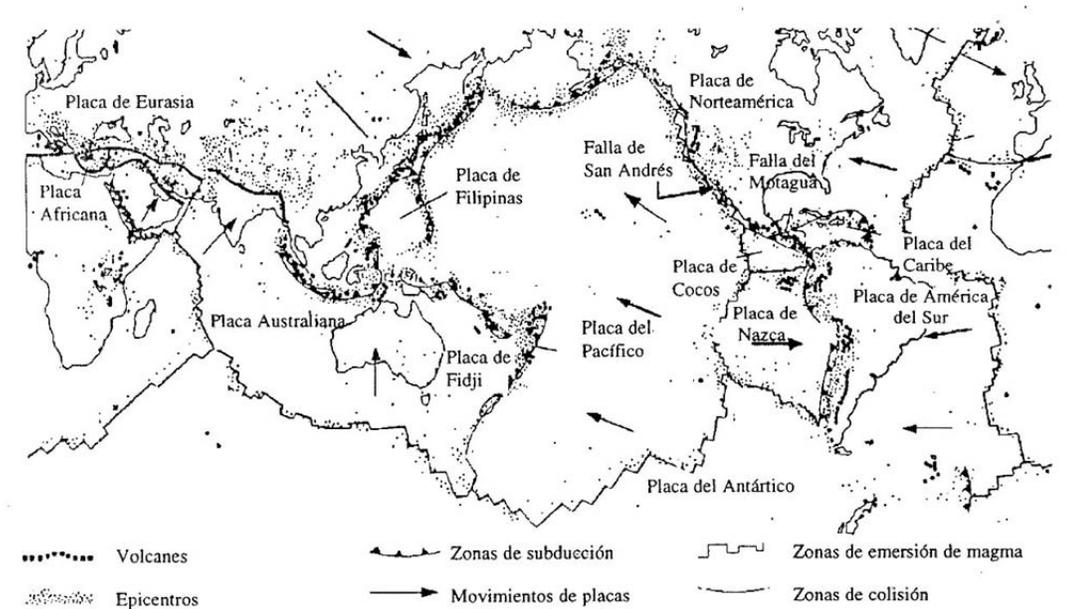
# CAPÍTULO 1

## TORSIÓN SÍSMICA

### 1.1. INTRODUCCIÓN

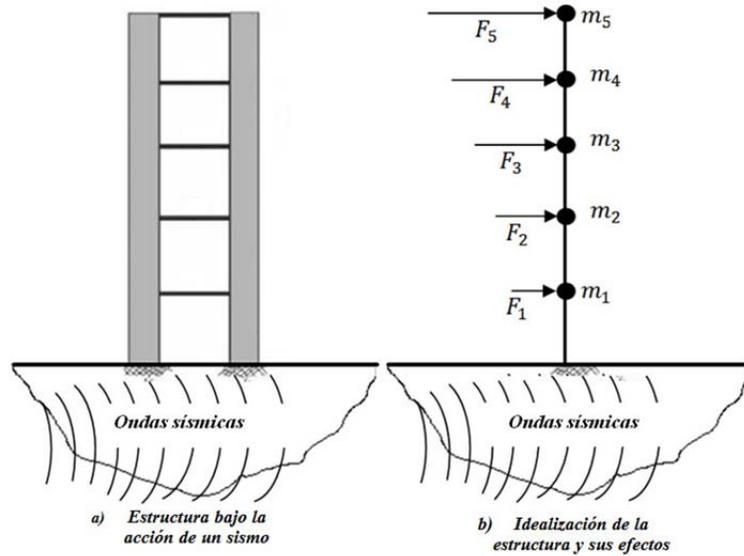
#### 1.1.1. Sismos y su efecto sobre las estructuras

Los sismos, son vibraciones de la corteza terrestre, generadas por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Sin embargo, desde el punto de vista de la ingeniería los sismos más importantes, debido a los efectos que pueden llegar a producir, son los de origen tectónico. Se deben a los desplazamientos bruscos de las placas en las que está subdividida la corteza terrestre (Figura 1.1). Las presiones que se generan en la corteza por los flujos de magma desde el interior de la Tierra llegan a vencer la fricción que mantiene en contacto los bordes de las placas y producen caídas de los esfuerzos y liberación de enormes cantidades de energía almacenada en la roca. La energía se libera principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza (Bazán y Meli, 2002).



**Figura 1.1. Mapa que muestra la relación entre las principales placas tectónicas y la localización de los epicentros de sismos y volcanes (Bazán y Meli, 2002)**

Es esta vibración de la corteza terrestre la que pone en peligro las edificaciones que sobre ella se desplantan, al ser éstas solicitadas por el movimiento de su base. Por los movimientos vibratorios de las masas de los edificios se generan fuerzas de inercia (Figura 1.2), que inducen esfuerzos importantes en los elementos de la estructura y que pueden llevar a la falla de los elementos estructurales y progresivamente de la estructura (Bazán y Meli, 2002).



**Figura 1.2. Efecto sísmico en una estructura**

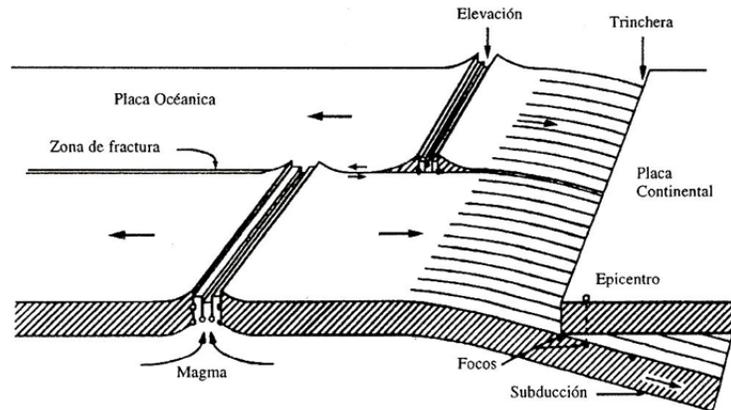
Las fuerzas inducidas por la acción de un sismo sobre una estructura, estarán definidas por la ecuación (1.1):

$$F_j = m_j a_j \quad (1.1)$$

donde:  $F_j$ , es la fuerza inducida del  $j$ -ésimo piso debido a la acción sísmica sobre la estructura;  $m_j$ , es la masa de  $j$ -ésimo piso de la estructura;  $a_j$ , es la aceleración del  $j$ -ésimo piso de la estructura, provocada por la acción del sismo sobre la estructura.

### 1.1.2. Características generales de los sismos

Un sismo tectónico, presenta un *foco* o *hipocentro*, que es el lugar subterráneo donde se identifica el comienzo del movimiento, a la proyección de este punto sobre la superficie de la tierra se le llama *epicentro*. En la Figura 1.3 se observa de forma esquemática las principales características de los sismos.



**Figura 1.3. Movimiento de placas y generación de sismos. Mecanismos de subducción (Bazán y Meli, 2002)**

La energía liberada por un sismo se propaga del hipocentro, mediante distintos tipos de ondas que hacen vibrar a la corteza terrestre. Estas se clasifican como ondas de cuerpo y ondas superficiales.

Las ondas de cuerpo son aquellas que viajan a grandes distancias a través de la roca. A su vez, las ondas de cuerpo se dividen en:

- Ondas  $P$ , también llamadas principales o dilatación. En este tipo de onda la corteza experimentan un movimiento paralelo a la dirección de la propagación. Las ondas  $P$  se propagan a grandes distancias y su amplitud se atenúa poco a poco.
- Ondas  $S$ , secundarias o de cortante. En estas, las partículas de la corteza se mueven transversalmente a la dirección de propagación. Éste tipo de onda producen un movimiento del terreno más intenso y de características más dañinas para las edificaciones que las ondas  $P$  (Bazán y Meli, 2002).

Por otra parte, las ondas superficiales se deben a reflexiones y refracciones de las ondas de cuerpo, cuando éstas llegan a la superficie o a una interface entre estratos. Este tipo de onda es de baja frecuencia, viajan más lento que las de cuerpo. Las ondas de cuerpo se clasifican en ondas  $L$  (*Love*) y ondas  $R$  (*Rayleigh*).

Para medir el tamaño de los sismos se utiliza el concepto de *magnitud*, la cual pretende medir de manera *cuantitativa* la energía liberada por un sismo y el potencial de destrucción global que éste pudiera llegar a ocasionar. Dentro de las escalas de magnitud existentes, la más conocida es la escala *Richter* (propiamente llamada magnitud local  $M_L$ ). Esta se basa en la amplitud de un registro en condiciones estándar (máximas ondas superficiales a corta distancia). Un aspecto que hay que recordar con respecto a esta magnitud, es que esta escala fue propuesta para sismos en California, empleado un sismógrafo particular. Otras escalas de magnitudes son la  $M_S$ , que emplea registros de *ondas superficiales*, y la  $m_b$ , en donde se emplean registros de *ondas de cuerpo*.

Sin embargo la escala  $M_S$  y la  $m_b$ , se limitan a sismos de ciertas características y dejan de crecer cuando se alcanza el valor de 8 aunque la destructividad del sismo siga aumentando. Por tal motivo, la selección de la escala de *magnitud* adecuada depende de la magnitud del sismo y de la distancia a la que se encuentren las estaciones sismológicas. Técnicamente, la más adecuada es la magnitud de momento sísmico ( $M_w$ ), ésta es función lineal del logaritmo de la energía liberada (Bazán y Meli, 2002).

Si bien un sismo tiene una sola magnitud, tendrá diferentes intensidades, según el sitio donde se registre (Bazán y Meli, 2002). En general, la intensidad decrece a medida que nos alejamos de la zona del epicentro, y para una misma distancia del epicentro, son más intensos los sismos de mayor magnitud.

Al igual que la magnitud, la intensidad no tiene una escala universal aceptada. La escala más utilizada para medir la intensidad de un sismo es la Mercalli Modificada, la cual es una escala *subjetiva* que mide de forma *cualitativa* los daños y la severidad del sismo según la percepción de las personas. En ella se asignan valores de I a XII. Las intensidades de IV o menores no corresponden a daño estructural y la intensidad X corresponde a una destrucción generalizada. Particularmente, para los distintos tipos de mampostería (Tabla 1.1), la escala Mercalli Modificada sostiene diferentes tipos de daño (Tabla 1.2).

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

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

**Tabla 1.2. Escala de intensidad Mercalli Modificada (MM), para estructuras de mampostería (Bazán y Meli, 2002)**

Grado	Descripción del daño
VI	La mampostería tipo D sufre fisuras
VII	Se presentan daños y colapso de la mampostería tipo D, aparecen algunas grietas en la mampostería tipo C
VIII	Colapso parcial de la mampostería tipo C, se presenta algún daño en mampostería tipo B y tipo A
IX	Construcciones de mampostería tipo D totalmente destruidas, daño severo y aun colapso de mampostería tipo C, daño de consideración en mampostería tipo B
X	La mayoría de las construcciones de mampostería destruidas

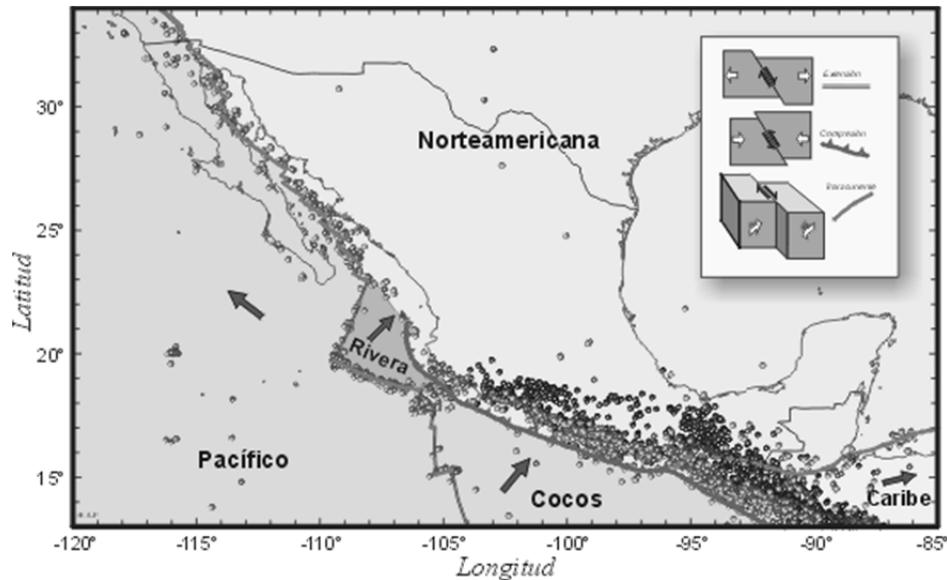
Entre los aparatos para medir los sismos se encuentran los *sismógrafos*, que se usan principalmente para determinar los epicentros y mecanismos focales. Para la ingeniería los más importantes son los acelerógrafos, que proporcionan la variación de aceleraciones con el tiempo en el lugar donde están colocados (Bazán y Meli, 2002).

## 1.2. SISMICIDAD EN MÉXICO

México se localiza en una de las regiones sísmicas con mayor actividad del mundo. Por lo que la probabilidad de que ocurran eventos de gran magnitud es alta. El territorio mexicano se encuentra dividido entre cinco placas tectónicas (Figura 1.4), las cuales son:

1. La placa *Norteamericana*, sobre la cual se encuentra la mayor parte del país.
2. La del *Pacífico*, en donde se encuentra la península de Baja California
3. La placa del *Caribe*, en la donde se encuentra el sur de Chiapas
4. Las placas de *Cocos* y *Rivera*, estas son oceánicas y se encuentran bajo el Océano.

De acuerdo con el catálogo de historia sísmica del país del siglo XX, en promedio ocurren 5 sismos de magnitud mayor o igual que 6.5 ( $M_s$ ) cada 4 años. Sismos con mayor frecuencia, por ejemplo cada año, se registran más de 100 con magnitudes mayores o iguales que 4.5 ( $M_s$ ), mientras que se espera un sismo con magnitud mayor o igual que 7.5 ( $M_s$ ) cada 10 años (Kostoglodov y Pacheco, 1999).



**Figura 1.4. Placas tectónicas de la República Mexicana y tipos de fallas (Kostoglodov y Pacheco, 1999)**

### 1.2.1. Regiones sísmicas de México

El territorio mexicano se divide en cuatro regiones sísmicas, según el peligro sísmico al que están sujetas las construcciones (Gutiérrez *et al.*, 2001). Para generarlas se emplearon los registros históricos de grandes sismos en México, los catálogos de sismicidad y los datos de aceleración del terreno como consecuencia de sismos de gran magnitud.

### 1.2.2. Regiones sísmicas de la ciudad de México

Los sismos de gran magnitud que se presentan en el valle de México, tienen su origen en la zona de subducción de la costa del Pacífico y ocasionalmente eventos locales. Los principales problemas sísmicos del valle de México se deben a las condiciones geológicas particulares de la zona, como son la presencia de estratos de suelo blando, que en esta área producen una amplificación generalizada de las ondas sísmicas en toda la región, independientemente del tipo de terreno.

Los gruesos estratos de arcilla blanda, de algunas zonas del valle de México, filtran y hacen prácticamente desaparecer, las ondas que tienen frecuencias de vibración diferentes a la frecuencia fundamental del estrato. De esta manera, llega a la superficie un movimiento casi armónico, con un periodo de vibración que es el del estrato de arcilla subyacente y que varía de acuerdo con el espesor de los estratos (Bazán y Meli, 2002).

De acuerdo con lo anterior, la microzonificación de la ciudad de México ha dado lugar a una subdivisión en tres zonas, que de acuerdo con el actual Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-2004) son las siguientes:

- *Zona I, o zona de lomas*, son las zonas de terreno firme y de peligro sísmico menor.

- *Zona II, o zona de transición*, en donde se presentan características intermedias se producen amplificaciones importantes con estratos de arcilla superficiales.
- *Zona III, o zona de lago*, se presentan depósitos de arcilla de por lo menos 20 m de espesor y corresponde al mayor peligro sísmico.

### 1.2.3. Criterios de diseño sísmico

El diseño de las estructuras para resistir sismos difiere del que se realiza para el efecto de otras acciones; debido a diversas razones, implícitas en el diseño por acciones sísmicas. Lo peculiar del problema sísmico no estriba sólo en la complejidad de la respuesta estructural a los efectos dinámicos de los sismos, sino sobre todo, se deriva de lo poco predecible que es el fenómeno sísmico y de las intensidades extraordinarias que pueden alcanzar sus efectos (Bazán y Meli, 2002). Además, la probabilidad asociada a que se presenten dichas intensidades en la vida útil de la estructura es muy pequeña.

De acuerdo con lo anterior, mientras que para el diseño para acciones diferentes a las sísmicas se busca que el comportamiento de la estructura permanezca dentro de su intervalo lineal y sin que ésta sufra daños, aun para los valores máximos que puedan alcanzar las fuerzas actuantes, en el diseño sísmico se reconoce que esto no es económicamente viable.

Por lo cual, el diseño sísmico se plantea rigurosamente como un problema de optimización, en el que se debe equilibrar la inversión que sea razonable hacer en la seguridad de la estructura con la probabilidad del daño que pueda ocurrir. En la mayoría de los reglamentos modernos de diseño sísmico se establecen como objetivos, por una parte, evitar el colapso de las estructuras, pero aceptando daños, ante un sismo excepcionalmente severo que se pueda presentar en su vida útil; y, por otra, evitar daños de cualquier tipo ante sismos moderados que tengan una probabilidad significativa de presentarse en ese lapso (Bazán y Meli, 2002).

Los objetivos anteriores pueden plantearse de manera formal en términos de los estados de límite, que de acuerdo con Bazán y Meli, 2002, corresponden a los siguientes:

- a) *Estado límite de servicio*. En él, no se exceden las deformaciones que pueden llegar a ocasionar pánico en los ocupantes, interferencia con el funcionamiento de equipos e instalaciones, ni daños en elementos estructurales.
- b) *Estado límite de integridad*. En éste se puede presentar daño no estructural y daño estructural menor, como agrietamiento en estructuras de concreto, pero aun así no se alcanza la capacidad de carga última de los elementos estructurales.
- c) *Estado límite de supervivencia*. Se puede presentar daño estructural significativo y hasta en ocasiones más allá de lo económicamente reparable, pero se mantiene la estabilidad general de la estructura y se evita el colapso.

En base con los estados límite anteriores, se pueden establecer como objetivos del diseño sísmico (Bazán y Meli, 2002).

- i. Evitar que se excedan el estado límite de servicio para sismos de intensidad moderada, que puedan presentarse varias veces en la vida útil de la estructura.

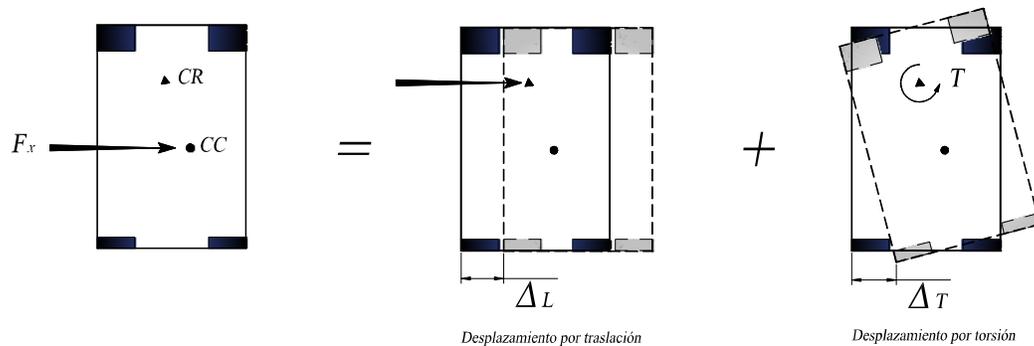
- ii. Para sismos severos, que tienen una posibilidad significativa de presentarse en la vida útil de la estructura, no se exceda el estado de límite de integridad.
- iii. Finalmente el estado límite de supervivencia no debe excederse ni para sismos extraordinarios que tengan una muy pequeña probabilidad de ocurrencia.

Los reglamentos en general no establecen métodos explícitos para alcanzar estos objetivos, que estrictamente requerirían de análisis para tres niveles de sismos; estos tratan de cumplirlos mediante un conjunto de requisitos que supuestamente lleven a ello (Bazán y Meli, 2002).

### 1.3. TORSIÓN SÍSMICA

#### 1.3.1. Fenómeno de la torsión sísmica en las estructuras

Las estructuras en general experimentan un fenómeno denominado torsión sísmica, que aparece cuando las estructuras presentan una distribución irregular en planta de masas, rigideces y/o resistencias. Lo anterior da origen a vibraciones torsionales, las cuales amplifican las vibraciones traslacionales (Figura 1.5).



**Figura 1.5. Torsión sísmica en un piso de una estructura**

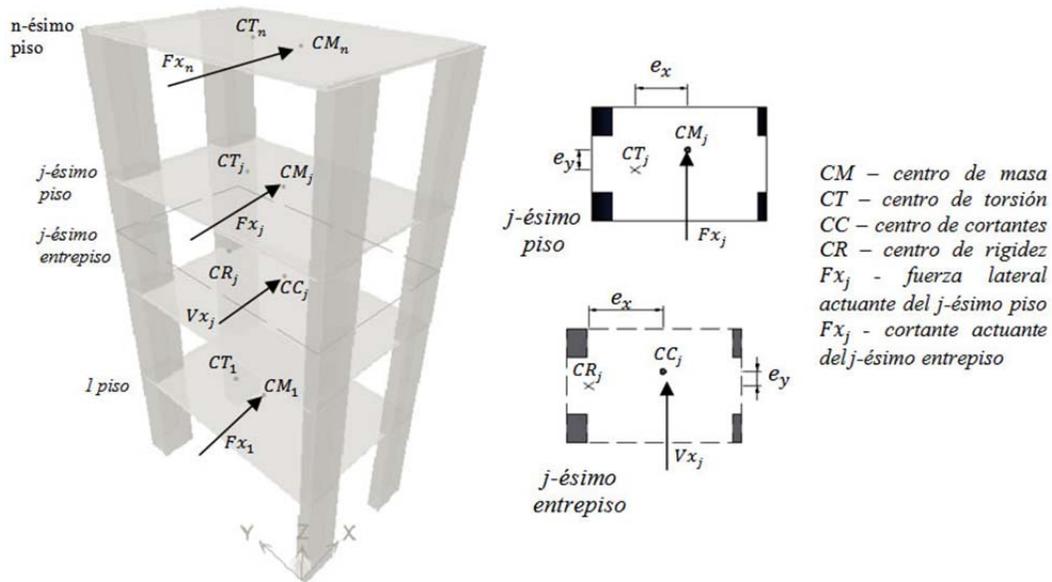
Los primeros estudios relacionados con el fenómeno de la torsión sísmica en México, fueron realizados por Elorduy y Rosenblueth (1968). Para su estudio se consideró estructuras de un piso con tres grados de libertad y tres casos diferentes de excentricidad estática (Tabla 1.3). Parte de las observaciones que realizaron fue que, a medida que se incrementaba la excentricidad estática, también lo hacían los efectos de torsión que sufrían las estructuras.

**Tabla 1.3. Casos estudiados por Elorduy y Rosenblueth (1968)**

Caso	Simetría	Descripción
1	Total	El centro de masa coincide con el de rigidez
2	Parcial	Sólo una coordenada del centro de masas coincide con su correspondiente centro de rigidez.
3	Asimetría total	Ninguna coordenada del centro de masa coincide con el centro de rigidez.

Cuando las estructuras se encuentran en su intervalo de comportamiento lineal, la torsión sísmica aparece debido a la no coincidencia en piso entre sus centro de masa,  $CM$ , y centro de torsión,  $CT$ , o en

entrepiso de su centro de cortantes, CC, con su centro de rigideces, CR. La diferencia entre estos es la excentricidad estática,  $e_s$ , de piso o entrepiso respectivamente (Figura 1.6).



**Figura 1.6. Coordenadas y parámetros, para el análisis sísmico de una estructura**

El CM se define como el centro de gravedad de las cargas verticales y es en éste donde se considera que actúan las fuerzas sísmicas inducidas en una estructura por la acción de un sismo (Figura 1.2). Si se presenta una distribución uniforme en planta de cargas, el CM, coincidirá con el centroide geométrico del piso. El CC es el lugar geométrico donde se considera que actúa el cortante total de entrepiso,  $V_j$ . Por otra parte CT y CR, se definen como el lugar donde actúa la resultante de las rigideces de piso y entrepiso respectivamente; y en donde teóricamente debería pasar la línea de acción de la fuerza sísmica en el piso o la del cortante total de entrepiso para que no se presente la rotación de la planta.

Sin embargo aún las estructuras que son nominalmente simétricas, donde teóricamente la excentricidad estática es igual a cero, pueden llegar a presentar torsión sísmica debido a las incertidumbres inherentes a las propiedades estructurales. A este fenómeno se le denomina torsión accidental. Este fenómeno se puede atribuir a las siguientes causas (Escobar *et al.*, 2004a):

- Torsiones inducidas por la componente rotacional del terreno.
- Diferencias en la llegada de las ondas sísmicas a los apoyos de las estructuras.
- Diferencia entre las propiedades estructurales reales y las calculadas.

Resulta prácticamente imposible estimar con precisión la torsión accidental. La manera usual de considerarla en el diseño sísmico de estructuras, es incluyendo un momento de torsión adicional, que se obtiene de suponer que la fuerza cortante que actúa en el entrepiso se desplaza de su posición original (Escobar *et al.*, 2004a). A este desplazamiento de la fuerza cortante se denomina *excentricidad accidental* y comúnmente se expresa como un porcentaje de la máxima dimensión de la planta perpendicular a la dirección del sismo.

Los efectos de torsión mencionados anteriormente son incluidos, de acuerdo con el RCDF-2004, a través de sus Normas Técnicas Complementarias por Sismo (NTCS-2004), en un análisis sísmico estático de las estructuras de edificios, al considerar una excentricidades de diseño definida por las expresiones (1.2) y (1.3) y que sea la que ocasione los efectos más desfavorables en cada uno de los elementos resistentes.

$$e_{d1} = \alpha e_s + \beta b \quad (1.2)$$

$$e_{d2} = \delta e_s - \beta b \quad (1.3)$$

donde:  $\alpha$  y  $\delta$ , son factores de amplificación dinámica;  $e_s$ , es la excentricidad estructural o estática;  $\beta$ , es el factor de excentricidad accidental;  $b$ , es la dimensión máxima en planta de la estructura, perpendicular a la dirección de excitación sísmica analizada.

### 1.3.2. Criterio del RCDF-04 para torsión sísmica

El actual criterio del RCDF-04, permite analizar las estructuras de edificios tomando en cuenta únicamente la traslación de entrepiso. La torsión sísmica es incluida al distribuir la fuerza cortante producida por este efecto entre los elementos resistentes al considerar un momento de torsión en cada entrepiso, obtenido del producto de la fuerza cortante sísmica en cada dirección de análisis y dos valores de excentricidad de diseño, ecuación (1.2) y (1.3), (Escobar *et al.*, 2004a).

De acuerdo con el RCDF, lo primero que se realiza para obtener las fuerzas de diseño, de los elementos resistentes de entrepiso, es la distribución del cortante total de entrepiso,  $V_j$ , de acuerdo con la rigidez lateral,  $k_i$ , de cada elemento, obteniéndose un cortante directo de diseño  $V_{di}$ , esto es, para cada una de las direcciones ortogonales de la estructura:

$$V_{di} = V_j \frac{k_i}{\sum k_i} \quad (1.4)$$

Lo siguiente es obtener la fuerza cortante de entrepiso debida al efecto de torsión sísmica, para ello se obtiene el momento torsionante originado por la aplicación de la fuerza cortante de entrepiso y la excentricidad de diseño  $e_d$  más desfavorable de las ecuaciones (1.2) y (1.3). De acuerdo con las NTCS-04,  $\alpha=1.5$ ,  $\delta=1.0$  y  $\beta=0.1$ .

Las fuerzas cortantes de diseño debidas a la torsión sísmica del entrepiso,  $V_{ti}$ , se obtendrán de distribuir el momento torsionante entre los elementos resistentes, de acuerdo con la contribución de cada uno de los elementos estructurales a la rigidez torsional del mismo, esto es:

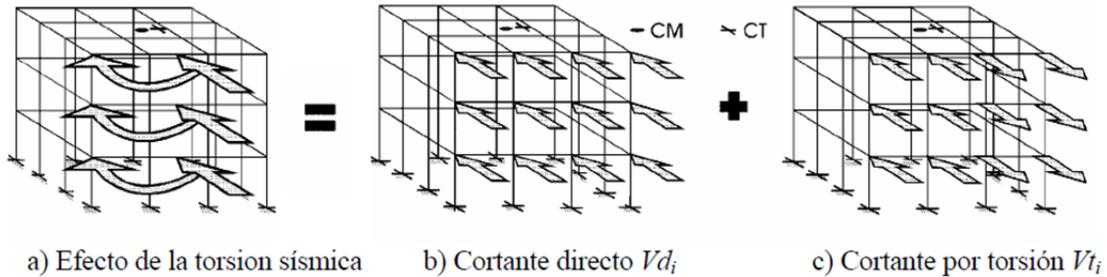
$$V_{ti} = \frac{k_i x_i}{K_\theta} V_j e_d \quad (1.5)$$

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

Así, de acuerdo con el RCDF-04, el cortante de diseño,  $V_i$ , del  $i$ -ésimo elemento resistente del  $j$ -ésimo entrepiso del edificio será la suma algebraica del cortante directo  $V_{di}$  y un cortante por torsión  $V_{ti}$ , esto es:

$$V_i = V_{di} \pm V_{ti} \quad (1.6)$$

En la Figura 1.7 se presenta de manera esquemática el efecto de la torsión sísmica, descrito en la ecuación (1.6), de los elementos resistentes de un edificio de varios pisos.



**Figura 1.7. Representación esquemática del efecto de la torsión sísmica en los elementos resistentes de un edificio (Escobar *et al.*, 2004b)**

### 1.3.3. Excentricidad estática

Como se puede apreciar en la Figura 1.6, en los edificios de varios pisos existen dos definiciones de *excentricidad estática* para calcular el momento torsionante, *excentricidad de piso* y *excentricidad de entrepiso*, que a continuación se describen brevemente.

*Excentricidad de piso*, se define como la distancia que hay entre el centro de masa,  $CM$ , y el centro de torsión,  $CT$ , correspondientes para cada una de las direcciones  $X$  e  $Y$  estructurales, esto es:

$$e_s = x_{CM} - x_{CT} \quad (1.7)$$

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

*Excentricidad de entrepiso*, se define como la distancia entre el centro de cortante,  $CC$ , y el centro de rigideces,  $CR$ , de cada una de las direcciones  $X$  e  $Y$  de los entrepisos, esto es:

$$e_s = x_{CC} - x_{CR} \quad (1.8)$$

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

Por otro lado en Escobar *et al.*, 2004a, se comprueba que los valores de momento de torsión calculados con las dos definiciones de excentricidad estática, antes mencionadas, son prácticamente iguales entre sí. Para este trabajo se utilizará la definición de excentricidad de entrepiso, debido a que es más sencillo realizar el cálculo del momento por torsión con esta definición.

De acuerdo con lo anterior, las coordenadas  $x_{CC}$  y  $y_{CC}$  del  $CC$  del  $j$ -ésimo entrepiso se calculan como:

$$x_{CC} = \frac{\sum F y_j x_{CM}}{V y_j} \quad (1.9)$$

$$y_{CC} = \frac{\sum F x_j x_{CM}}{V x_j}$$

donde:  $F_{xj}$  y  $F_{yj}$ , son las fuerzas sísmicas laterales aplicadas en  $CM$ ;  $V_{xj}$  y  $V_{yj}$ , son los cortantes del entrepiso  $j$  en las direcciones X e Y, respectivamente.

Las coordenadas  $x_{CR}$  y  $y_{CR}$  del  $CR$  se pueden calcular utilizando los cortantes directos como sigue:

$$x_{CR} = \frac{\sum(V_{dyj}x_i)}{V_{y_j}} \quad (1.10)$$

$$y_{CR} = \frac{\sum(V_{dxj}y_i)}{V_{x_j}}$$

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

$$M_j = V_j e_s \quad (1.11)$$

#### 1.3.4. Distribución del cortante por torsión entre los elementos resistentes

Para simplificar el procedimiento de diseño por torsión sísmica estática Escobar *et al.*, 2004, analizaron las ecuaciones en las que éste se basa. Así, de acuerdo con la ecuación (1.6), el diseño por torsión del  $i$ -ésimo elemento resistente de un entrepiso debe incluir un cortante directo  $V_{di}$  y un cortante por torsión  $V_{ti}$ . Sustituyendo las ecuaciones (1.4) y (1.5) en la ecuación (16) se obtiene:

$$V_i = \frac{k_i}{\sum k_i} V_j \pm \frac{k_i x_i}{K_\theta} V_j e_d \quad (1.12)$$

En la ecuación (1.12), se observa que la rigidez torsional,  $K_\theta$ , es uno de los parámetros que intervienen de manera fundamental en la distribución de las fuerzas por torsión en edificios. De acuerdo con este concepto, para estudiar el comportamiento de estructuras se propuso el radio de giro normalizado,  $\rho$ . Así, de acuerdo con Tso y Wong (1993), el radio de giro normalizado para las dos direcciones ortogonales de un entrepiso de un sistema estructural se define como:

$$\rho = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{K_\theta}{\sum k_i}} \quad (1.13)$$

Despejando  $K_\theta$  de la ecuación (1.13), se obtiene que:

$$K_\theta = \sum k_i \rho^2 b^2 \quad (1.14)$$

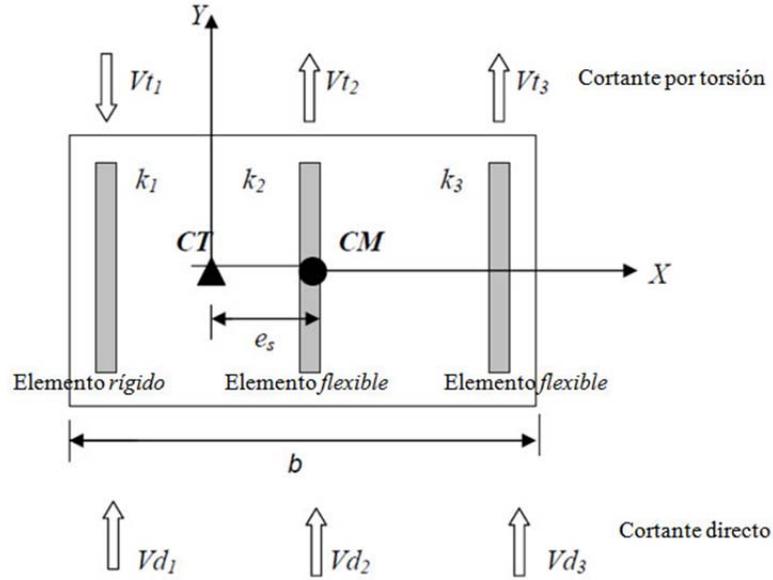
Si se sustituye la ecuación (1.14) en (1.12) y se simplifica se obtiene:

$$V_i = V_{di} \left( 1 \pm \frac{e_d}{\rho^2 b^2} x_i \right) \quad (1.15)$$

Para un mejor manejo de la ecuación (1.15), conviene clasificar a los elementos de acuerdo con la distribución del cortante por torsión. Por lo que los elementos que se localicen del mismo lado del  $CM$  o del  $CC$  con respecto al  $CT$  o al  $CR$ , se denominarán como elementos *flexibles*. Los elementos

localizados del mismo lado del CT o del CR con respecto al CM o CC, se denominaran como elementos *rígidos*.

En la Figura 1.8 se presenta de manera esquemática la clasificación de los elementos resistente, en flexibles y rígidos.



**Figura 1.8. Distribución del cortante directo y del cortante por torsión entre los elementos resistentes en dirección Y (Escobar *et al.*, 2004a)**

Analizando la ecuación (1.15) para las dos excentricidades de diseño, definidas por las ecuaciones (1.2) y (1.3), se tiene que, para los elementos *flexibles* la resistencia estará dada por el efecto más desfavorable definido por la siguiente comparación:

$$\beta b + \alpha e_s > -\beta b + \delta e_s \quad (1.16)$$

Por lo que el cortante de diseño,  $V_{if}$ , para el diseño de los elementos *flexibles*, se calcula como:

$$V_{if} = V_{di} \left( 1 + \frac{\alpha e_s + \beta b}{\rho^2 b^2} x_i \right) = V_{di} \left( 1 + \frac{\alpha e_s}{\rho^2 b^2} x_i + \frac{\beta b}{\rho^2 b^2} x_i \right) \quad (1.17)$$

Por otro lado, para lo elementos *rígidos* la resistencia de diseño estará definida por el efecto más desfavorable de la siguiente comparación:

$$-\beta b - \alpha e_s < \beta b - \delta e_s \quad (1.18)$$

De acuerdo con la relación anterior el cortante de diseño para los elementos *rígidos*,  $V_{ir}$ , será:

$$V_{ir} = V_{di} \left( 1 - \frac{\alpha e_s - \beta b}{\rho^2 b^2} x_i \right) = V_{di} \left( 1 + \frac{\beta b}{\rho^2 b^2} x_i - \frac{\alpha e_s}{\rho^2 b^2} x_i \right) \quad (1.19)$$

## 1.4. DISEÑO POR TORSIÓN SÍSMICA ESTÁTICA

A pesar de que existen recomendaciones explícitas al respecto, el análisis de estructuras sometidas a torsión sísmica es un aspecto que algunos ingenieros pueden manejar intuitivamente, con todas las desventajas que esta práctica puede implicar (Escobar *et al.*, 2004b).

Por las características que presenta el análisis por torsión de las estructuras, este proceso se simplificó de ser un problema dinámico a uno estático y, aún más considerando lo laborioso del análisis estructural de un modelo tridimensional de una estructura, la simplificación se enfoca al análisis de estructuras planas. Pese a que en la actualidad existen diversos programas de análisis estructural que permiten llevar a cabo análisis de modelos estructurales tridimensionales de edificios sin mayor complicación.

Sin embargo, este aspecto no ha facilitado el análisis por torsión de edificios (Escobar *et al.*, 2004b). Debido principalmente por la torsión accidental que presentan las estructuras de edificios, ocasionadas por las incertidumbres inherentes que afectan tanto al suelo como a las propiedades y características que conforman a los materiales y elementos que integran a los elementos estructurales.

Es por esto que diversos investigadores, tales como Ávila, 1991, Goel y Chopra, 1992, Escobar *et al.*, 2002, 2004a, se han dado a la tarea de plantear un procedimiento de diseño que permita reducir el laborioso proceso del análisis por computadora de modelos tridimensionales de estructuras sometidas a torsión. En este trabajo se utilizará el método propuesto por Escobar *et al.*, 2004a.

### 1.4.1. Cortante debido a la torsión por excentricidad accidental

Como se mencionó, en el análisis sísmico estático de las estructuras la torsión accidental es incluida mediante una excentricidad accidental. Este valor de acuerdo con el RCDF-04, a través de sus NTCS-04, equivale a un 10% de la dimensión máxima de la planta de la estructura perpendicular a la dirección de aplicación del sismo, esto es,  $\beta=0.1$ . Así, los efectos de la torsión accidental son incluidos mediante un momento torsionante que se obtiene al suponer que la fuerza cortante que actúa en cada entrepiso se desplaza una cantidad  $\pm\beta b$  de su posición original, (ecuaciones (1.2) y (1.3)).

Por lo que, para incluir los efectos de torsión accidental en el diseño estructural de un edificio, es necesario hacer un análisis de la estructura para cada posición del *CC* desplazado de su posición nominal. El uso de este procedimiento en modelos tridimensionales de estructuras conduce a tener que realizar un número de análisis igual a  $4^{np}$  donde  $np$  es el número de pisos (Escobar *et al.*, 2000a).

Al analizar las ecuaciones (1.17) y (1.19) que rigen el diseño de los elementos resistentes, se observa que el efecto de torsión sísmica accidental siempre es aditivo. Esto implica que la torsión ocasionada por la excentricidad accidental se traduce en un incremento de la resistencia lateral total de las estructuras (Escobar *et al.*, 2004a). Así, de acuerdo con las ecuaciones mencionadas, tanto para los elementos *rígidos* como *flexibles*, el efecto de la torsión accidental para el *j*-ésimo elemento estructural se puede representar mediante un *Factor de Excentricidad Accidental*, *FEA*, que estará definido como

$$FEA_i = \frac{\beta}{\rho^2 b} x_i \quad (1.20)$$

Adicionalmente, el valor de la distancia  $x_i$  se puede representar como un porcentaje  $\zeta_i$  de la dimensión  $b$  de la planta del entrepiso, esto es

$$x_i = \zeta_i b \quad (1.21)$$

Sustituyendo la ecuación anterior en la ecuación (1.20)

$$FEA_i = \frac{\beta}{\rho^2} \zeta_i \quad (1.22)$$

### 1.4.2. Cortante debido a la torsión por excentricidad estática

En las ecuaciones (1.17) y (1.19) se observa que el efecto de la torsión debido a la excentricidad estática está en función del cortante directo, de la excentricidad estructural o estática, de los valores de los factores de amplificación dinámica y de la posición de cada elemento con respecto al *CT* o al *CR*. Todos estos parámetros se pueden agrupar mediante un *Factor de Excentricidad Estructural*, *FES*, que se define a continuación (Escobar *et al.*, 2004a).

De acuerdo con la ecuación (1.17) que rige el diseño de los elementos *flexibles*, el efecto por torsión estática en este tipo de elementos está definido como

$$FESf_i = \frac{\alpha e}{\rho^2} \zeta_i \quad (1.23)$$

donde:  $e=e_s/b$  es la excentricidad estructural normalizada. Análogamente, de la ecuación (1.19) se tienen que el efecto de la excentricidad estática para los elementos *rígidos* está dado por

$$FESr_i = -\frac{\delta e}{\rho^2} \zeta_i \quad (1.24)$$

### 1.4.3. Efecto de la torsión en el diseño por torsión sísmica estática

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

$$FAT_i = 1 + FEA_i + FES_i \quad (1.25)$$

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

#### *Elementos flexibles*

De las ecuaciones (1.17), (1.22) y (1.23), se tiene que el efecto de la torsión sísmica estática en el diseño del *i-ésimo* elemento *flexible* estará dado por

$$FATf_i = 1 + \frac{\beta}{\rho^2} \zeta_i + \frac{\alpha e}{\rho^2} \zeta_i = 1 + \frac{\zeta_i}{\rho^2} (\beta + \alpha e) \quad (1.26)$$

Por lo que el cortante total de los elementos *flexibles* será

$$V_i = FAT f_i(V_{di}) \quad (1.27)$$

*Elementos rígidos*

De las ecuaciones (1.19), (1.22) y (1.24), se tiene que el *FAT* del *i-ésimo* elemento *rígido* está dado por

$$FAT r_i = 1 + \frac{\beta}{\rho^2} \zeta_i - \frac{\delta e}{\rho^2} \zeta_i = 1 + \frac{\zeta_i}{\rho^2} (\beta - \delta e) \quad (1.28)$$

En este caso, cortante para los elementos *rígidos* será

$$V_i = FAT r_i(V_{di}) \quad (1.29)$$

Al analizar la ecuación (1.28) para los valores de  $\beta$  y  $\delta$ , de las NTCS-04. Se observa que para un valor de la  $e > 0.1$ , la ecuación (1.28) proporciona un  $FAT < 1$ . Lo anterior, ocasionaría diseñar los elementos *rígidos* para un valor de  $V_i < V_{di}$ . Por otro lado, de acuerdo con las NTCS-2004, “ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante directa”.

Con base en estas observaciones, la ecuación (1.28) se aplica al diseño de los elementos *rígidos*, siempre y cuando el valor de la excentricidad estructural normalizada,  $e$ , sea menor que 0.1, para cumplir con las consideraciones de las NTCS-2004. En el caso de que  $e > 0.1$  (Escobar *et al.*, 2004a).

$$FAT r_i = 1 \quad (1.29)$$

Finalmente, de las ecuaciones anteriores se observa que el diseño por torsión sísmica estática se puede simplificar al multiplicar el valor del cortante directo del *j-ésimo* elemento resistente por su correspondiente *FAT*. De la misma forma, las fuerzas de diseño en los elementos estructurales (momentos flexionantes, fuerzas axiales, cortantes, etc.), se obtienen multiplicando los efectos ocasionados por los cortantes directos, por el *FAT* correspondiente.

#### 1.4.4. Procedimiento Simplificado de Diseño por torsión sísmica (*PSD*)

El Procedimiento Simplificado de Diseño por torsión sísmica, *PSD*, fue propuesto por Escobar *et al.*, 2004a. En el *PSD*, se emplean factores de amplificación por torsión como una nueva opción para llevar a cabo el diseño por torsión sísmica. Este consta de los siguientes pasos (Escobar *et al.*, 2004a).

1. Se calculan las fuerzas cortantes de entrepiso a partir de un análisis sísmico estático considerando un sistema de fuerzas equivalentes obtenidas de un espectro de diseño sísmico.
2. Se obtienen los cortantes directos en los elementos estructurales. Esto a través de aplicar estáticamente las fuerzas calculadas en el paso anterior en los *CM* de cada uno de los pisos de un modelo tridimensional de la estructura impidiendo los giros de las losas alrededor de un eje vertical.
3. Calcular las coordenadas del CC y CR de cada uno de los entrepisos con los cortantes directos utilizando las ecuaciones (1.9) y (1.10), respectivamente.

4. Calcular la excentricidad estructural o estática,  $e_s$ , de acuerdo con las coordenadas del CC y CR de cada uno de los entrepisos con la ecuación (1.8). con estos datos, clasificar a los elementos resistentes como *flexibles* si se encuentran del mismo lado del CC con respecto al CR, y como *rígidos* en caso contrario. Debido a esta clasificación se puede utilizar el valor absoluto de  $e_s$  en la aplicación del método.
5. Se calculan los FAT de los elementos resistentes *flexibles* y *rígidos* respectivamente, utilizando las siguientes ecuaciones.

$$FATf_i = 1 + \frac{\zeta_i}{\rho^2} (0.1 + 1.5e) \quad (1.30)$$

$$FATr_i = 1 + \frac{\zeta_i}{\rho^2} (0.1 - e); \text{ si } e < 0.1 \quad (1.31)$$

$$FATr_i = 1; \text{ si } e > 0.1$$

El radio de giro normalizado  $\rho$  se puede determinar a partir de los cortantes directos y los desplazamientos correspondientes de entrepiso obtenidos del análisis estructural realizado en el paso 2. Por lo que, el radio de giro normalizado,  $\rho_{xj}$  y  $\rho_{yj}$ , para cada uno de los ejes ortogonales,  $X$  e  $Y$ , del  $j$ -ésimo entrepiso de la estructura se obtendrá como:

$$\rho_{xj} = \frac{1}{b_{xj}} \sqrt{\frac{\sum(V_{dyi}x_i^2)/dy_j + \sum(V_{dxi}y_i^2)/dx_j}{\sum V_{dxi}/dx_j}} \quad (1.32)$$

$$\rho_{yj} = \frac{1}{b_{yj}} \sqrt{\frac{\sum(V_{dyi}x_i^2)/dy_j + \sum(V_{dxi}y_i^2)/dx_j}{\sum V_{dyi}/dy_j}}$$

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

6. Finalmente se calculan las fuerzas de diseño en los elementos estructurales. Para obtener las fuerzas de diseño, las fuerzas en los elementos estructurales (momentos flexionantes, fuerzas axiales y cortantes) producidas por los cortantes directos calculados en el paso 2, se multiplican por los correspondientes  $FAT$  calculados en el paso 5, como se muestran en las ecuaciones (1.27) y (1.29).

## CAPÍTULO 2

### DISEÑO DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

#### 2.1. MAMPOSTERÍA

La mampostería, es uno de los materiales de construcción más antiguos utilizado por el hombre. Generalmente se asocia con procedimientos artesanales tanto en la fabricación de piezas como en los procesos constructivos. El término mampostería abarca una gran diversidad de materiales que difieren en el tipo de pieza. Hay piezas que se elaboran con procesos artesanales, como el tabique de barro rojo recocido, hasta los procesos industrializados bien establecidos, que han permitido la fabricación de piezas con diferentes características y propiedades mecánicas (Sánchez, 1995).

Las desventajas de los sistemas a base de mampostería, en lo que respecta a su baja resistencia a la tensión y su poca capacidad de admitir deformaciones en su plano son conocidas. Sin embargo, el uso de la mampostería con fines estructurales y no estructurales no ha caído en desuso, debido a las ventajas que este sistema proporciona. Entre las principales están las múltiples funciones, ya que a la vez que sirve como elemento divisorio y aislante, puede proporcionar una función estructural (Sánchez, 1995). Además, este sistema constructivo no requiere de un equipo elaborado y costoso, ni de una mano de obra muy especializada a pesar de que ésta juega un papel importante en las propiedades del muro terminado.

En la actualidad, la composición típica de la mampostería como material de construcción consiste en la unión de las piezas de mampostería a través de mortero y la adición de concreto armado como posible elemento de confinamiento.

##### 2.1.1. Consideraciones generales de las estructuras a base de muros de mampostería

Las edificaciones que tienen una estructuración principalmente compuesta de muros de carga de mampostería basan su seguridad sísmica en la resistencia a carga lateral, proporcionada por una muy elevada área transversal de muros en cada dirección. Este sistema estructural no puede desarrollar grandes deformaciones inelásticas de la estructura para disipar la energía introducida por un sismo. Por lo tanto, el factor de comportamiento sísmico que permite reducir las fuerzas elásticas es dos como máximo y refleja la capacidad de deformación inelástica limitada que puede alcanzar (Bazán y Meli, 2002).

De acuerdo con lo anterior, a este tipo de estructuración no se le impone requisitos de ductilidad particularmente severos. Sin embargo, se requiere de cierto refuerzo que reduzca la posibilidad de fallas frágiles.

De acuerdo con Bazán y Meli, 2002, el refuerzo que requieren los muros de mampostería tiene como finalidad las siguientes funciones:

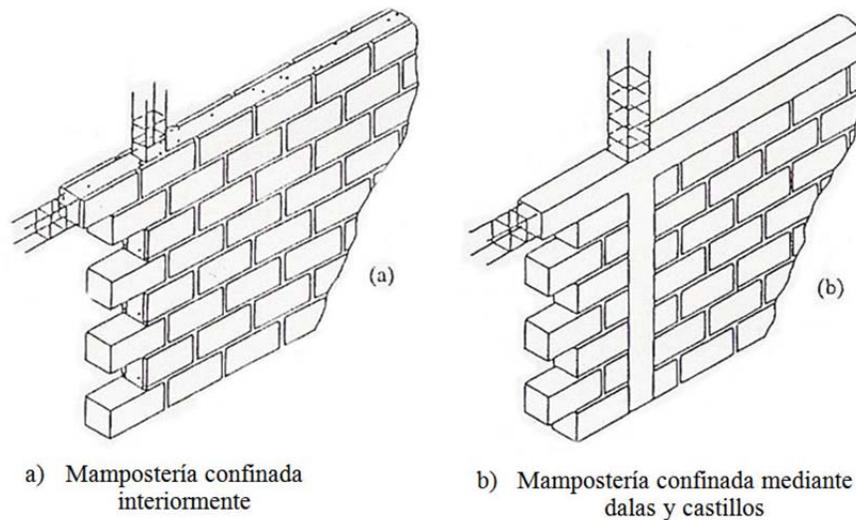
- Ligar entre sí los elementos estructurales (muros en una dirección con los de la dirección transversal, muro de un piso con la losa y con los de los pisos adyacentes entre sí) propiciando

un trabajo de conjunto de la estructura y evitando la posibilidad de que los muros se separen como en un castillo de naipes.

- El refuerzo debe proveer a la mampostería de cierta resistencia a tensión (sea por flexión o cortante) para subsanar la baja resistencia que la mampostería tiene a este tipo de esfuerzo.
- Proporcionar cierto confinamiento a los muros para mantener su capacidad de carga después de su agrietamiento.

### 2.1.2. Mampostería confinada

La llamada *mampostería confinada* puede considerarse como el sistema, a base de mampostería, más utilizado en la ingeniería civil, principalmente en zonas sísmicas (Sánchez, 1995). La *mampostería confinada*, es un sistema estructural donde los muros de tabique son confinados en su periferia mediante elementos verticales, *castillos*, y horizontales, *dalas*, de concreto armado (Figura 2.1); ligados entre sí por diafragmas rígidos. La función principal de los elementos de confinamiento, es proporcionar estabilidad, capacidad de deformación lateral y de disipación de energía una vez que se ha alcanzado el agrietamiento; por lo que tales elemento no se diseñan para resistir fuerzas normales ni cortantes.



**Figura 2.1. Configuración de la mampostería confinada (Tomažević, 1999)**

Las dimensiones transversales de los castillos y dalas varían. En México el ancho de los castillos y dalas es igual al espesor del muro. El peralte típico de castillos y dalas es de 15 y 25 *cm* respectivamente (Sánchez, 1995).

Para lograr el confinamiento adecuado de la mampostería, se deben cumplir con las siguientes especificaciones constructivas (Gallegos, 1987, Astrosa y Schmidt, 2003).

1. El muro de mampostería se debe de construir en primer lugar, dejando sus bordes verticales “dentados”, para luego colocar el concreto de los elementos de confinamiento (Figura 2.2).
2. Los elementos de mampostería deberán ser continuos.

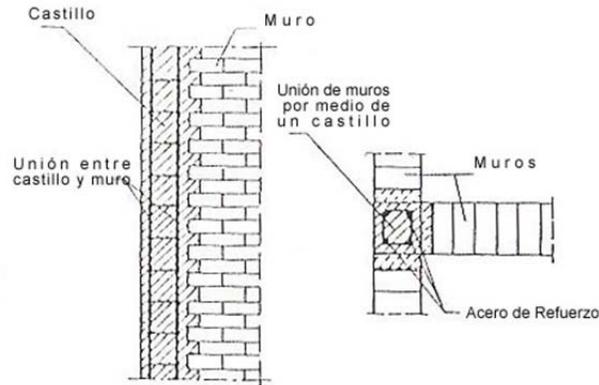


Figura 2.2. Unión castillo-muro de mampostería (Tomažević, 1999)

- Los muros de mampostería deben tener una forma aproximadamente cuadrada, debiéndose colocar elementos de confinamiento, *dalas* o *castillos*, intermedios si es necesario (Figura 2.3).

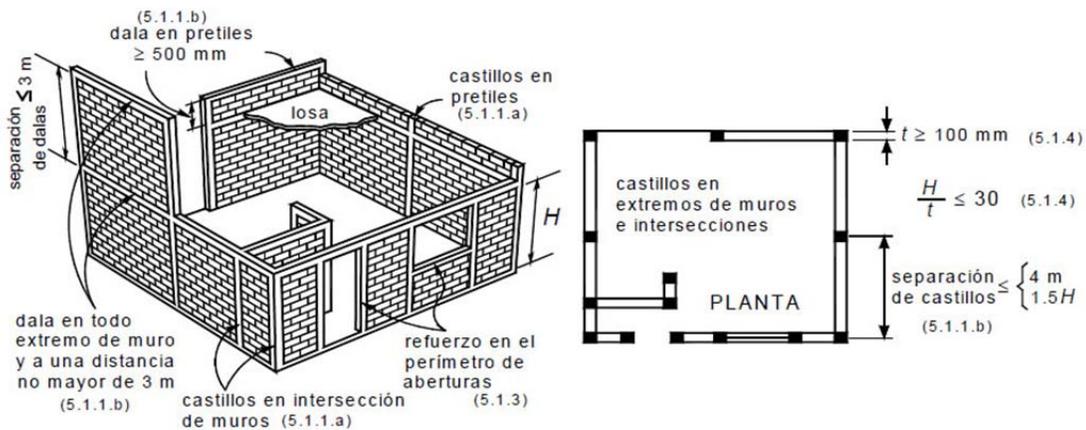


Figura 2.3. Requisitos para mampostería confinada (NTCM-2004)

- Los muros de mampostería no deben presentar fallas de aplastamiento por compresión. Por tal motivo se recomienda el uso de piezas macizas o perforadas con un porcentaje reducido de perforaciones.

Por otra parte, de acuerdo con las investigaciones y experiencias obtenidas después de sismos se ha demostrado, que los muros de mampostería confinada por medio de *dalas* y *castillos* dan como resultado (Tomažević, 1999):

- Mejora de la conexión entre muros estructurales.
- Mejora de la estabilidad de muros estructurales esbeltos.
- Mejora de la resistencia y ductilidad de muros de mampostería.
- Reducción del riesgo de la desintegración de muros de mampostería, cuando estos son demandados en un sismo.

### 2.1.3. Respuesta estructural de los muros de mampostería confinada

En los muros de mampostería que están sujetos a cargas laterales, tales como las fuerzas inducidas por la acción de un sismo, la respuesta estructural que interesa conocer esencialmente es la de los desplazamientos laterales, las rotaciones del muro (desplazamientos por *flexión*) y los desplazamientos angulares (deformaciones por cortante). En la siguiente expresión se presenta las contribuciones de los desplazamientos por flexión y cortante, al desplazamiento total (Figura 2.4).

$$\Delta_T = \frac{Vh^3}{3EI} + \frac{Vh}{GA} \quad (2.1)$$

donde:  $V$  y  $h$ , son la fuerza cortante y la altura del muro;  $A$  e  $I$ , son el área y momento de inercia equivalente de la sección;  $E$  y  $G$ , corresponde a el módulo de elasticidad y de cortante.

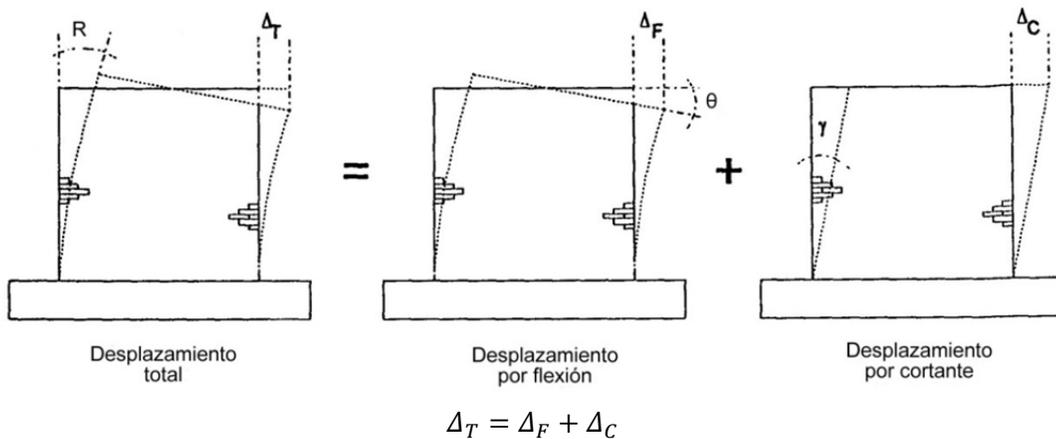
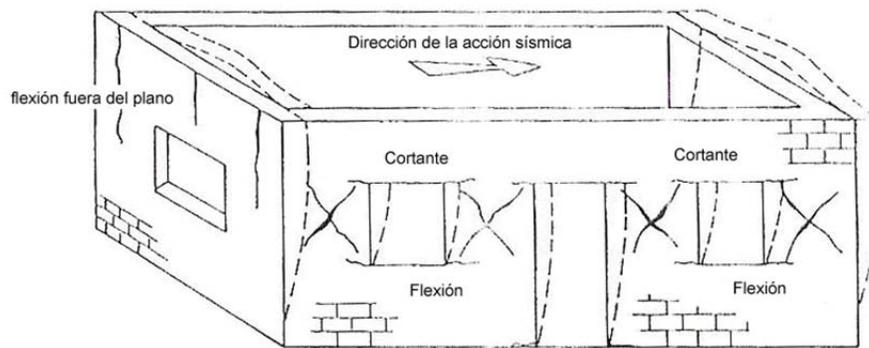


Figura 2.4. Contribuciones al desplazamiento total de los muros (Alcocer *et al.*, 1999)

### 2.1.4. Comportamiento sísmico

El proceso de diseño sísmico de estructuras de mampostería se basa en experiencias adquiridas de la observación de daños en sismos pasados y de entender el comportamiento de muros aislados o acoplados sometidos a cargas laterales cíclicas en laboratorio (Alcocer *et al.*, 1999). El comportamiento de los muros de mampostería confinada dependerá de la calidad de las piezas que conformen el muro, de la calidad de la mano de obra, de las dimensiones y de la cuantía de refuerzo de los elementos de confinamiento, del trabajo conjunto que se logre entre el muro de mampostería y los elementos de confinamiento, de la esbeltez del muro y de la existencia de acero de refuerzo horizontal en el muro (Astroza y Schmidt, 2003). En la Figura 2.5, se muestra el comportamiento exhibido de una estructura de mampostería por la acción de una fuerza sísmica.

En general, de las construcciones de mampostería confinada por medio de *dalas* y *castillos*, se puede decir que el comportamiento observado ha sido satisfactorio. La contribución del marco perimetral de concreto reforzado es importante en cuanto a que provee al tablero de mampostería de una mayor capacidad de deformación y de una liga muy efectiva con los elementos adyacentes y con el sistema de piso (Sánchez, 1995). A pesar de que el confinamiento evita la falla frágil del muro, éste no evita la posibilidad de agrietamientos diagonales en la mampostería, ya que la resistencia a tensión diagonal de la mampostería no aumenta significativamente por la presencia del confinamiento.



**Figura 2.5. Deformación típica de una estructura de mampostería confinada bajo la acción de un sismo (Tomažević, 1999)**

Además, las construcciones mampostería confinada con *dalas* y *castillos* han demostrado tener un comportamiento sísmico aceptable en edificios de baja y mediana altura. Sin embargo, las experiencias en la práctica y en laboratorio han enseñado que la resistencia de un muro se deteriora rápidamente cuando se daña el elemento de concreto que lo confina, generalmente el castillo. La falla de este elemento ocurre cuando después del agrietamiento diagonal del muro, los esfuerzos cortantes en los extremos del castillo provocan que aparezcan grietas inclinadas en una distancia de 30 a 40 cm a partir del vértice de las esquinas interiores (Hernández y Meli, 1976) (Figura 2.6).



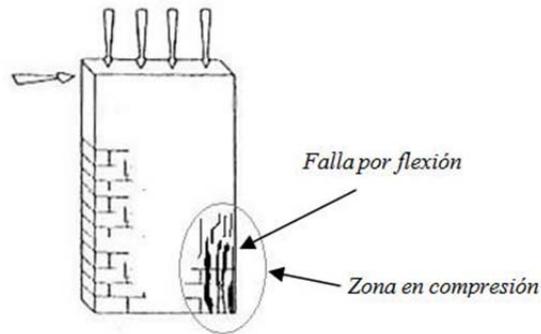
**Figura 2.6. Falla de castillo por tensión diagonal (CENAPRED, 2009)**

### 2.1.5. Modos de falla de la mampostería

De acuerdo con los resultados de análisis de daño de sismos y experimentación subsecuente, se han identificado cuatro mecanismos y modos de falla que definen el comportamiento sísmico de muros de mampostería confinada, cuando son sometidas a cargas sísmicas. Los modos de falla que puede presentar la mampostería confinada son los siguientes (Gallegos, 1989; Astroza y Schmidt, 2003):

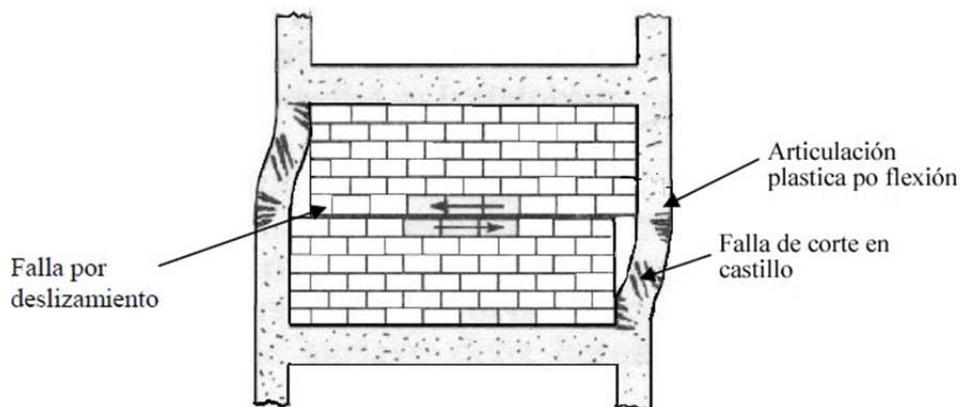
1. *Falla por flexión.* Puede presentarse en muros esbeltos, cuando se presenta tensiones importantes en los castillos que confinan a la mampostería, lo cual produce la fluencia del

acero de refuerzo longitudinal y una falla de compresión por flexión en la zona de compresión del muro (Figura 2.7).



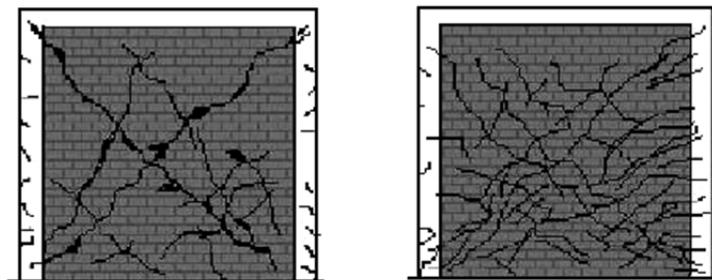
**Figura 2.7. Falla por compresión de la mampostería confinada (Tomažević, 1999)**

2. *Falla de corte por deslizamiento.* Se presenta cuando las piezas de mampostería son resistentes pero el mortero con el cual están unidas no, lo que produce un deslizamiento a lo largo de la junta horizontal de mortero como consecuencia de una falla de adherencia por corte en la junta. Este deslizamiento produce un mecanismo del tipo “columna corta” en los castillos (Figura 2.8).



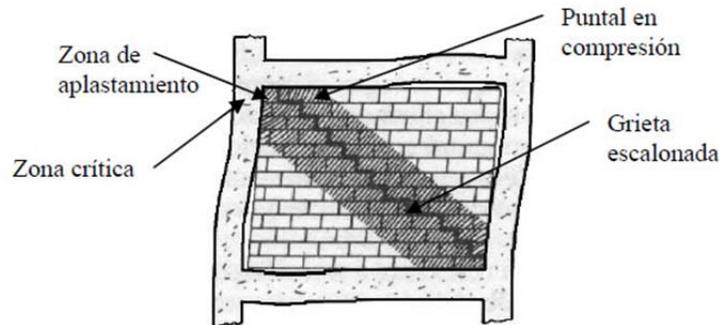
**Figura 2.8. Falla de corte por deslizamiento (Astroza y Schmidt, 2003)**

3. *Falla por cortante.* Se caracteriza por un agrietamiento diagonal del muro de mampostería, debido a las tensiones diagonales que se producen en el propio muro (Figura 2.9).



**Figura 2.9. Falla por cortante sin y con acero de refuerzo horizontal (Astroza y Schmidt, 2003)**

4. *Falla por aplastamiento por compresión diagonal.* Se presenta debido al efecto de puntal que se produce cuando se separa el muro de mampostería de los elementos de confinamiento (dadas y castillos). Como consecuencia se generan grandes esfuerzos de compresión en las esquinas del muro, lo que provoca la falla de las zonas de mampostería de menor calidad (Figura 2.10).



**Figura 2.10. Falla por aplastamiento por compresión diagonal (Astroza y Schmidt, 2003)**

El mecanismo de falla que presente la mampostería confinada dependerá de la geometría del muro (relación altura/ancho) y de la calidad de los materiales, pero también de su confinamiento y de las cargas que actúan (Tomažević, 1999).

Los estados límite dependerán directamente del patrón de daños que presente una estructura, el cual depende del nivel de deformación (deriva o distorsión angular) (Astroza y Schmidt, 2003). De acuerdo con Astroza y Schmidt, 2003, los estados límites correspondientes a las estructuras de mampostería confinada, son:

1. *Estado límite de servicio.* Es el estado donde da inicio el agrietamiento visible del muro y corresponde al nivel donde se produce el término del intervalo elástico o lineal del muro.
2. *Estado límite operacional.* Se presenta el inicio del agrietamiento diagonal. El daño presentado por el muro es muy limitado, conservando toda su capacidad resistente y parte importante de su rigidez; el riesgo de los ocupantes de la edificación es nulo con este tipo de daño.
3. *Estado límite de daño controlado.* Se presenta la formación de un patrón estable de agrietamiento diagonal.
4. *Estado límite de resistencia.* El muro alcanza la máxima capacidad de carga. Los muros presentan un daño importante pero tienen un margen razonable de seguridad contra el colapso parcial o total.
5. *Estado límite último nominal.* No queda asegurado que no se producirá el colapso parcial o total del muro. El muro alcanza un deterioro del 20% de la fuerza máxima resistida, además se presenta un considerable detrimento de la rigidez inicial del muro. Se observan grietas de anchos mayores a 10 mm o más.

#### 2.1.6. Acero de refuerzo e influencia de las aberturas en los muros

Uno de los factores que influyen en el comportamiento sísmico de la mampostería es el acero de refuerzo de los elementos de confinamiento. De acuerdo con lo anterior, el acero de refuerzo de los

elementos de confinamiento debe de resistir tanto las tensiones que producen los momentos flexionantes debidos a las cargas que actúan en el plano del muro, como también los esfuerzos de flexión y cortante que producen las cargas perpendiculares al plano del muro. En México, los requisitos mínimos de refuerzo en dalas y castillos, están estipulados en las Normas Técnicas Complementarias de Mampostería (NTCM-04). En la Figura 2.11 se muestran los criterios de las NTCM-04.

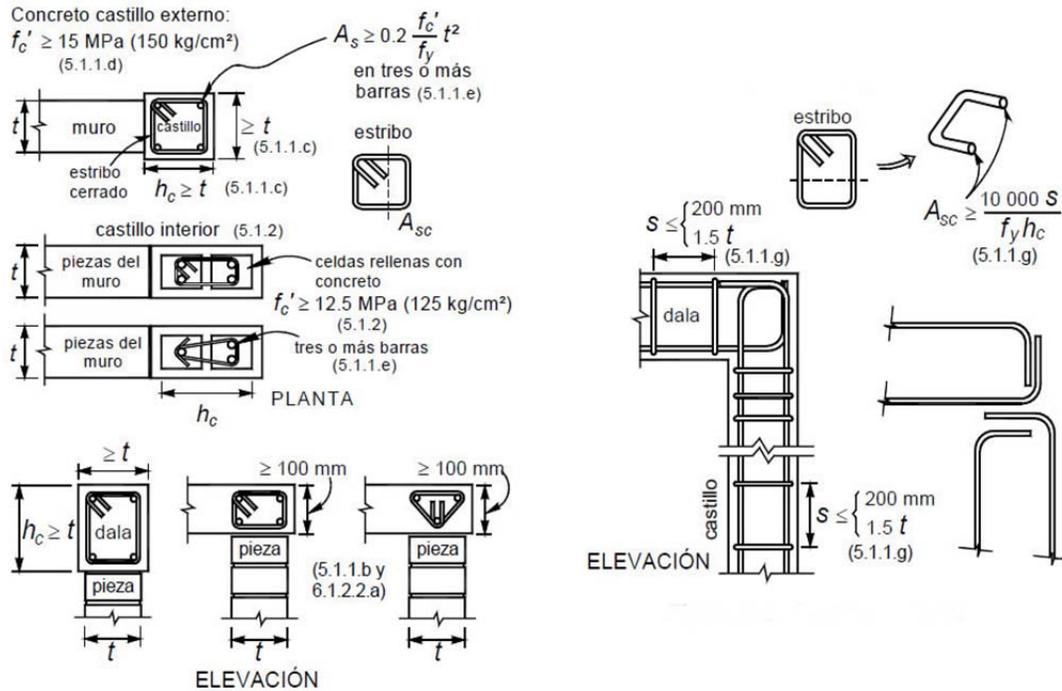


Figura 2.11. Dimensiones y detallado mínimo del refuerzo para dalas y castillos (NTCM-04)

Además, es posible mejorar el comportamiento en general del muro mediante un diseño adecuado de la unión dala-castillo, proporcionando continuidad al acero de refuerzo y una mayor concentración de estribos en las zonas por donde se tiende a propagar el agrietamiento del muro. Así, se podrá evitar que la grieta atraviese los castillos o la dala del muro y se produzca una falla por cortante de los elementos de confinamiento (Hernández y Meli, 1976; Astroza y Schmidt, 2003). En la Figura 2.12 se muestran las zonas críticas de dalas y castillos.

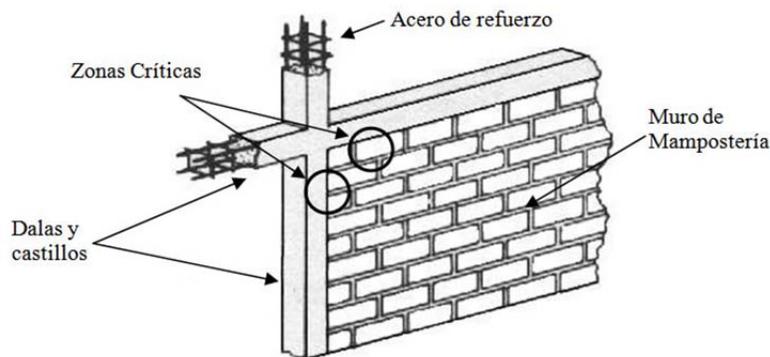
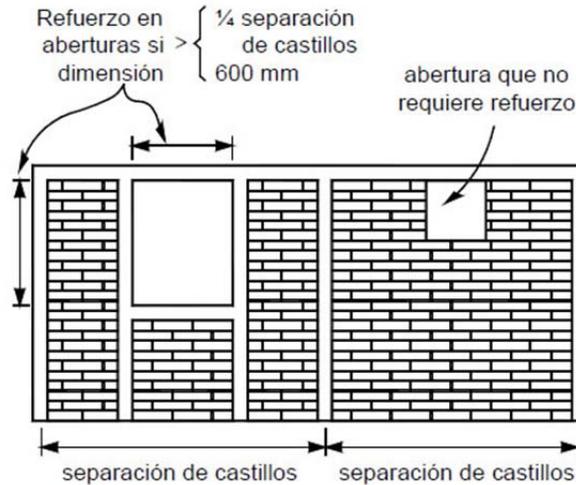


Figura 2.12. Zonas críticas de dalas y castillos (Astroza y Schmidt, 2003)

Otro aspecto importante que determina el comportamiento de la mampostería confinada son las aberturas que se puedan presentar en los muros (ventanas, puertas, etc.). Debido a que la presencia de éstas cambia el comportamiento de los muros de mampostería ya que reduce su área efectiva, esto da como resultado una pérdida de resistencia y/o rigidez y a su vez provoca concentraciones de esfuerzo en las zonas de abertura y desplazamientos.

De acuerdo con las NTCM-04, deberán existir elementos de confinamiento en el perímetro de toda abertura que cumpla con lo especificado en la Figura 2.13. Los elementos de confinamiento que sean colocados en las aberturas deberán tener las mismas características que las dalas y castillos.



**Figura 2.13. Refuerzo en el perímetro de aberturas (NTCM-04)**

## 2.2. ANÁLISIS DE CARGAS LATERALES EN MUROS

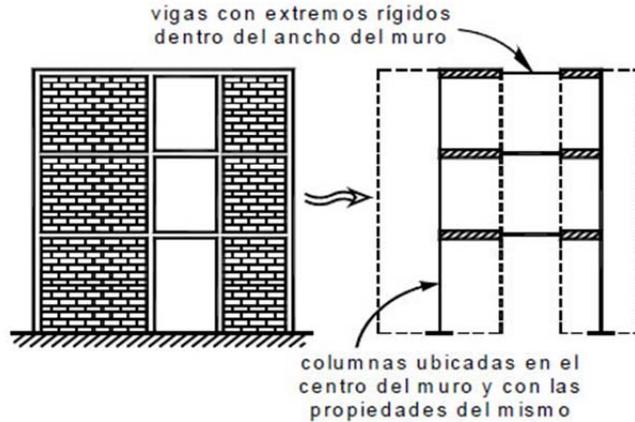
El análisis riguroso de estructuras a base de muros de mampostería ante cargas laterales y verticales es complejo por tratarse de arreglos tridimensionales que no se prestan fácilmente a la subdivisión en marcos. Además, considerando la heterogeneidad de las propiedades mecánicas de los materiales que conforman a la mampostería y su elevada anisotropía, obligan al empleo de simplificaciones que permitan modelar su comportamiento (Sánchez, 1999).

A continuación se describe brevemente algunos de los métodos de análisis que existen para el modelado de estructuras de mampostería.

### 2.2.1. Método de la columna ancha

Considera a cada muro estructural como una columna con sus propiedades concentradas en su eje (tales como la rigidez lateral, el módulo de elasticidad, módulo de cortante, etc.) y se supone que las zonas de las vigas que se encuentran dentro de los muros son infinitamente rígidas a flexión (Bazán y Meli, 2002) (Figura 2.14).

La ventaja que presenta este método es que los sistemas con muros se idealizan como estructuras esqueléticas para obtener los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes. Además, el método puede ser aplicable tanto a sistemas estructurales de muro y muro-marco.



**Figura 2.14. Modelo de la columna ancha (NTCM-04)**

En el caso de la mampostería confinada el momento de inercia  $I$ , proviene de la sección con mayor rigidez axial, es decir, los castillos, y se calcula como

$$I = \frac{A_c h^3}{2} \quad (2.2)$$

donde:  $A_c$ , es el área transversal de los castillos;  $h$ , la altura del muro.

### 2.2.2. Método de la diagonal equivalente

De acuerdo con Bazán y Meli, 2002, el comportamiento observado en los muros confinados por marcos y sujetos a cargas laterales, es inicialmente un trabajo de conjunto de muro y marco como una columna global ancha en las que las columnas del marco proporcionan casi toda la rigidez a flexión mientras el muro absorbe la mayoría de los esfuerzos cortantes. Sin embargo, si la unión entre el muro y el marco no es adecuada, bastan cargas laterales relativamente pequeñas para que se origine la separación de ambos en esquinas opuestas, provocando un efecto de puntal entre muro y marco confinante (Figura 2.10).

Con base en el comportamiento descrito en el párrafo anterior, se puede idealizar cada muro confinado como una diagonal equivalente en compresión dentro del marco. Como resultados de estudios analíticos con elementos finitos que incluyen la separación entre muro y marco confinante, se ha propuesto que la diagonal equivalente tenga el mismo espesor  $t$ , y módulo de elasticidad  $E_m$ , que el muro, y que su ancho sea (Bazán y Meli, 2002):

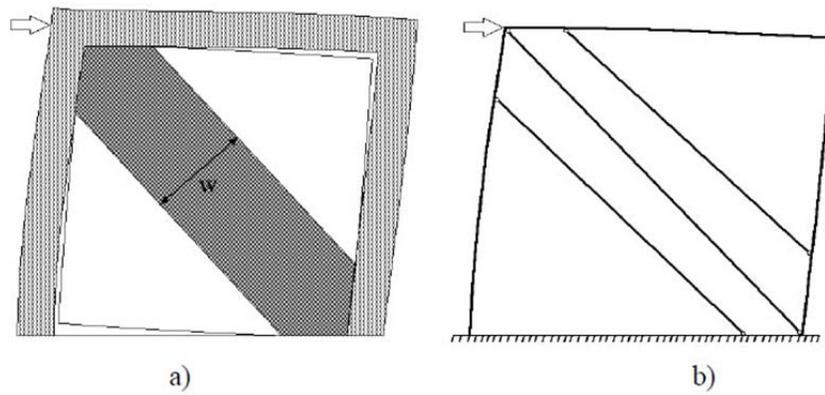
$$w = (0.35 + 0.022\lambda)h \quad (2.3)$$

donde:  $h$ , es la altura del tablero entre ejes;  $\lambda = (E_c A_c)/(G_m A_m)$ , es un parámetro adimensional basado en las rigideces relativas entre muro y marco.

En la ecuación (2.3) se ha considerado que el marco es continuo (no articulado) en sus esquinas y que  $G_m = 0.4E_m$ . Esta ecuación es aplicable para valores de  $\lambda$  entre 0.9 y 11 y para relaciones de aspecto  $\zeta = b/h$  entre 0.75 y 0.25. Tales valores cubren la mayoría de los casos prácticos.

### 2.2.3. Modelo de las tres diagonales

Orduña y Ayala, 2001, propusieron un modelo de análisis para marcos rellenos por muros de mampostería, el modelo consiste en sustituir al muro de mampostería por tres elementos armadura que únicamente pueden tomar fuerzas axiales de compresión (Figura 2.15).



**Figura 2.15. Modelo de tres diagonales; a) idealización del trabajo de un muro como puntal en compresión; b) modelo de las tres diagonales (Orduña y Ayala, 2001)**

Las características de las diagonales que componen el modelo son:

- La *diagonal principal* modela la franja del muro que en un inicio toma una parte importante de la carga, pero cuya contribución en la transmisión de cargas disminuye notablemente cuando ocurre el agrietamiento del muro, al igual que la rigidez de la diagonal central.
- Las *diagonales excéntricas* en un inicio transmiten una parte pequeña de la carga, pero modifican las distribuciones de los elementos mecánicos del marco, además, permiten tomar en cuenta la posible excentricidad con la que se transmite la carga del muro al marco. Después de la pérdida de rigidez en el elemento central, causada por el agrietamiento del muro, las diagonales excéntricas toman un porcentaje mayor de la carga.

### 2.2.4. Método del elemento finito

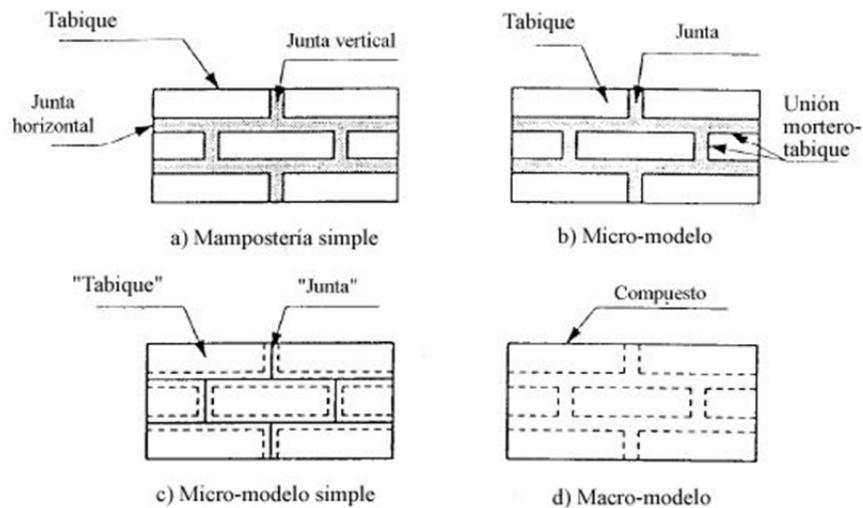
En la actualidad, el método del elemento finito constituye la más poderosa herramienta para el análisis de estructuras complejas, como ciertos muros de composición y/o geometría complicada. Para fines prácticos, las soluciones obtenidas mediante la aplicación adecuada del método a problemas elásticos lineales pueden considerarse como exactas (Bazán y Meli, 2002).

El método del elemento finito consiste en dividir la estructura analizada en subregiones, denominadas *elementos finitos*, dentro de las cuales se define la forma en que varían los desplazamientos en función de los valores correspondientes a ciertos puntos denominados nudos.

Los muros de mampostería, pueden ser modelados adecuadamente por medio de elementos finitos si se considera que se trata de un problema de estado plano de esfuerzos, es decir, aceptando que son nulos los esfuerzos perpendiculares al plano del muro. Se recomienda que los elementos finitos que modelen al muro sean rectangulares. Los grados de libertad asignados son usualmente los desplazamientos horizontales y verticales de los nodos (Bazán y Meli, 2002). Dependiendo del nivel de detalle deseado,

los muros de mampostería se pueden modelar de las siguientes formas (Lourenco, 1996; López *et al.*, 1998) (Figura 2.16).

1. *Micro-modelo detallado*. Se representa piezas de mampostería (*tabiques*) y mortero como elementos continuos, mientras que el comportamiento de la unión mortero-tabique es representada por elementos discontinuos (Figura 2.16b).
2. *Micro-modelo simplificado*. En este caso, las piezas de mampostería están representadas por un elemento continuo donde el comportamiento de las juntas de mortero y la unión mortero-tabique está representadas por elementos discontinuos (Figura 2.16c).
3. *Macro-modelo*. Las piezas de mampostería, mortero y unión mortero-tabique están englobados por un mismo elemento continuo (Figura 2.16d).



**Figura 2.16. Diferentes estrategias de modelado por elementos finitos de la mampostería (Lourenco, 1996)**

## CAPÍTULO 3

### REQUISITO COMPLEMENTARIO PARA EL DISEÑO POR TORSIÓN SÍSMICA EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

#### 3.1. INTRODUCCIÓN

##### 3.1.1. Filosofía de diseño actual

La filosofía de diseño sísmico actual, indica que cuando las estructuras son sometidas a sismos intensos, deberán ser capaces de admitir deformaciones inelásticas significativas y además conservar su resistencia. En las estructuras de edificios asimétricos, las deformaciones inelásticas son principalmente por la traslación y rotación de sus entrepisos. Desde este punto de vista, el comportamiento apropiado de estas estructuras deberá ser tal que, además de soportar los desplazamientos laterales, tenga la capacidad de resistir los adicionales debidos a la torsión dentro de los límites de desplazamiento de entrepiso permisibles (Páez *et al.*, 1999; Escobar *et al.*, 2004a).

##### 3.1.2. Filosofía Alternativa de diseño por torsión sísmica

Si el desempeño estructural está en función de una respuesta dúctil, la meta principal de diseño deberá ser la de proporcionar de forma adecuada, una capacidad de deformación inelástica significativa a la vez de preservar la capacidad de soportar carga lateral del sistema. Teóricamente, los elementos resistentes a carga lateral, como marcos y muros, deben de tener claramente definidos los mecanismos plásticos para poder desarrollar su comportamiento histerético deseado, contando con una capacidad de ductilidad adecuada. Por lo tanto, las demandas de deformación impuestas en dichos elementos deben incluir tanto las inducidas por la traslación del entrepiso como las debidas a la rotación del mismo (Páez *et al.*, 1999).

Por otro lado, un nuevo enfoque en la filosofía de diseño por torsión sísmica consiste en proporcionar a la estructura la rigidez torsional suficiente para atenuar los posibles efectos por torsión sísmica que se puedan presentar en la estructura.

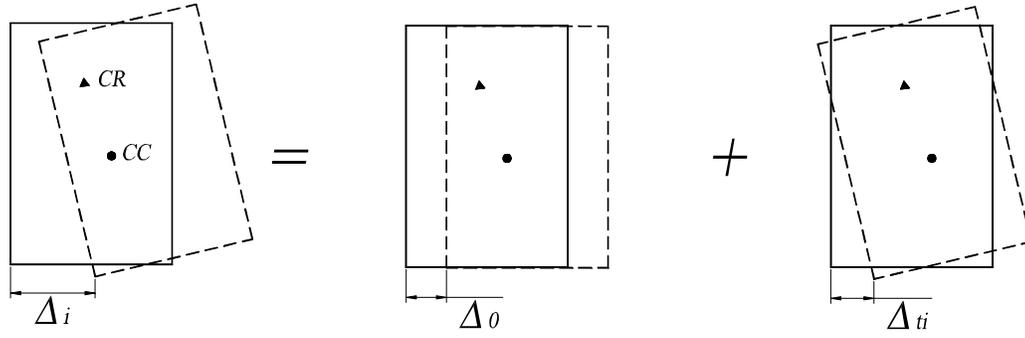
#### 3.2. REQUISITO COMPLEMENTARIO DE DISEÑO POR TORSIÓN SÍSMICA

##### 3.2.1. Relación de desplazamientos elásticos de los elementos resistentes en los extremos

Páez (2005) propuso hacer una revisión de los desplazamientos de entrepiso, para controlar la respuesta no lineal sísmica de edificios, definidos como (Figura 3.1):

$$\Delta_i = \Delta_0 \pm \Delta_{ti} \quad (3.1)$$

donde:  $\Delta_0$  es el desplazamiento sin los efectos de torsión y  $\Delta_{ti}$  es el desplazamiento adicional debido a la torsión.



**Figura 3.1. Desplazamientos de entrecaposo**

Estos desplazamientos se pueden definir de la siguiente manera:

$$\Delta_0 = \frac{V_y}{\sum k_i} \quad (3.2)$$

$$\Delta_{ti} = \frac{V_{ti}}{k_i} \quad (3.3)$$

Y se tiene que:

$$V_{ti} = k_i \Delta_{ti} = k_i x_i \theta_i = k_i x_i \frac{M_i}{K_\theta} = k_i x_i \frac{V_y e_d}{K_\theta} \quad (3.4)$$

donde:  $\theta$ , es el ángulo de torsión de entrecaposo.

Y si se toma en cuenta que la rigidez de entrecaposo está dada por la ecuación (1.14), sustituyendo la ecuación (3.2) y (1.14) en la (3.4), se obtiene:

$$V_{ti} = k_i x_i \frac{V_y e_d}{\sum k_i b^2 \rho^2} = k_i x_i \Delta_0 \frac{e_d}{b^2 \rho^2} \quad (3.5)$$

Si se sustituye la ecuación (3.5) en (3.3) y su resultado en la ecuación (3.1), la ecuación de desplazamientos de entrecaposo que se obtiene está en función de  $e_d$  y  $\rho$ , y se obtiene:

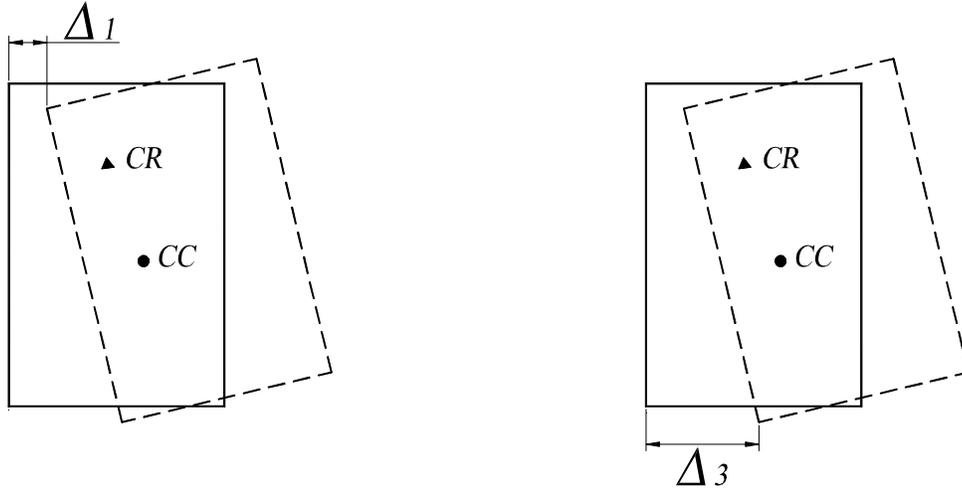
$$\Delta_i = \Delta_0 \pm \frac{k_i x_i}{k_i} \Delta_0 \frac{e_d}{b^2 \rho^2} = \Delta_0 \left( 1 \pm x_i \frac{e_d}{b^2 \rho^2} \right) \quad (3.6)$$

Para una estructura particular, el *desplazamiento del lado rígido* será (Figura 3.2a):

$$\Delta_1 = \Delta_0 \left( 1 - |x_1| \frac{e_{d_1}}{b^2 \rho^2} \right) \quad (3.7)$$

Y el *desplazamiento del lado flexible* (Figura 3.2b):

$$\Delta_3 = \Delta_0 \left( 1 + x_3 \frac{e_{d_1}}{b^2 \rho^2} \right) \quad (3.8)$$



a) Desplazamiento del lado rígido

b) Desplazamiento del lado flexible

**Figura 3.2. Desplazamiento de entrepiso incluyendo el efecto de torsión**

La localización de los elementos resistentes con respecto al  $CR$  puede expresarse como:

$$|x_1| = 0.5 - \eta \quad (3.9)$$

$$x_3 = 0.5 + \eta \quad (3.10)$$

donde:  $\eta$  es la distancia que hay del centro geométrico del piso al origen del sistema, normalizado con respecto a  $b$ .

Con base en las ecuaciones (3.7) a (3.10), la relación de desplazamientos de los elementos extremos es:

$$\frac{\Delta_1}{\Delta_3} = \frac{\Delta_0 \left( 1 - \frac{e_{d1}}{b^2 \rho^2} (0.5 - \eta) \right)}{\Delta_0 \left( 1 + \frac{e_{d1}}{b^2 \rho^2} (0.5 + \eta) \right)} \quad (3.11)$$

Por otra parte, con base en el análisis de modelos de estructuras de uno y cuatro pisos con comportamiento de cortante y localizadas en la zona III del valle de México, (de acuerdo con la clasificación del RCDF 95), Páez, 2005, estableció un valor para el radio de giro normalizado mínimo ( $\rho_{min}$ ) con el cual la respuesta, medida está a través de la Ductilidad Máxima Demandada, no excediera la demanda que tendría una estructura similar pero simétrica, esto es:

$$\rho_{min} = 0.40 \quad (3.12)$$

Finalmente, a partir de las ecuaciones (3.11) y (3.12), se estableció el valor mínimo de la relación de desplazamientos elásticos de los elementos resistentes en los extremos de una estructura en la dirección de análisis como:

$$\frac{1}{4.5} \leq \frac{\Delta_1}{\Delta_3}$$

ó

$$\frac{\Delta_3}{\Delta_1} \leq 4.5$$
(3.13)

donde:  $\Delta_3$  es el desplazamiento mayor, o del extremo flexible;  $\Delta_1$  es el desplazamiento menor, o del extremo rígido.

### 3.2.2. Requisito complementario de la relación de desplazamientos laterales

Con base en los estudios realizados por Páez, 2005, se propone, como *Requisito Complementario* para el diseño por torsión sísmica de edificios; calcular su efecto en los entrepisos para estimar si es o no despreciable en las estructuras.

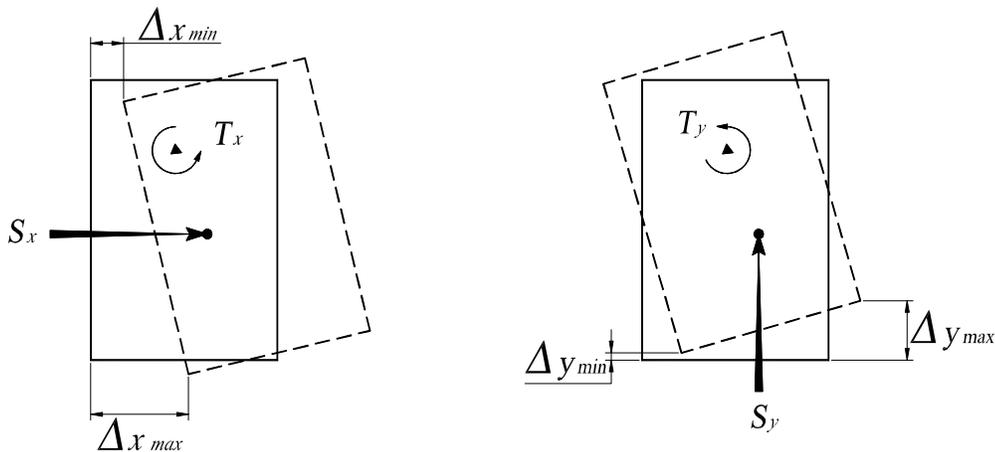
El requisito complementario, consiste en revisar, para cada dirección de análisis (Figura 3.3), que la relación de desplazamientos absolutos del borde para cada entrepiso esté definida dentro de los siguientes límites:

$$\frac{1}{4.5} \leq \frac{\Delta_{min}}{\Delta_{max}}$$

ó

$$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{min}} \leq 4.5$$
(3.14)

donde:  $\Delta_{max}$  es el desplazamiento máximo del borde de entrepisos;  $\Delta_{min}$  es el desplazamiento mínimo del borde de entrepiso



a) Sismo en dirección X

b) Sismo en dirección Y

**Figura 3.3. Revisión del requisito complementario para las dos direcciones de análisis**

## CAPÍTULO 4

### ANÁLISIS NO LINEAL DE LA MAMPOSTERÍA

#### 4.1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad la filosofía de diseño de edificios sometidos a sismos intensos, consiste en permitir el ingreso de los materiales en su intervalo no lineal de comportamiento, con la finalidad de disipar la energía mediante deformaciones permanentes. Por lo que es particularmente importante el estudio del comportamiento en la etapa no lineal de las estructuras y relacionarlo con la respuesta local de las secciones y elementos (Bazán y Meli, 2002).

##### 4.1.1. Comportamiento no lineal

En los materiales elásticos su comportamiento puede ser definido por una gráfica esfuerzo-deformación unitaria, en la que se presenta un tramo lineal o intervalo elástico cuya pendiente es el módulo de elasticidad  $E$  y éste es directamente proporcional al esfuerzo aplicada ( $\sigma$ ) e inversamente proporcional a la deformación unitaria  $\epsilon$ , esto es:

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad (4.1)$$

Cuando la relación de proporcionalidad establecida por la ecuación (4.1) deja de cumplirse el comportamiento exhibido por los materiales se denomina no lineal o intervalo inelástico (Figura 4.1).

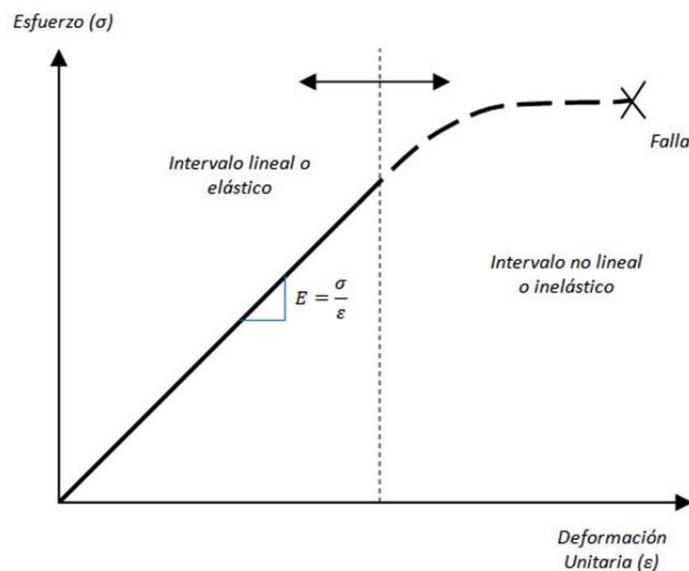
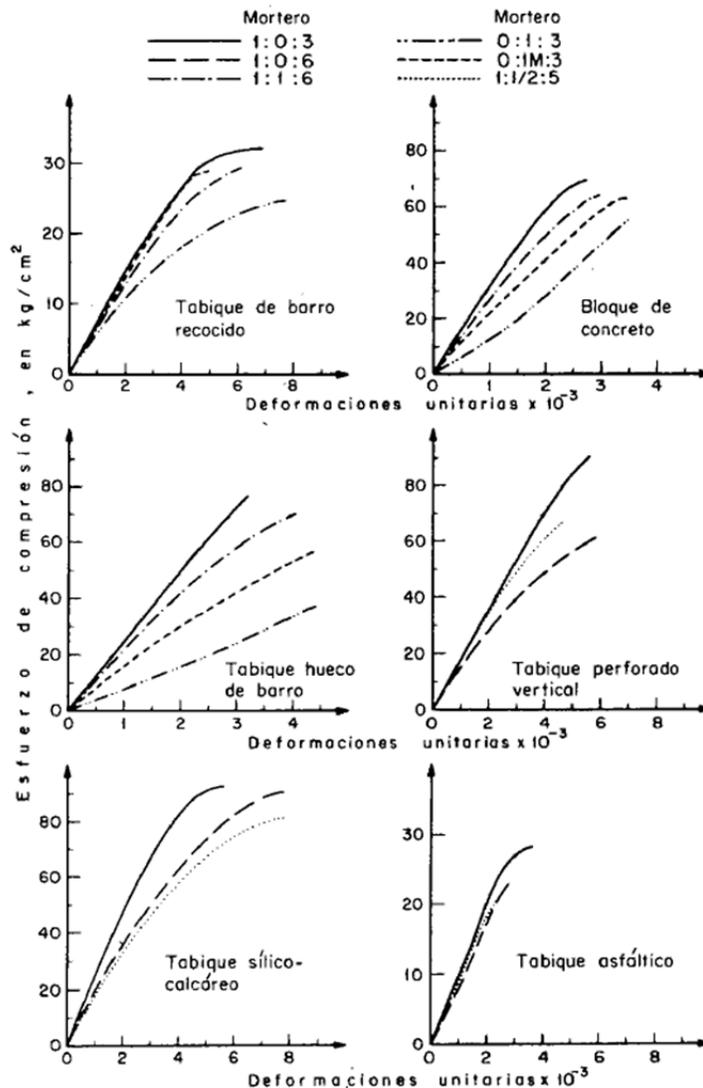


Figura 4.1. Gráfica esfuerzo-deformación

### 4.1.2. Comportamiento no lineal de la mampostería

Las propiedades mecánicas de la mampostería varían en un intervalo muy grande de acuerdo con las propiedades de las piezas, del mortero con el que están unidas y del procedimiento constructivo. Así, estas propiedades deben ser determinadas mediante ensayos con los materiales.

En general, la resistencia de la mampostería en tensión es muy baja, la falla es frágil y la curva esfuerzo-deformación en compresión es prácticamente lineal hasta la falla (Bazán y Meli, 2002). En la Figura 4.2 se muestran algunas curvas representativas de piezas comúnmente usadas en el Valle de México.



**Figura 4.2. Curvas esfuerzo-deformación para compresión de mampostería (Meli y Reyes, 1971)**

Por otra parte, la resistencia a cortante (tensión diagonal) es una de las propiedades más importantes en el comportamiento sísmico de la mampostería. Es muy variable y es influida por las propiedades del mortero de unión.

Otro aspecto importante, es que el comportamiento ante cargas alternadas de elementos de mampostería no reforzada es esencialmente frágil, especialmente cuando los muros son formados por piezas huecas cuyas paredes se destruyen progresivamente. Para limitar el carácter frágil de la mampostería se emplea acero de refuerzo en el interior de los muros o en elementos de confinamiento (Bazán y Meli, 2002).

## 4.2. COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

### 4.2.1. Comportamiento no lineal de estructuras

Cuando una estructura alcanza su capacidad de carga, se dice que empieza su comportamiento en el intervalo no lineal o inelástico.

El comportamiento no lineal de una estructura está asociado a su estado de daño, inicialmente en elementos no estructurales y después en los estructurales. Las principales características que presenta una estructura cuando incursiona en su intervalo de comportamiento no lineal, son la pérdida de rigidez y el aumento del amortiguamiento que traen como consecuencia el agrietamiento de los elementos no estructurales y estructurales, desprendimiento de recubrimientos, pandeos locales y deformaciones residuales de la estructura (Bazán y Meli, 2002).

Cuando una estructura está sometida a la acción de un sismo, el comportamiento que exhibe se puede representar gráficamente mediante la relación del *cortante basal-desplazamiento en la azotea*. Donde su comportamiento inicial será lineal, y conforme aumente la intensidad sísmica, las propiedades dinámicas de la estructura cambiarán alterando su respuesta e iniciando su comportamiento no lineal (Figura 4.3).

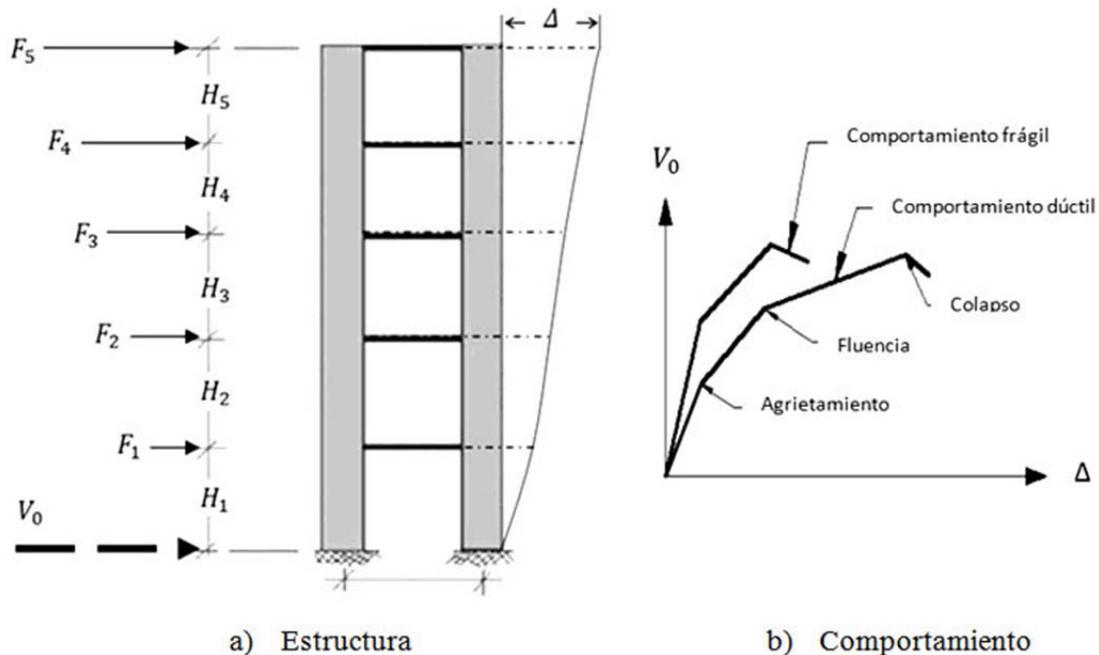


Figura 4.3. Comportamiento de las estructuras

### 4.2.2. Comportamiento no lineal de estructuras compuestas de mampostería

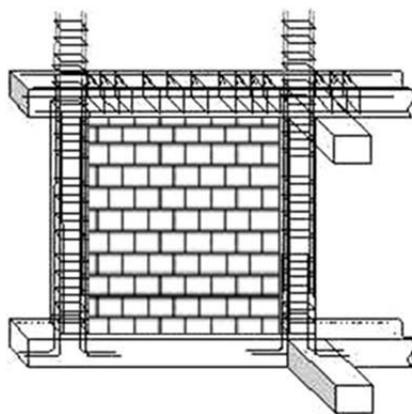
El comportamiento no lineal de las estructuras de mampostería proviene de dos fuentes principales (Orduña y Ayala, 2001).

1. Al inherente comportamiento no lineal de los materiales a partir de cierto nivel de deformaciones, el cual es heredada a los elementos estructurales y a las estructuras. En el caso de la mampostería, el comportamiento no lineales de las piezas y mortero son cualitativamente parecidos a las del concreto. Sin embargo, cuantitativamente las propiedades mecánicas tanto lineales como no lineales de las piezas, pueden ser muy distintas a las del mortero.
2. Al comportamiento de la superficie de unión entre pieza y mortero, en donde ocurre agrietamiento por tensión (o separación) y deslizamiento debido a esfuerzos cortantes. En muros donde la falla es por cortante, este aspecto determina en forma muy significativa el comportamiento global del elemento estructural.

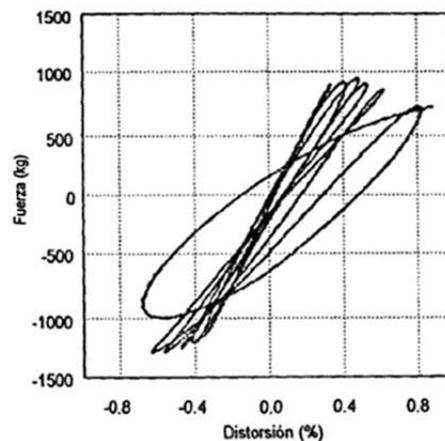
Por otra parte, la pobre reputación que la mampostería tiene en varios países como material resistente a sismos, es debido esencialmente a la falla de construcciones hechos con materiales de muy mala calidad y sin elementos adecuados de conexión de los muros entre sí y de éstos con los pisos y techos. Las fallas se han debido principalmente a volteo de muros en dirección normal a su plano y a cortante de muros no reforzados o con grandes huecos (Bazán y Meli, 2002).

Para las construcciones modernas, en donde se presentan elementos de liga y refuerzo, el desempeño mostrado de la mampostería es considerado excelente dentro de ciertos límites de altura de la construcción y de la cantidad y distribución de muros.

En México y otros países de Latinoamérica la modalidad de muros de mampostería usualmente más empleada, es la denominada mampostería confinada en la cual se colocan, en los extremos y de los muros y en sus intersecciones, elementos delgados de concreto reforzado (dadas y castillos) que tienen la función de ligar los muros y de evitar el colapso de los mismos cuando éstos se agrietan diagonalmente (Figura 4.4.a). El comportamiento ante ciclos de carga repetida muestra una disipación de energía limitada, pero dista de corresponder a una falla frágil (Figura 4.4.b).



a) Configuración de la mampostería confinada

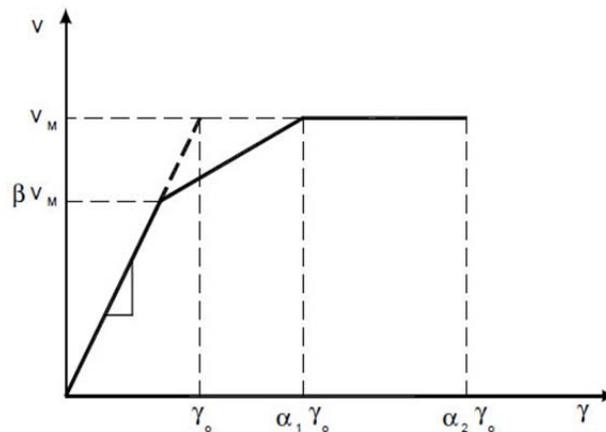


b) Curva de histéresis de un muro de mampostería confinada (Alcocer *et al.*, 1999)

**Figura 4.4. Comportamiento de la mampostería confinada ante cargas cíclicas**

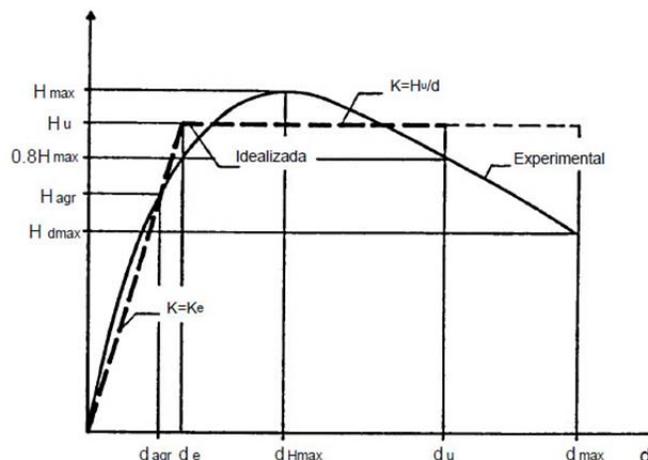
Algunos autores, en un esfuerzo de obtener un modelo de histéresis que represente con mayor precisión el comportamiento de la mampostería confinada bajo la acción de cargas laterales, tales como Meli (1975) y Tomažević (1999), han planteado modelos de histéresis diferentes al del comportamiento lineal y los cuales están basados en comportamiento de tipo bilineal y trilineal. En la sección 4.4.4. se explica de forma general en qué consisten los modelos de curvas de histéresis bilineal y trilineal.

Uno de los modelos de histéresis planteados utilizando una curva trilineal es el de Meli, (1975), propuesto a partir de curvas obtenidas experimentalmente. En este modelo, el primer tramo describe el comportamiento hasta cerca del agrietamiento del muro; el segundo, de rigidez inferior, corresponde a la zona entre el agrietamiento y la carga máxima, después de la cual sigue un tramo horizontal de fluencia hasta la falla (Tena y Miranda, 2003). En la Figura 4.5 se presenta el modelo de curva de histéresis propuesto por Meli.

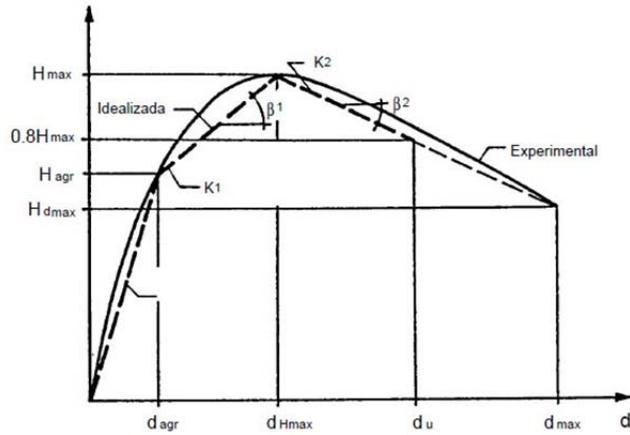


**Figura 4.5. Curva trilineal propuesta por Meli (Meli, 1975)**

En el modelo anterior se propone que la resistencia lateral del muro puede mantenerse en un intervalo de deformaciones. Sin embargo, otros modelos de histéresis propuestos, consideran una degradación importante en la resistencia a carga lateral del muro. Tal es el caso de los modelos propuestos por Tomažević, (1999), en donde se idealiza el comportamiento de la mampostería como bilineal (Figura 4.6) y una trilineal (Figura 4.7).



**Figura 4.6. Curva bilineal para idealizar el comportamiento de la mampostería (Tomažević, 1999)**

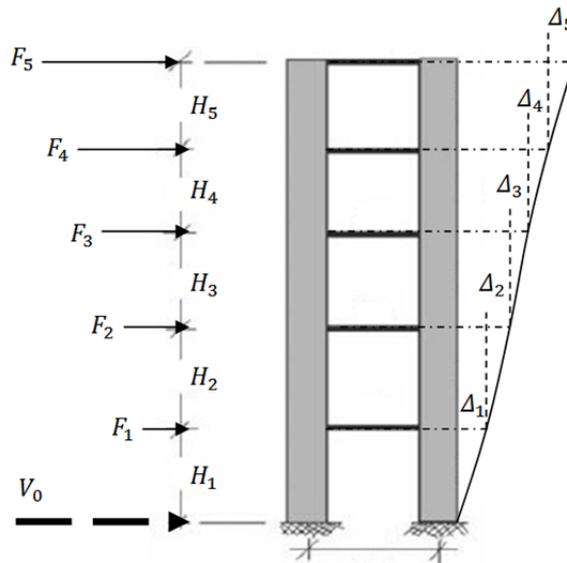


**Figura 4.7. Curva trilineal para idealizar el comportamiento de la mampostería (Tomažević, 1999)**

### 4.3. MEDIDA DE LA RESPUESTA NO LINEAL DE SISTEMAS ESTRUCTURALES

#### 4.3.1. Distorsión de entresaca

Una de las medidas representativas de la respuesta de una estructura sujeta a cargas laterales es el desplazamiento relativo de entresaca; es decir, el incremento en el desplazamiento lateral entre un piso y el siguiente (Figura 4.8).



**Figura 4.8. Desplazamiento relativo de entresaca**

Es más conveniente el uso de un índice adimensional de esta medida de la respuesta, dividiendo el desplazamiento relativo del entresaca entre la altura del mismo, esto es:

$$\varphi_j = \frac{\Delta_j}{H_j} \quad (4.2)$$

A este índice se le denomina *distorsión de entrepiso, o deriva*, y es el más empleado para cuantificar la respuesta de edificios, para comparar el comportamiento de diferentes sistemas y para estimar el grado de daño que puede presentarse, tanto en la estructura misma como en los elementos no estructurales (Bazán y Meli, 2002).

#### 4.3.2. Relación entre la distorsión de entrepiso y daño estructural

Para un sistema estructura el controlar su distorsión de entrepiso, cuando éste es sometido a una excitación sísmica, es importante porque:

1. Ante sismos de baja a moderada intensidad, limitar el daño en elementos no estructurales, así como, el daño estructural.
2. Ante sismos de gran intensidad, limitar el daño estructural y evitar la inestabilidad de las estructuras.

A través del tiempo ha habido diversos trabajos que relacionan el daño de una estructura con su distorsión de entrepiso. Tal es el caso de las estructuras mampostería, en donde se considera que la distorsión que inicia el daño en muros es aquella que causa la primera grieta diagonal, que, de acuerdo con Hernández y Meli (1975,1976)

- Para piezas macizas, como las de tabique rojo recocido y para las tipo rejilla o panal 0.001;
- Para piezas huecas con refuerzo interior, confinadas con dalas y castillos y pegadas con morteros ricos en cemento, similares al tipo I del *RCDF*, 0.0007;
- Para piezas huecas con refuerzo interior y pegadas con morteros ricos en cemento, similares al tipo I del *RCDF*, 0.0005;
- Piezas de concreto con refuerzo interior y confinadas con castillos y dalas 0.0005;
- Para piezas huecas pegadas con morteros pobres en cemento, similares al tipo III del *RCDF* y piezas sílico-calcáreas, 0.0003.

En relación con la máxima distorsión que pueden soportar las estructuras compuestas por mampostería Hernández y Meli (1975, 1976) mencionan que:

- Para estructuras construidas con tabique macizo o tipo panal con o sin castillos, la máxima distorsión que soportan es 0.006;
- En el caso de estructuras construidas con piezas huecas con refuerzo interior y sin castillos, la máxima distorsión que soportan es de 0.003, y con castillos 0.006;
- Bloques de concreto con refuerzo interior confinados por castillos y dalas, la máxima distorsión que soportan es 0.005.

Según los mismos autores, la distorsión límite para estructuras de mampostería construida con castillos (mampostería confinada) corresponde al inicio del deterioro del castillo. En estudios recientes se ha

observado que después de esta distorsión la resistencia del muro disminuye rápidamente (Alcocer *et al.*, 1999), razón por la cual se tomó esta distorsión como la de daño total (Reyes, 1999).

En la Tabla 4.1 se muestra un resumen de los valores de la distorsiones de entrepiso que se puede considerar para el inicio del daño y también las que se consideran para el daño total.

**Tabla 4.1. Distorsiones de entrepiso que inician el daño en diferentes sistemas estructurales a base de mampostería (Reyes, 1999)**

Muros de mampostería:	Distorsión de entrepiso que inicia el daño	Distorsión de entrepiso para daño total
De piezas macizas	0.001	0.006
De piezas tipo panal	0.001	0.006
De piezas huecas con refuerzo interior y confinadas por castillos y dalas		0.006
De piezas huecas con refuerzo interior sin confinar	0.0007	0.006
De bloques de concreto confinados por castillos y dalas	0.0005	0.003
De piezas huecas pegadas con mortero pobre o bien piezas sílico-calcáreas	0.0005 0.0003	0.005 0.003

## 4.4. ANÁLISIS NO LINEAL DE LA MAMPOSTERÍA

### 4.4.1. Programa *CANNY-E*

El programa *CANNY* fue desarrollado con el propósito de realizar un análisis de estructuras utilizando, entre otros tantos, el modelo de *resortes múltiples* para incluir el comportamiento no-lineal tridimensional de las estructuras.

Este programa fue desarrollado por *Kang Ning Li* durante sus estudios en la universidad de Tokio, Japón de 1986 a 1989. Inicialmente fue escrito en el lenguaje de programación *FROTRAN*. Con el tiempo se le fueron añadiendo más funciones y mejoras, y se rescribió en el lenguaje de programación C. A través del tiempo el programa ha tenido diferentes versiones como *RANMI*, *CANNY-C*, *CANNY-D* y la versión que se emplea en este trabajo *CANNY-E*.

### 4.4.2. Características generales del programa *CANNY-E*

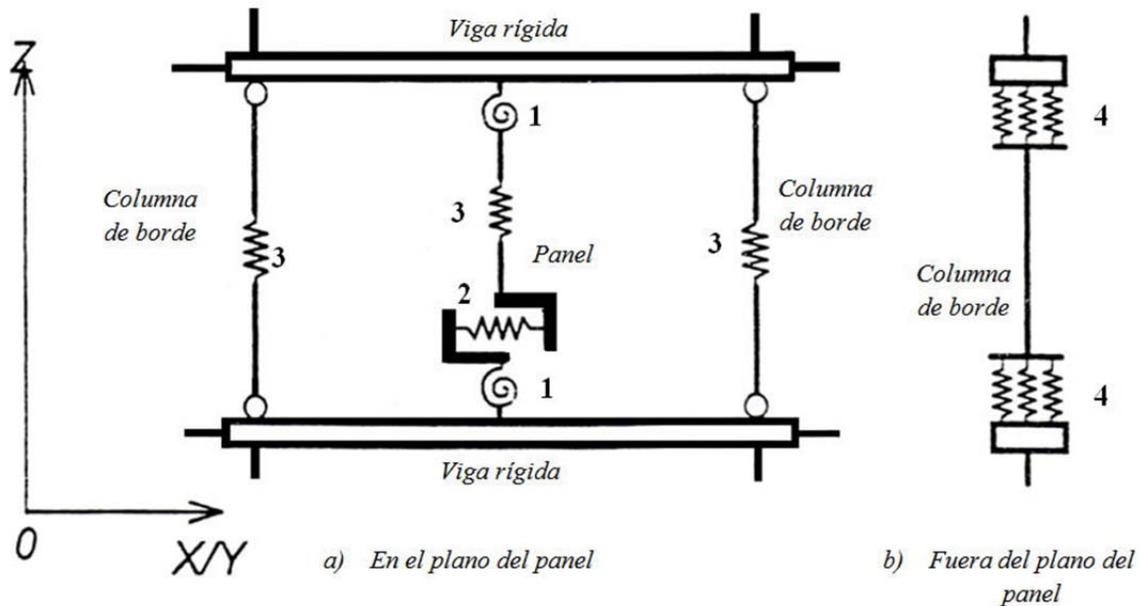
Fue desarrollado para el análisis de estructuras de concreto reforzado. Sin embargo, puede ser utilizado para estructuras de acero, estructuras combinadas y de mampostería (como es el caso de este trabajo). El usuario tiene varias opciones de idealizar una estructura y sus elementos.

*CANNY-E* permite el análisis dinámico de las estructuras sometidas a las componentes de un movimiento sísmico. También permite análisis estático bajo cargas gravitatorias o bajo cargas laterales gradualmente incrementadas y reversibles.

El *CANNY-E* puede analizar hasta 21 diferentes modelos de histéresis, algunos de los modelos de histéresis incluidos en el programa tienen la opción de utilizar curvas bilineales o trilineales, y a tensión o compresión solamente.

#### 4.4.3. Modelación de muros en el programa CANNY-E

Para la modelación de estructuras a base de muros el programa CANNY-E cuenta con un elemento que denomina *panel de cortante* (Figura 4.9), el cual es idealizado con las siguientes características:



1: Resorte a flexión 2: Resorte a cortante 3: Resorte a carga axial 4: Resortes múltiples

**Figura 4.9. Elemento panel de cortante (CANNY-E, 1996)**

- El *panel de cortante* considera los efectos de las deformaciones por flexión, cortante y fuerza axial en el plano del panel, y a su vez, no considera ningún efecto fuera de la dirección del plano del panel.
- El panel de cortante es idealizado a través de un elemento línea, localizada al centro del panel y paralela el eje Z global.
- La localización del elemento línea, que idealiza el panel de cortante, deberá ser a la mitad de la longitud del muro. Y éste deberá ser definido entre dos nodos localizados en los extremos del muro.
- La capacidad del muro a flexión, cortante y fuerza axial, es idealizada a través de resortes simples de un componente sin interacción entre ellos.
- En el panel de cortante se acepta sección plana para determinar la rotación en la base y en la sección superior del panel y para determinar la traslación vertical de los nodos en las cuatro esquinas de éste.
- La suposición de una sección plana indica que hay una trabe rígida en la base y la sección superior del panel.

El elemento *panel de cortante* sólo es posible en un sistema marco-piso, para estructuras tipo edificio, y el sistema deberá contar con pisos rígidos en la partes superior e inferior del panel. Otra opción para idealizar un muro en el programa *CANNY-E* es a través de barras que trabajen a compresión y tensión (Figura 4.10).

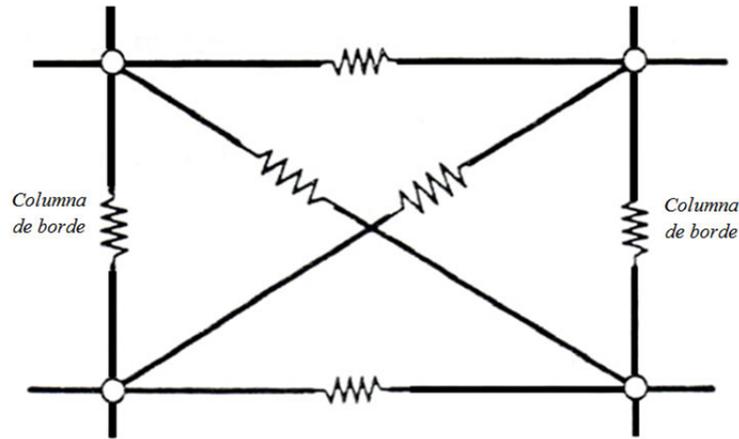


Figura 4.10. Modelo del muro a través de elementos barra

#### 4.4.4. Modelo de histéresis bilineal y trilineal

En el comportamiento bilineal de los materiales se puede observar un comportamiento lineal asociado con una rigidez inicial  $K_1$  hasta el momento en que se presenta la fluencia del material,  $F_y$ , después de la fluencia la rigidez inicial disminuye a una rigidez  $K_2$  (Figura 4.11 a). Dicho de otra forma se presenta un comportamiento del material representado por dos líneas con una relación de pendientes igual a  $K_1 > K_2$ .

El modelo de comportamiento trilineal consta de tres lineal. El primer cambio de pendiente de  $K_1$  a  $K_2$  es a causa del comienzo del agrietamiento del material, cuando éste alcanza su momento de agrietamiento  $F_c$  y en el momento que se presenta la fluencia del material,  $F_y$ . Sufre un segundo cambio de pendiente de  $K_2$  a  $K_3$  (Figura 4.11b). Su relación de pendiente en este modelo de comportamiento es igual a  $K_1 > K_2 > K_3$ .

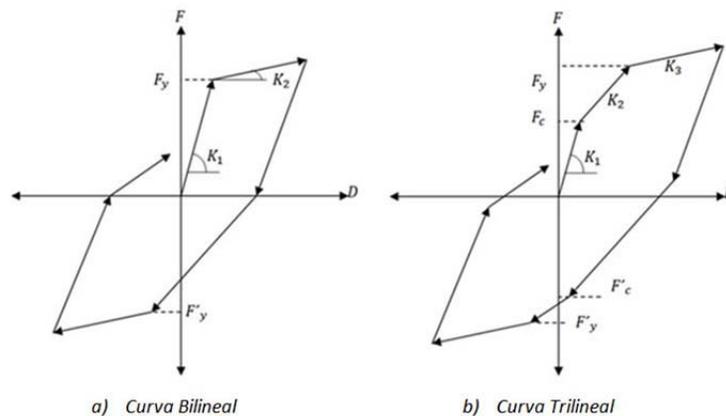


Figura 4.11. Modelos de curvas de histéresis

En el *CANNY-E*, se contempla los dos tipos de comportamiento anterior en un modelo de histéresis uniaxial, que el programa denomina con el nombre de *Modelo Sofisticado bilineal/trilineal* (Figura 4.12). Este modelo de histéresis, tiene la particularidad de adoptar cualquiera de los dos comportamientos anteriores, dependiendo sólo de cómo define el momento de agrietamiento  $F_c$  del material.

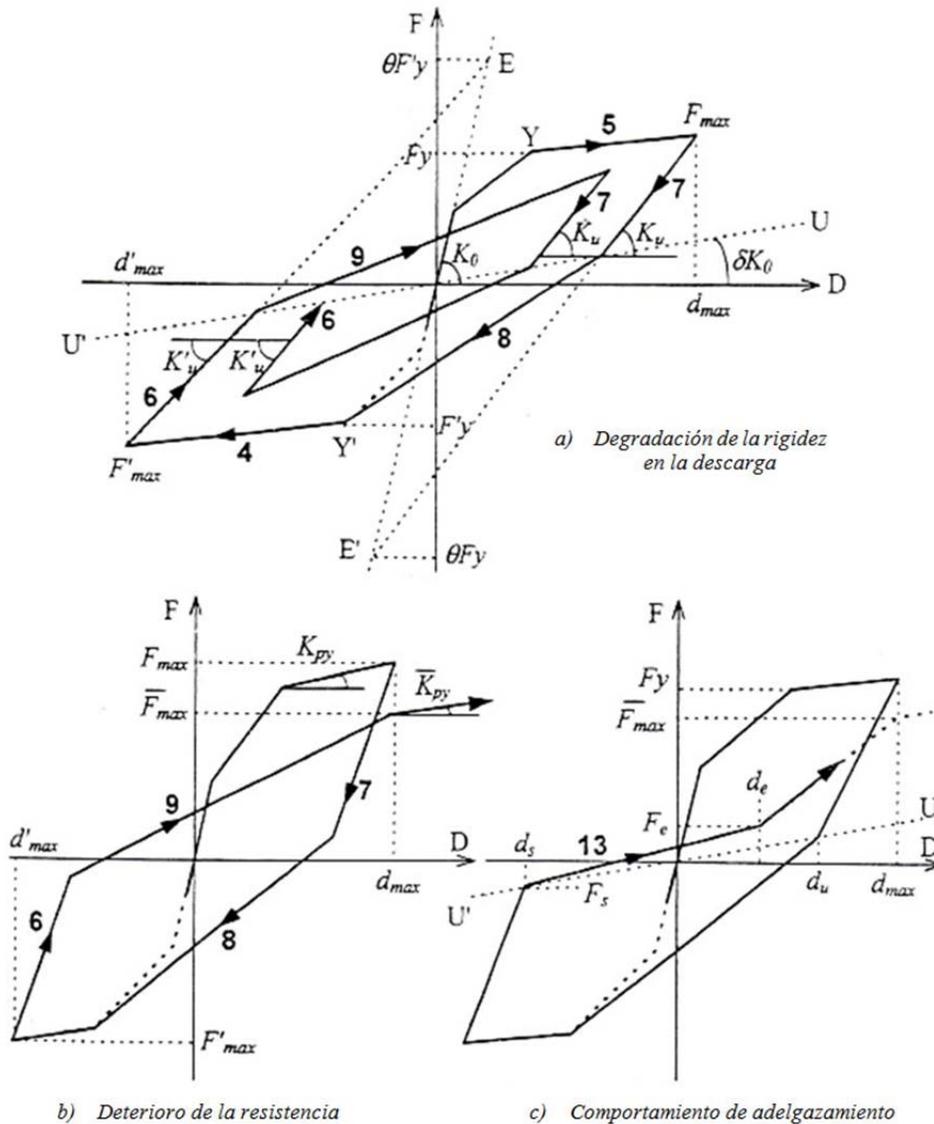


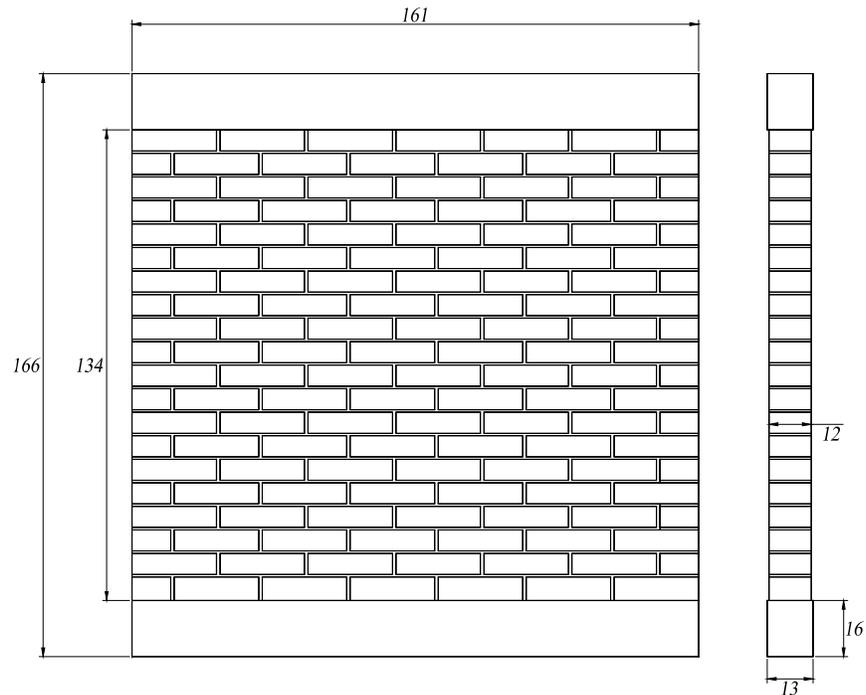
Figura 4.12. Modelo sofisticado bilineal/trilineal (CANNY-E, 1996)

#### 4.5. CALIBRACIÓN DEL MODELO NO LINEAL

Con el objetivo de obtener los parámetros necesarios para el modelado de estructuras de mampostería en el programa *CANNY-E*, se modeló un muro de mampostería previamente ensayado en el laboratorio. En esta sección se muestran los detalles, así como los resultados de la calibración realizada para estructuras de mampostería.

### 4.5.1. Muro estudiado en el laboratorio

El muro de mampostería empleado en la calibración del modelo no lineal, fue estudiado en el Laboratorio de Mecánica de Materiales de la Facultad de Ingeniería de la UNAM (Padilla y Saldaña, 1995). Este muro corresponde al último ensayado de siete realizados en dicho laboratorio. Las características que presentaba este muro son las siguientes (Figura 4.13):

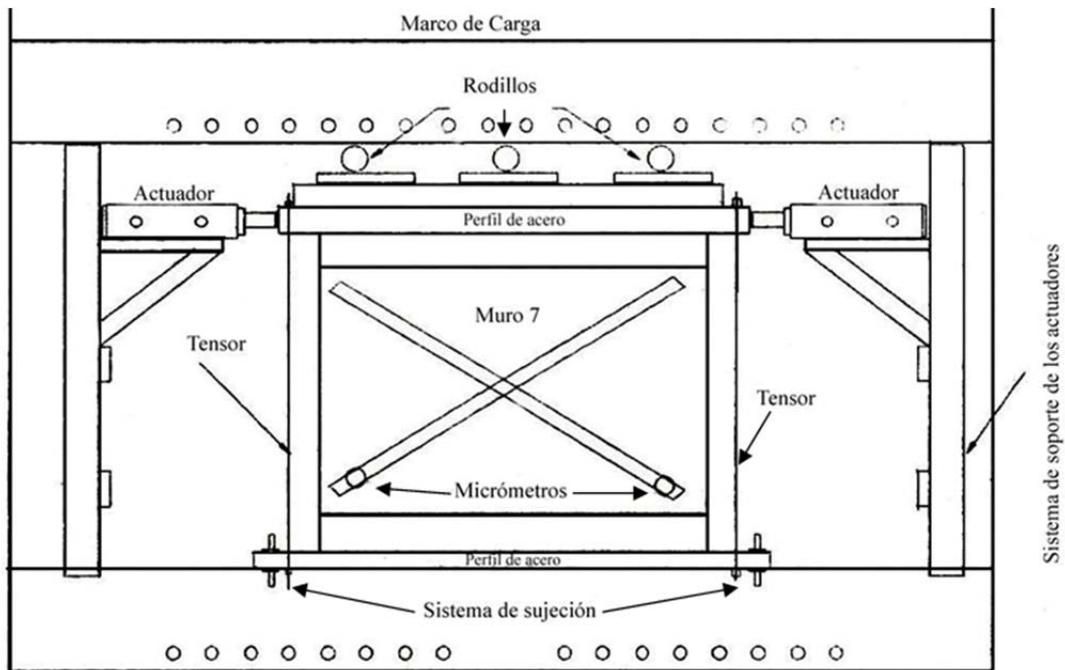


**Figura 4.13. Configuración del Muro 7 (Padilla y Saldaña, 1995), (cotas en cm)**

- El muro estaba constituido por piezas de mampostería multiperforadora, y no contaba con acero de refuerzo longitudinal ni transversal.
- Las dimensiones del muro eran,  $166 \times 161 \text{ cm}$ , con un espesor de  $12 \text{ cm}$ .
- El muro no tenía castillos de confinamiento en ninguno de sus extremos
- El muro contaba con dos dalas de cerramiento de concreto armado, una en la parte inferior y la otra en la parte superior, de  $16 \times 13 \text{ cm}$ .
- La resistencia a la compresión calculada del concreto de las dalas fue de  $f'c = 267.80 \text{ kg/cm}^2$ .

### 4.5.2. Características de la prueba de laboratorio

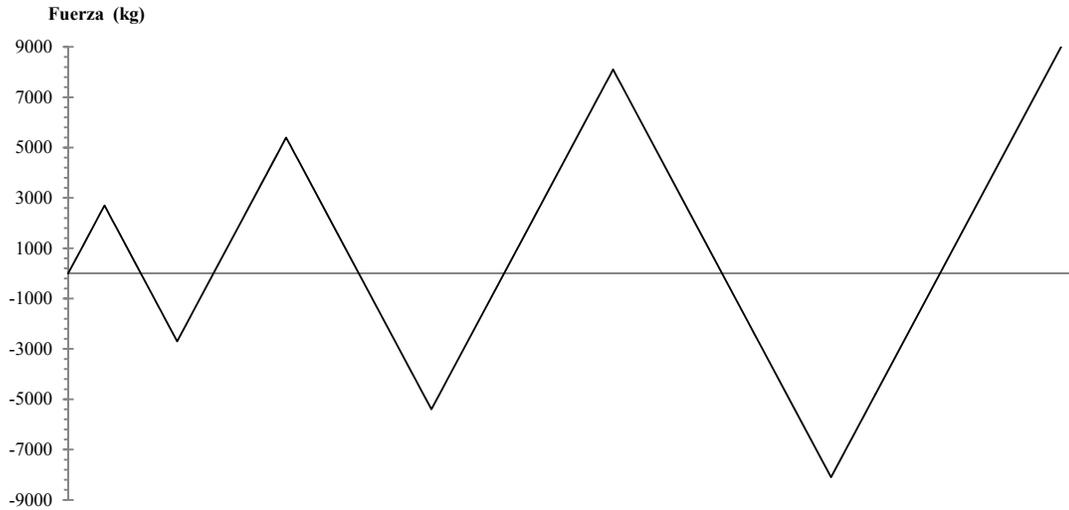
Consistió en la aplicación de una carga lateral reversible. En la Figura 4.14 se muestra la configuración del muro ensayado en laboratorio.



**Figura 4.14. Esquema del muro totalmente instrumentado (Padilla y Saldaña, 1995)**

Las características de la prueba de laboratorio realizada al muro se enumeran a continuación:

1. La prueba se llevó a cabo en un marco de carga, en donde ésta era aplicada al muro mediante unos actuadores colocados en los dos extremos superiores del mismo.
2. Para evitar los desplazamientos verticales del muro, a éste se le colocaron rodillos en la parte superior. Con lo cual sólo experimentó desplazamientos horizontales sobre su mismo plano.
3. Además de los rodillos, también se le colocaron unos tirantes para evitar posibles movimientos verticales y anular, en la medida de lo posible, la aparición de grietas formadas por esfuerzos normales propiciados por momentos flexionantes.
4. Para garantizar que la base del muro no experimentara ningún desplazamiento, ésta fue unida a un perfil de acero, que sirvió como soporte, mediante conectores de cortante.
5. Las cargas, fueron aplicándose de manera gradual, con incrementos constantes de 300 kg cada uno.
6. La carga se transmitió al muro mediante un perfil de acero, que estaba unido a la dala de cerramiento mediante conectores de cortante.
7. Los desplazamientos fueron medidos con micrómetros con una resolución de 0.01 mm, el registro de desplazamiento se realizó para cada incremento de carga.
8. La secuencia de cargas alternadas que se aplicó, se realizó para registrar y definir un comportamiento histerético. La secuencia de cargas a la que fue sometido el muro se muestra en la Figura 4.15.



**Figura 4.15. Secuencia de cargas aplicadas al muro analizado, (Muro 7)**

Además de la prueba anterior, con el fin de conocer las propiedades de la mampostería, se realizaron ensayos de pilas y muretes de mampostería. Los resultados de estas pruebas se presentan en las Tablas 4.2 y 4.3.

**Tabla 4.2. Resultados obtenidos de los ensayos de pilas (Padilla y Saldaña, 1995)**

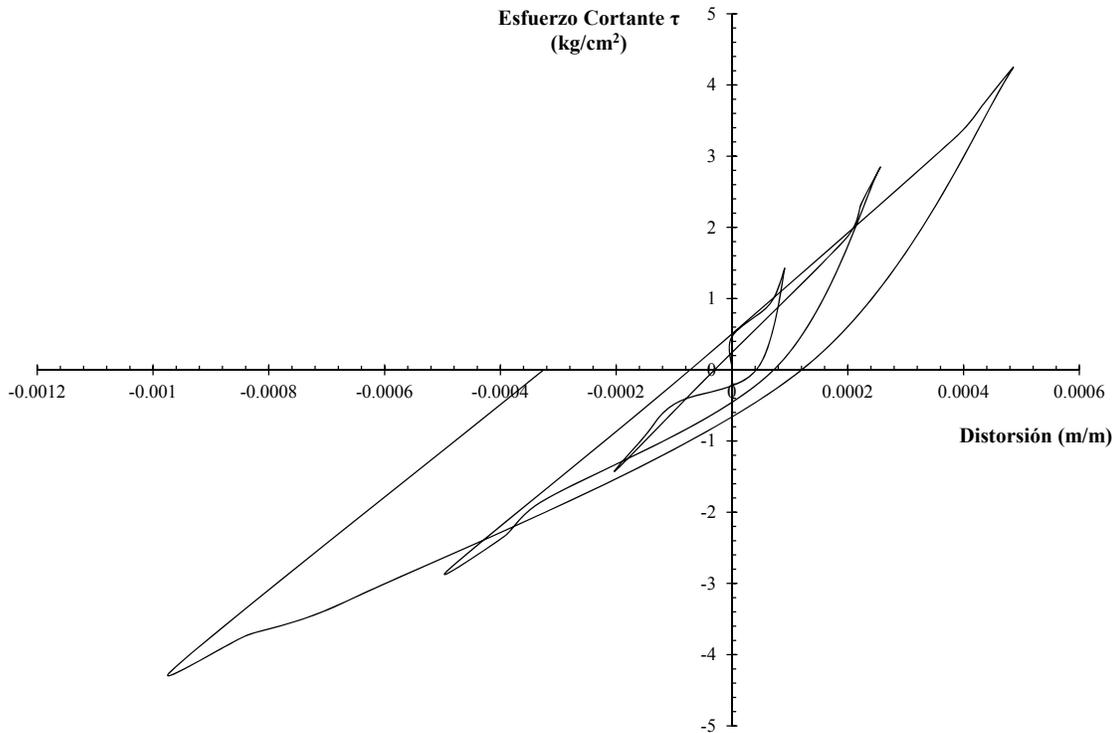
Pila	$f_m^*$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Observaciones
1	61.88	Falla por compresión
2	66.50	Falla por compresión
3	71.15	Falla por compresión
4	71.15	Falla por compresión
5	74.24	Falla por compresión
6	51.51	Falla por compresión
7	74.44	Falla por compresión
8	70.11	Falla por compresión
9	78.71	Falla por compresión

**Tabla 4.3. Resultados obtenidos de los ensayos de muretes (Padilla y Saldaña, 1995)**

Murete	$V_m^*$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Observaciones
1	6.92	Falla por tensión diagonal
2	5.20	Falla por tensión diagonal
3	9.92	Falla por tensión diagonal
4	6.92	Falla por tensión diagonal
5	7.32	Falla por tensión diagonal
6	5.53	Falla por tensión diagonal
7	4.83	Falla por tensión diagonal
8	4.68	Falla por tensión diagonal
9	4.82	Falla por tensión diagonal
10	6.24	Falla por tensión diagonal

### 4.5.3. Resultados del muro estudiado en laboratorio

Los resultados del muro estudiado en el laboratorio proporcionaron las curvas de histéresis que se presentan en la Figura 4.16.



**Figura 4.16. Curvas de histéresis del muro estudiado en el laboratorio (Muro 7)  
(Padilla y Saldaña, 1995)**

La construcción de las curvas de histéresis que aparecen en la figura anterior se realizó con sólo una parte de los datos, los más representativos de la prueba, debido a que no se contó con el registro completo de carga-desplazamientos.

### 4.5.4. Modelo analítico del muro

Las propiedades mecánicas de la mampostería se calcularon con base en las Tablas 4.2 y 4.3 y de acuerdo con lo indicado en las NTCM-04. Los resultados se muestran en la Tabla 4.4.

**Tabla 4.4. Propiedades mecánicas de la mampostería**

Propiedad	$kg/cm^2$
$f_m^*$	50.08
$E_m$	30045.58
$G_m$	12018.23
$V_m^*$	3.78

Por otra parte, para la elaboración de un modelo analítico en el programa CANNY-E se hicieron las siguientes consideraciones:

1. No se modelaron las dadas de cerramiento, por lo que se consideró que en su totalidad el muro estaba constituido por mampostería. En otras palabras la altura del muro de mampostería,  $H_m$ , se consideró igual a 1.66 m.
2. Al modelo analítico se le aplicó la misma secuencia de cargas que al muro estudiado en laboratorio (Figura 4.15).
3. Debido a que el objetivo de la calibración del modelo no lineal es la modelación de estructuras compuestas por muros de mampostería, la modelación del muro de mampostería se llevó a cabo a través del elemento panel de cortante del *CANNY-E*. Esto debido a las características del panel de cortante, que se describieron en la sección 4.4.3.
4. En el modelado del comportamiento del muro, se eligió un comportamiento trilineal de la mampostería. Para lo cual se optó por emplear el modelo de histéresis *Sofisticado bilineal/trilineal* de *CANNY-E* (Figura 4.12)

Para definir el comportamiento trilineal con el modelo *sofisticado* del *CANNY-E*, fue necesaria la obtención de ciertas propiedades geométricas y mecánicas que se mencionan a continuación, así como también las consideraciones y la metodología empleada para calcularlas.

#### *Propiedades mecánicas*

Adicionalmente a las propiedades mecánicas de la mampostería definidas en la Tabla 4.4, es necesario obtener los momentos de fluencia y agrietamiento que definirán el comportamiento histerético trilineal del muro mampostería (Figura 4.11).

Para el cálculo de los momentos de fluencia  $F_y$  y  $F'_y$ , se consideró que el muro de mampostería alcanza la fluencia cuando éste experimenta una fuerza igual a su cortante resistente  $V_{mR}$ . Por lo que el momento de fluencia estaría definido por el par de fuerzas que se forma cuando una fuerza  $P$  aplicada lateralmente al muro es igual al cortante resistente  $V_{mR}$  del muro (Figura 4.17). De acuerdo con lo anterior, el momento de fluencia  $F_y$  del muro, estará definido como:

$$F_y = V_{mR}H_m \quad (4.3)$$

Se consideró que el momento negativo de fluencia,  $F'_y$ , estaría definido como

$$F'_y = -F_y \quad (4.4)$$

Por otra parte, de acuerdo con los modelos de comportamiento trilineal propuestos por Meli, (1975), y Tomažević, (1999), el momento de agrietamiento  $F_c$ , estará definido como un porcentaje  $\theta$  del momento de fluencia  $F_y$ . Así, con el propósito de acercarse al modelo de comportamiento propuestos por Tomažević, (1999), en este trabajo se consideró  $\theta=0.8$ . Por lo que el momento de agrietamiento es:

$$F_c = \theta F_y = 0.8(V_{mR}H_m) \quad (4.5)$$

El momento negativo de agrietamiento,  $F'_c$ , se definió como

$$F'_c = -F_c \quad (4.4)$$

Finalmente, el cortante resistente del muro de mampostería, se calculó para este caso como:

$$V_{mR} = F_R(0.5v_m * A_T) \tag{4.5}$$

donde:  $A_T$  es el área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, se debe incluir en el  $A_T$  a los castillos;  $F_R$  es un factor de resistencia, el cual se tomó igual a 0.7.

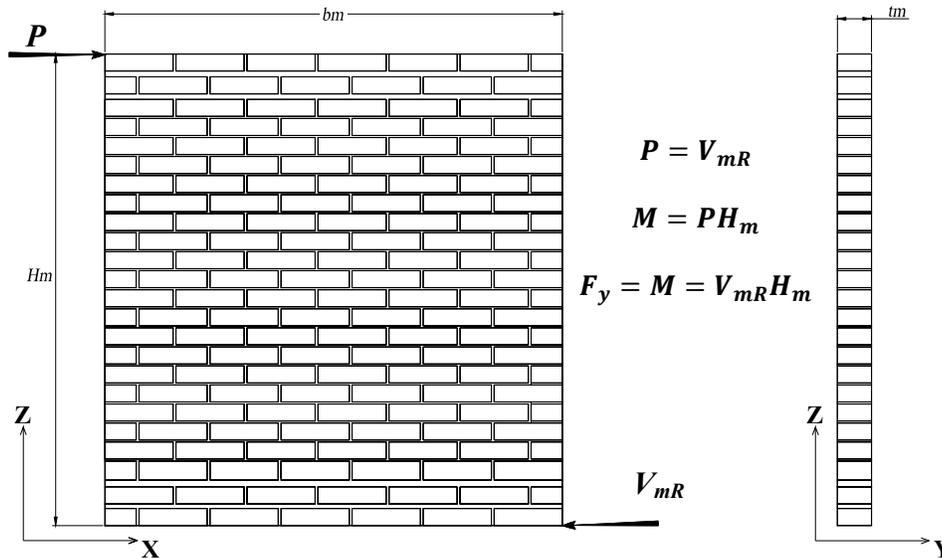


Figura 4.17. Idealización del muro ensayado en laboratorio (Muro 7)

Los resultado obtenidos del cálculo de los momentos de fluencia y agrietamiento se muestran en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5. Propiedades de los materiales del muro 7

Propiedad	Valor	
$V_{mR}$	2556.82	kg
$F_y = F'_y$	4244.32	kg*m
$F_c = F'_c$	3395.45	kg*m

Propiedades geométricas

- Momento de inercia,  $I_h$ , respecto al plano horizontal y el eje global Y:

$$I_h = \frac{tb_m^3}{12} \tag{4.6}$$

- Momento de inercia,  $I_v$ , respecto al plano vertical y el eje global Y:

$$I_v = \frac{tH_m^3}{12} \tag{4.7}$$

- Área de cortante,  $A_c$ :

$$A_c = b_m t \tag{4.8}$$

donde:  $t=0.12\text{ m}$  es el espesor del muro, y está en función de las dimensiones de la pieza;  $b_m=1.61\text{ m}$  es la longitud de muro;  $H_m=1.66\text{ m}$  es la altura del muro.

Los resultados del cálculo de las propiedades geométricas del muro estudiado en el laboratorio, aparecen en la Tabla 4.6.

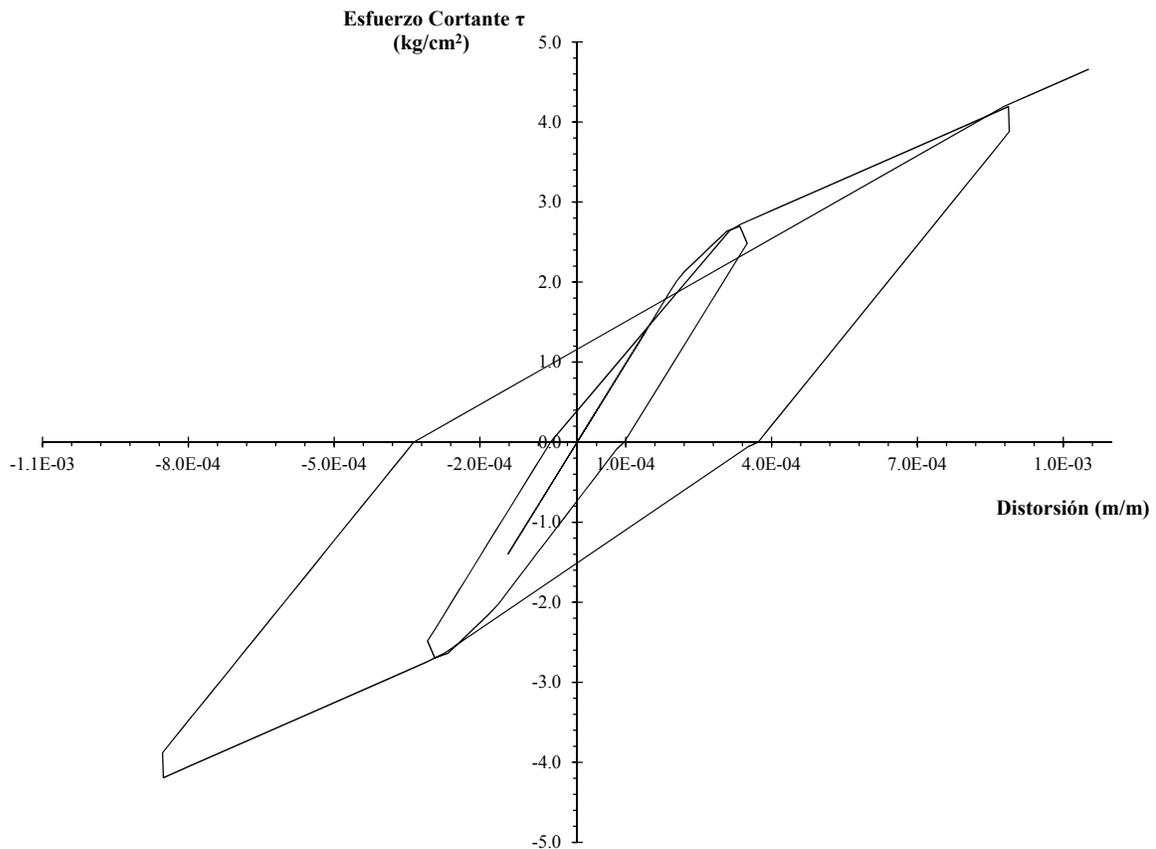
**Tabla 4.6. Propiedades geométricas**

Propiedad	Valor	
$I_h$	0.0417	$m^4$
$I_v$	0.0457	$m^4$
$A_c$	0.1930	$m^2$

En el apéndice A se muestra la base de datos que define al muro analizado (Muro 7); cabe mencionar que algunos valores de parámetros que se muestran en el mismo, son resultado del proceso iterativo de la calibración que se llevó a cabo en este trabajo.

#### 4.5.5. Resultados del modelo analítico del muro

Con los datos del modelo analítico anterior se obtuvieron las curvas de histéresis esfuerzo cortante-distorsión que se muestran en la Figura 4.16.



**Figura 4.18. Curvas de histéresis (esfuerzo cortante-distorsión) obtenidas con el programa CANNY-E**

#### 4.5.6. Comentarios de la calibración de modelo analítico

Con base en las figuras 4.16 y 4.18, se puede comentar lo siguiente:

- Se aprecia una similitud, tanto en valores como en comportamiento exhibido, entre las curvas de histéresis obtenidas del modelo analítico y las experimentales del muro.
- En ambas curva se observa la degradación de la rigidez.
- Con base en el comportamiento observado en la Figura 4.18, se concluye que las consideraciones empleadas en la calibración son correctas.

Así, se concluye que el modelo de histéresis *Sofisticado bilineal/trilineal* de CANNY-E, es capaz de representar con una buena aproximación, el comportamiento no lineal de las estructuras de mampostería sometidas a cargas laterales.



## CAPÍTULO 5

### DISEÑO POR TORSIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA UTILIZANDO UN REQUISITO COMPLEMENTARIO

Se diseñaron cuatro modelos de estructuras de mampostería confinada. En dos ellos sólo se consideró lo indicado por el RCDF 2004 en su diseño y, para los otros dos, además se incluyó el Requisito Complementario, de relación máxima de desplazamientos laterales, en su diseño. La distribución de esfuerzos cortantes en los elementos resistentes se hizo a través del *PSD*. Además se comparan los esfuerzos cortantes resistentes obtenidos a través del Método Simplificado con los esfuerzos cortantes actuantes obtenidos a través del *PSD*.

#### 5.1. MODELOS ANALIZADOS

##### 5.1.1. Modelo E1-2N

El primer modelo es una casa habitación de 2 pisos que presenta una planta rectangular de  $12.0\text{ m} \times 10.0\text{ m}$  y una altura de entrepiso para el primero de  $4.0\text{ m}$  y de  $3.0\text{ m}$  para el segundo. Sus muros presentan una distribución asimétrica en las dos direcciones de análisis. Además, se presenta para la dirección de análisis en Y muros de  $28\text{ cm}$  de espesor, mientras que para la dirección de X los muros son de  $14\text{ cm}$  de espesor (Figura 5.1).

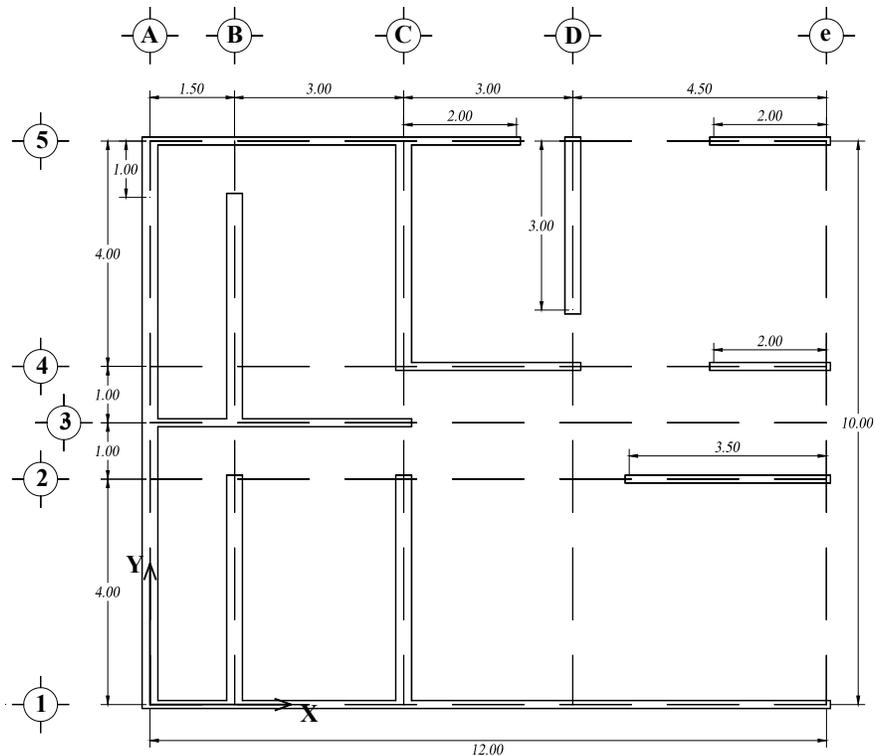


Figura 5.1. Planta de casa habitación de 2 niveles, modelo E1-2N (cotas en m)

### 5.1.2. Modelo E2-2N

El modelo E2-2N, se considera como una modificación del Modelo E1-2N y al igual que éste presenta una planta rectangular de  $12.0\text{ m} \times 10.0\text{ m}$  y alturas de entrepiso de  $4.0\text{ m}$  y de  $3.0\text{ m}$ . Sus muros siguen presentando una distribución asimétrica en las dos direcciones de análisis pero, en comparación con el modelo E1-2N, su distribución es más uniforme. El espesor de sus muros en sus dos direcciones de análisis es de  $14\text{ cm}$  (Figura 5.2).

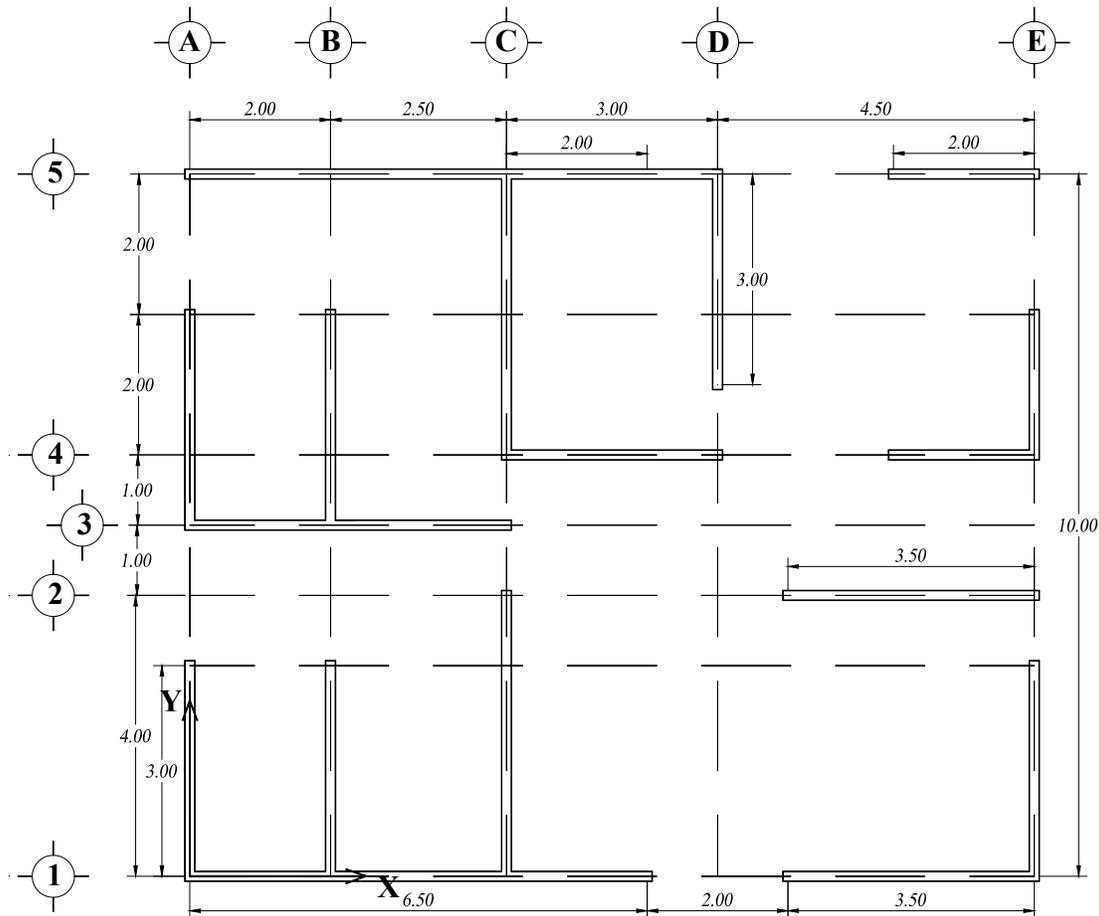


Figura 5.2. Planta modificada de casa habitación 2 niveles, modelo E2-2N (cotas en m)

### 5.1.3. Modelo E1-3N

Casa habitación de 3 pisos. Planta trapezoidal con una área por piso de  $49.5\text{ m}^2$  y altura de entrepisos de  $2.35\text{ m}$ . La distribución de muros es muy asimétrica en la dirección de análisis en Y, además presenta muros de  $14\text{ cm}$  de espesor en sus dos direcciones de análisis, excepto en su eje A en la dirección de análisis en Y en donde el muro tiene un espesor de  $28\text{ cm}$  (Figura 5.3).

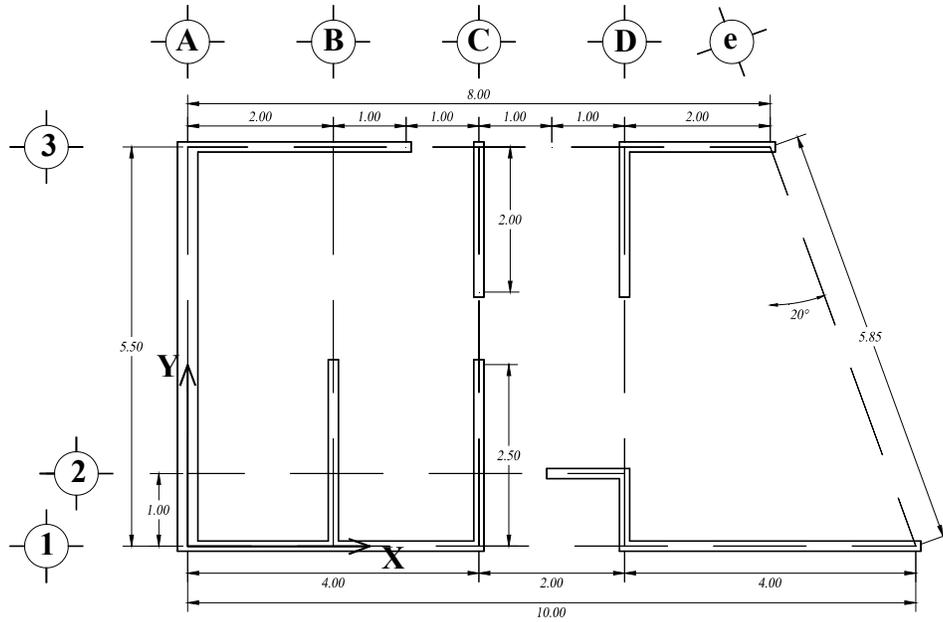


Figura 5.3. Planta de casa habitación 3 niveles, modelo E1-3N (cotas en m)

#### 5.1.4. Modelo E2-3N

Modificación estructural del modelo E1-3N. Planta trapezoidal con una área por piso de  $49.5 \text{ m}^2$  y altura de entrepisos de  $2.35 \text{ m}$ . Muros de  $14 \text{ cm}$  de espesor en sus dos direcciones de análisis y presenta una distribución de muros más uniforme, respecto al modelo E1-3N (Figura 5.4).

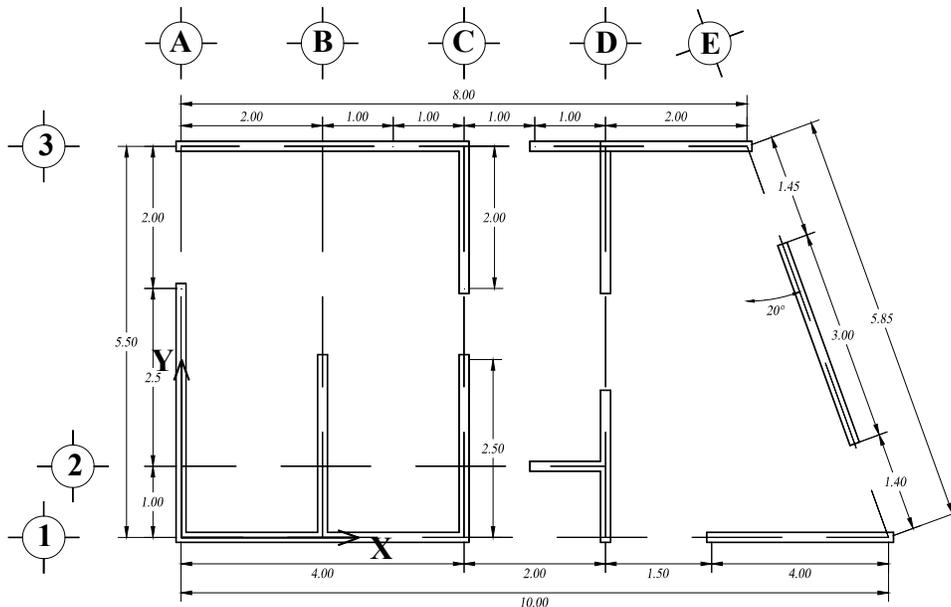


Figura 5.4. Planta modificada de casa habitación 3 niveles, modelo E2-3N (cotas en m)

## 5.2. ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO

### 5.2.1. Generalidades del diseño

Para el modelado de las estructuras no se incluyeron los elementos de confinamiento, debido a que el objetivo de éstos es garantizar que tanto los muros y losas trabajen en conjunto además de proveer una mayor capacidad de deformación, además considerando que, en las NTCM-04 se indica que no se considerará ningún incremento en la resistencia por castillos y dalas. Tampoco se incluyeron las posibles aberturas que se pudieran presentar los muros de mampostería.

El análisis estructural se hizo a través del programa *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems, ETABS*, (CSI, 2005), en él se realizaron modelos tridimensionales de cada estructura. Tanto los muros como losas se modelaron utilizando elementos finitos tipo cascaron. A éstos se les agregó una subdivisión para así tener una distribución de cargas más realistas. Para los muros sólo se le asignaron capacidad a carga axial y cortante.

Las propiedades de los materiales que se emplearon en los diseños son las siguientes.

Losas de concreto:

- Peso volumétrico  $\gamma = 2400 \text{ (kg/m}^3\text{)}$ .
- Resistencia a la compresión  $f'c = 250 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ .
- Módulo de elasticidad  $E = 221359.4 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ .
- Módulo de cortante  $G = 9223.31 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ .
- Relación de Poisson  $\sigma = 0.2$ .

Muros de tabique rojo recocido:

- Peso volumétrico  $\gamma = 1325.19 \text{ (kg/m}^3\text{)}$ .
- Resistencia a la compresión  $f_m^* = 15.29 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ .
- Resistencia a la compresión diagonal  $v_m^* = 3.57 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ .
- Módulo de elasticidad  $E_m = 600f_m^* = 9174.31 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ .
- Módulo de cortante  $G_m = 0.4E_m = 3669.72 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ .
- Relación de Poisson  $\sigma = 0.25$ .

*Nota: Las características corresponden a los valores índice mencionados por NTCM-04.*

### 5.2.2. Análisis sísmico

Se llevó a cabo un análisis *Sísmico Estático* de cada estructura. Para ello, con base en las características de los materiales, se calcularon los pesos totales de cada entrepiso, considerando peso total de los elementos estructurales y arquitectónicos más carga viva instantánea, acorde a las NTCS-04. Para el análisis Sísmico Estático se hicieron las siguientes consideraciones.

- a) Los modelos estructurales estudiados se consideran ubicados en la zona de suelo blando del valle de México (zona III<sub>a</sub>), por lo que el *coeficiente sísmico* empleado es  $c = 0.40$ .
- b) Como las estructuras son a base de mampostería confinada de piezas macizas, el *factor de comportamiento sísmico* que se empleó es  $Q = 2$ .

- c) Además, se utilizó un factor de corrección por irregularidad aplicado a  $Q$ , el cual depende de las condiciones de regularidad de cada estructura de acuerdo con las NTCS-04.

En la Tabla 5.1, se muestran la revisión de las condiciones regularidad de los modelos analizados de acuerdo con las NTCS-04.

**Tabla 5.1. Revisión de condiciones de regularidad**

Modelo	E1-2N		E2-2N		E1-3N		E2-3N	
	Dirección Regularidad x	Dirección y	Dirección x	Dirección y	Dirección x	Dirección y	Dirección x	Dirección y
1	no	no	no	no	no	no	no	no
2	sí	sí	sí	sí	sí	sí	sí	sí
3	sí	sí	sí	sí	sí	sí	sí	sí
4	sí	sí	sí	sí	sí	sí	sí	sí
5	sí	sí	sí	sí	sí	sí	sí	sí
6	sí	sí	sí	sí	sí	sí	sí	sí
7	sí	sí	sí	sí	sí	sí	sí	sí
8	sí	sí	sí	sí	sí	sí	sí	sí
9	sí	sí	sí	sí	sí	sí	sí	sí
10	sí	sí	sí	sí	sí	sí	sí	sí
11	no	no	sí	sí	no	no	no	sí

Además, de acuerdo con las NTCS-04, se revisó las condiciones para considerar si las estructuras son fuertemente irregulares. En la Tabla 5.2 se muestra los resultados de esta revisión.

**Tabla 5.2. Revisión de condiciones para considerar si las estructuras son fuertemente irregulares**

Modelo	E1-2N		E2-2N		E1-3N		E2-3N	
	Dirección Regularidad x	Dirección y	Dirección x	Dirección y	Dirección x	Dirección y	Dirección x	Dirección y
1	sí	no	sí	sí	no	no	sí	sí
2	sí	sí	sí	sí	sí	sí	sí	sí

De acuerdo con las Tablas 5.1 y 5.2, los modelos E1-2N y E1-3N entran en la clasificación de estructuras fuertemente irregulares, mientras que los modelos E2-2N y E2-3N se consideran irregulares. Por ellos, de acuerdo con las NTCS-04, los factores de corrección por irregularidad serán los que aparecen en la Tabla 5.3.

**Tabla 5.3. Factores de corrección por irregularidad.**

Modelo	E1-2N	E2-2N	E1-3N	E2-3N
Factor de irregularidad	0.7	0.9	0.7	0.8

### 5.2.3. Análisis de fuerzas cortantes

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

$$V_{mR} = F_R(0.5v_m^*A_T + 0.3P) \leq 1.5F_Rv_m^*A_T \quad (5.1)$$

donde:  $P$  es la carga vertical que actúa sobre el muro,  $P$  se debe considerar positiva en compresión;  $A_T$  es el área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, se debe incluir en el  $A_T$  a los castillos;  $F_R$  es un factor de resistencia, el cual se tomo igual a 0.7.

Es importante mencionar que la obtención de  $P$  se llevó a cabo considerando las siguientes combinaciones de carga:

Para la dirección X de análisis, se consideró:

$$1 * (\text{sismo } x + \text{carga muerta}) \dots \dots \dots \text{Combinación 1}$$

Y para la dirección de análisis Y, se consideró:

$$1 * (\text{sismo } y + \text{carga muerta}) \dots \dots \dots \text{Combinación 2}$$

**5.2.4. Revisión de la distorsión de entrepiso y del Requisito Complementario de Diseño**

En el diseño de los cuatro modelos se revisó que la distorsión lateral de entrepiso,  $\phi$ , no excediera el valor de 0.0025; que, de acuerdo con las NTCS-2004, es el valor máximo para elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, tal es el caso de los muros de mampostería.

Por otra parte, se revisó si los modelos cumplían con el Requisito Complementario de diseño por torsión sísmica mencionado en el Capítulo 3. Para la revisión del Requisito Complementario, se obtuvieron los desplazamientos laterales totales de cada entrepiso en las dos direcciones de análisis y, a partir de éstos, se comprobó que para cada entrepiso, en las dos direcciones de análisis, se cumpliera con la relación de desplazamientos máximos indicada en la Figura 3.3.

**5.3. RESULTADOS**

**5.3.1. Modelo E1-2N**

En la Tabla 5.4 aparecen los pesos de entrepiso y las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis sísmico estático (NTCS-04).

**Tabla 5.4 Fuerzas y cortantes sísmicos**

Piso Entrepiso	H (m)	$W_j$ (t)	$c = 0,40$ y $Q = 1.4$ *	
			$F_{x_j} = F_{y_j}(t)$	$V_{x_j} = V_{y_j}(t)$
<u>2</u>	<u>7.0</u>	107.08	<u>39.88</u>	
2	3.0			39.88
<u>1</u>	<u>4.0</u>	127.37	<u>27.11</u>	
1	4.0			66.99

\*El factor de comportamiento sísmico que aparece en la Tabla 5.4, se encuentra multiplicado por su respectivo factor por irregularidad.

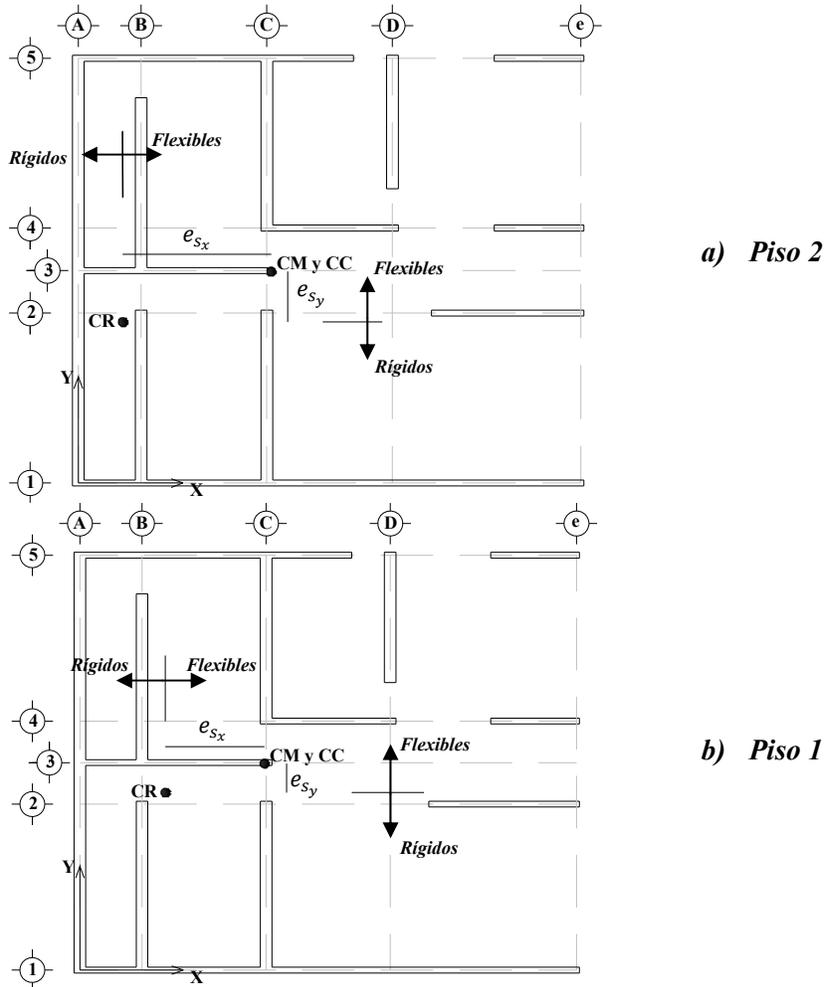
Para obtener la distribución de esfuerzos cortantes totales en cada elemento se aplicó el PSD.

Con las ecuaciones (1.9) y (1.10) se obtuvieron los *CC* y *CR*. Con sus coordenadas se calculó  $e_s$  y  $e$ . Los resultados de este procedimiento se muestran en la Tabla 5.5.

**Tabla 5.5. Coordenadas del *CM*, *CC* y *CR* (m); excentricidad estática,  $e_s$  (m), y excentricidad normalizada,  $e$**

Dirección	Entrepiso	CM	CC	CR	$e_s$	$e$
Sismo X	2	4.98	4.98	3.79	1.189	0.119
	1	4.98	4.98	4.28	0.695	0.070
Sismo Y	2	4.61	4.61	1.06	3.543	0.295
	1	4.46	4.46	2.06	2.394	0.200

De acuerdo con la Tabla 5.5 se clasificaron los elementos en flexibles y rígidos (Figura 5.5).



**Figura 5.5. Localización del *CC* y *CR* del modelo E1-2N, clasificación de elementos**

Con los cortantes directos obtenidos del modelo de ETABS se calculó  $K_\theta$  y  $\rho_{xj}$  y  $\rho_{yj}$  (Tabla 5.6).

**Tabla 5.6. Rigidez torsional y radio de giro de los entresijos**

Entrepiso	$K_{\theta j}$	$\rho_{xj}$	$\rho_{xj}^2$	$\rho_{yj}$	$\rho_{yj}^2$
2	365109.1	0.459	0.211	0.329	0.108
1	425640.4	0.491	0.241	0.332	0.110

Se determinó la posición normalizada  $\zeta_i$  de los elementos estructurales. Con la clasificación de los elementos estructurales, en flexibles y rígidos, y  $\zeta_i$ , finalmente se calculó el *FAT*, Tablas 5.7 y 5.8.

**Tabla 5.7. Clasificación, posición normalizada de los elementos estructurales en planta y FAT de los elementos resistentes. Dirección X**

Entrepiso	Elemento	Tipo	$\zeta_i$	<i>FAT</i> <sub><i>i</i></sub>
2	1	<i>rígido</i>	0.379	1.000
	2	<i>flexible</i>	0.021	1.028
	3	<i>flexible</i>	0.121	1.160
	4	<i>flexible</i>	0.221	1.292
	5	<i>flexible</i>	0.621	1.821
1	1	<i>rígido</i>	0.428	1.054
	2	<i>rígido</i>	0.028	1.004
	3	<i>flexible</i>	0.072	1.061
	4	<i>flexible</i>	0.172	1.145
	5	<i>flexible</i>	0.572	1.484

**Tabla 5.8. Clasificación, posición normalizada de los elementos estructurales en planta y FAT de los elementos resistentes. Dirección Y**

Entrepiso	Elemento	Tipo	$\zeta_i$	<i>FAT</i> <sub><i>i</i></sub>
2	A	<i>rígido</i>	0.089	1.000
	B	<i>flexible</i>	0.036	1.183
	C	<i>flexible</i>	0.286	2.439
	D	<i>flexible</i>	0.536	<b>3.695</b>
1	A	<i>rígido</i>	0.172	1.000
	B	<i>rígido</i>	0.047	1.000
	C	<i>flexible</i>	0.203	1.735
	D	<i>flexible</i>	0.453	2.640

Con los *FAT* se calculó el cortante total  $V_{toti}$  que actúa en cada elemento estructural (muros). Se comparó el cortante resistente  $V_{mR}$ , (ecuación 5.1), con el cortante total  $V_{toti}$ , para así obtener un factor de seguridad de cada muro (Tablas 5.9 y 5.10).

**Tabla 5.9. Cortantes resistentes, directos, y totales incluyendo torsión en los elementos estructurales (t). Dirección X**

Entrepiso	Elemento	$V_{mR}$	$V_{di}$	$V_{toti}$	$V_{toti}/V_{mR}$
2	1	26.96	20.02	20.02	0.74
	2	9.54	0.68	0.70	0.07
	3	9.90	5.32	6.17	0.62
	4	12.53	4.19	5.41	0.43
	5	18.91	9.67	17.61	0.93
1	1	33.84	26.96	28.42	0.84
	2	12.64	4.97	4.99	0.39
	3	13.45	10.41	11.04	0.82
	4	16.73	7.89	9.04	0.54
	5	23.71	16.76	<b>24.87</b>	<b>1.05</b>

**Tabla 5.10. Cortantes resistentes, directos, y totales incluyendo torsión en los elementos estructurales (t). Dirección Y**

Entrepiso	Elemento	$V_{mR}$	$V_{di}$	$V_{toti}$	$V_{toti}/V_{mR}$
2	A	39.82	25.23	25.23	0.63
	B	34.03	7.92	9.37	0.28
	C	35.26	6.66	16.24	0.46
	D	13.34	0.07	0.26	0.02
1	A	44.44	27.57	27.57	0.62
	B	39.74	17.56	17.56	0.44
	C	41.70	17.35	30.10	0.72
	D	16.10	4.51	11.91	0.74

Por último, se revisó que la distorsión de entrepiso (Tabla 5.11) cumpliera con las NTCS-2004.

**Tabla 5.11. Distorsión por entrepiso**

Dirección	Entrepiso	$H$	$U_{xj}$	$\Delta_j$	$\varphi$	$\varphi \leq 0.0025$
Sismo X	2	3.00	0.0061	0.0023	0.0011	Sí cumple NTCS-04
	1	4.00	0.0038	0.0038	0.0013	Sí cumple NTCS-04
Sismo Y	2	3.00	0.0042	0.0017	0.0008	Sí cumple NTCS-04
	1	4.00	0.0025	0.0025	0.0009	Sí cumple NTCS-04

Adicionalmente, se comprobó la relación de desplazamientos laterales extremos, como indica el Requisito Complementario de diseño por torsión sísmica propuesto (Tabla 5.12). Para obtener los desplazamientos totales de entrepiso, en donde se incluye los efectos de torsión, fue necesario que al modelo de la estructura realizado en ETABS se le liberara la capacidad de giro de las losas alrededor del eje vertical.

**Tabla 5.12. Revisión del Requisito Complementario de Diseño por torsión sísmica**

Dirección	Entrepiso	$\Delta_3$	$\Delta_1$	$\Delta_3/\Delta_1$	$\frac{\Delta_3}{\Delta_1} \leq 4.5$
Sismo X	2	0.0069	0.0055	1.255	Sí cumple RC
	1	0.0043	0.0035	1.229	Sí cumple RC
Sismo Y	2	0.0136	0.0032	4.250	Sí cumple RC
	1	0.008	0.0017	<b>4.706</b>	<b>No Cumple RC</b>

Como se observa en la Tabla 5.12, el modelo E1-2N no cumple con el Requisito Complementario de diseño por torsión sísmica en el entrepiso 1 para la dirección de análisis Y.

### 5.3.2. Modelo E2-2N

Los resultados del análisis sísmico estático aparecen en la Tabla 5.13 (NTCS-2004).

**Tabla 5.13. Fuerzas y cortantes sísmicos**

Piso Entrepiso	H (m)	$W_j$ (t)	$c = 0,40$ y $Q = 1.8$	
			$Fx_j = Fy_j(t)$	$Vx_j = Vy_j(t)$
2	7.00	98.45	28.17	
2	3.00			28.17
1	4.00	107.23	17.53	
1	4.00			45.70

A través de un modelo tridimensional de la estructura, se encontraron los cortantes directos  $V_{di}$ , al distribuir el cortante de cada entrepiso  $Vx_j = Vy_j$  entre los elementos estructurales. Con estos se calcularon las coordenadas de los CM, CC y CR, así como su excentricidad estática y normalizada (Tabla 5.14).

**Tabla 5.14. Coordenadas del CM, CC y CR (m); excentricidad estática,  $e_s$  (m), y excentricidad normalizada,  $e$** 

Dirección	Entrepiso	CM	CC	CR	$e_s$	$e$
Sismo X	2	4.92	4.92	4.805	0.118	0.012
	1	4.91	4.91	4.707	0.206	0.021
Sismo Y	2	5.66	5.66	4.519	1.146	0.095
	1	5.62	5.62	4.515	1.103	0.092

Con las coordenadas del CC y CR se clasificaron los elementos en flexibles y rígidos (Figura 5.6).

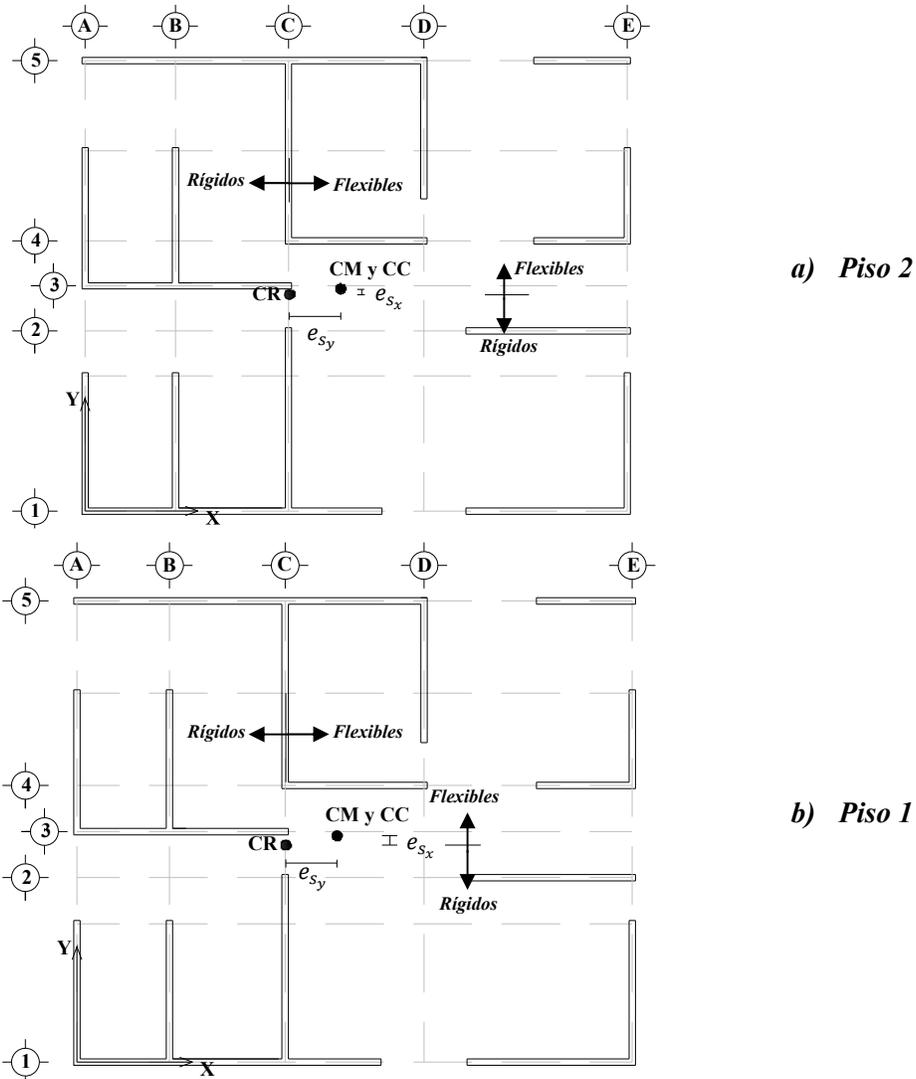


Figura 5.6. Localización del CC y CR del modelo E2-2N, clasificación de elementos

Con los  $V_{di}$  se determinó  $K_{\theta}$ ,  $\rho_{xj}$  y  $\rho_{yj}$  (Tabla 5.15).

Tabla 5.15. Rigidez torsional y radio de giro de los entresijos

Entrepiso	$K_{\theta j}$	$\rho_{xj}$	$\rho_{xj}^2$	$\rho_{yj}$	$\rho_{yj}^2$
2	282057.8	0.469	0.220	0.486	0.236
1	388592.4	0.513	0.264	0.498	0.248

Se determinó la posición normalizada  $\zeta_i$  de los elementos estructurales. Con ella y la clasificación de los elementos estructurales, se calcularon los  $FAT$ , para cada elemento estructural (Tablas 5.16 y 5.17).

**Tabla 5.16. Clasificación, posición normalizada de los elementos estructurales en planta y FAT de los elementos resistentes. Dirección X**

Entrepiso	Elemento	Tipo	$\zeta_i$	$FAT_i$
2	1	<i>rígido</i>	0.481	1.192
	2	<i>rígido</i>	0.081	1.032
	3	<i>flexible</i>	0.019	1.010
	4	<i>flexible</i>	0.119	1.064
	5	<i>flexible</i>	0.519	1.278
1	1	<i>rígido</i>	0.471	1.142
	2	<i>rígido</i>	0.071	1.021
	3	<i>flexible</i>	0.029	1.015
	4	<i>flexible</i>	0.129	1.064
	5	<i>flexible</i>	0.529	1.263

**Tabla 5.17. Clasificación, posición normalizada de los elementos estructurales en planta y FAT de los elementos resistentes. Dirección Y**

Entrepiso	Elemento	Tipo	$\zeta_i$	$FAT_i$
2	A	<i>rígido</i>	0.377	1.007
	B	<i>rígido</i>	0.210	1.004
	C	<i>rígido</i>	0.002	1.000
	D	<i>flexible</i>	0.248	1.256
	E	<i>flexible</i>	0.623	1.641
1	A	<i>rígido</i>	0.376	1.012
	B	<i>rígido</i>	0.210	1.007
	C	<i>rígido</i>	0.001	1.000
	D	<i>flexible</i>	0.249	1.239
	E	<i>flexible</i>	0.624	1.598

Los cortantes resistentes  $V_{mR}$  y totales  $V_{toti}$ , así como el factor de seguridad,  $V_{toti}/V_{mR}$ , para cada elemento estructural se presentan en las Tablas 5.18 y 5.19.

**Tabla 5.18. Cortantes resistentes, directos, y totales incluyendo torsión en los elementos estructurales (t). Dirección X**

Entrepiso	Elemento	$V_{mR}$	$V_{di}$	$V_{toti}$	$V_{toti}/V_{mR}$
2	1	20.80	9.64	11.50	0.55
	2	8.16	1.51	1.56	0.19
	3	9.33	4.99	5.04	0.54
	4	11.09	3.98	4.23	0.38
	5	19.57	8.05	10.28	0.53
1	1	24.67	15.98	18.25	0.74
	2	9.93	3.74	3.82	0.38
	3	11.51	7.18	7.28	0.63
	4	13.25	5.91	6.29	0.47
	5	22.16	12.88	16.26	0.73

**Tabla 5.19. Cortantes resistentes, directos, y totales incluyendo torsión en los elementos estructurales (t). Dirección Y**

Entrepiso	Elemento	$V_{mR}$	$V_{di}$	$V_{toti}$	$V_{toti}/V_{mR}$
2	A	12.72	2.54	2.56	0.20
	B	13.10	5.9	5.92	0.45
	C	16.94	15.28	15.28	0.90
	D	6.51	1.48	1.86	0.29
	E	11.20	2.97	4.87	0.44
1	A	15.16	8.35	8.45	0.56
	B	15.81	9.87	9.94	0.63
	C	19.39	16.59	16.59	0.86
	D	7.40	4.16	5.15	0.70
	E	14.00	6.73	10.76	0.77

Se comprobó que, según NTCS-2004, la distorsión lateral de entrepiso no fuera mayor que 0.0025 (Tabla 5.20).

**Tabla 5.20. Distorsión por entrepiso**

Dirección	Entrepiso	$H$	$U_{xi}$	$\Delta_j$	$\varphi$	$\varphi \leq 0.0025$
Sismo X	2	3.00	0.0053	0.0022	0.0013	Sí cumple NTCS-04
	1	4.00	0.0031	0.0031	0.0014	Sí cumple NTCS-04
Sismo Y	2	3.00	0.0076	0.0034	0.0020	Sí cumple NTCS-04
	1	4.00	0.0042	0.0042	0.0019	Sí cumple NTCS-04

Finalmente la revisión del Requisito Complementario para diseño por torsión sísmica se presenta en la Tabla 5.21.

**Tabla 5.21. Revisión del Requisito Complementario de Diseño por torsión sísmica**

Dirección	Entrepiso	$\Delta_3$	$\Delta_1$	$\Delta_3/\Delta_1$	$\frac{\Delta_3}{\Delta_1} \leq 4.5$
Sismo X	2	0.0059	0.0048	1.229	Sí cumple RC
	1	0.0034	0.0028	1.214	Sí cumple RC
Sismo Y	2	0.0091	0.0066	1.379	Sí cumple RC
	1	0.0052	0.0036	1.444	Sí cumple RC

Como se puede observar, en el caso del modelo E2-2N se cumple el Requisito Complementario de diseño por torsión sísmica en ambas direcciones de análisis y en todos los entrepisos.

### 5.3.3. Modelo E1-3N

Los pesos y las fuerzas sísmicas, resultado del análisis sísmico estático, aparecen en la Tabla 5.22 (NTCS-2004).

**Tabla 5.22. Fuerzas y cortantes sísmicos**

Piso Entrepiso	H (m)	$W_j$ (t)	$c = 0,40$ y $Q = 1,4$	
			$F_{x_j} = F_{y_j}(t)$	$V_{x_j} = V_{y_j}(t)$
<u>3</u>	<u>7.05</u>	41.29	<u>17.84</u>	
3	2.35			17.84
<u>2</u>	<u>4.70</u>	43.29	<u>12.46</u>	
2	2.35			30.30
<u>1</u>	<u>2.35</u>	43.29	<u>6.23</u>	
1	2.35			36.53

Con los cortantes de cada entrepiso  $V_{x_j} = V_{y_j}$  distribuidos entre los elementos estructurales, según su rigidez de cada elemento ( $k_i$ ), se obtuvieron los cortantes directos  $V_{di}$ . Se calcularon las coordenadas de  $CM$ ,  $CC$  y  $CR$ , así como  $e_s$  y  $e$  (Tabla 5.23).

**Tabla 5.23. Coordenadas del  $CM$ ,  $CC$  y  $CR$  (m); excentricidad estática,  $e_s$  (m), y excentricidad normalizada,  $e$** 

Dirección	Entrepiso	$CM$	$CC$	$CR$	$e_s$	$e$
Sismo X	3	2.51	2.51	0.879	1.628	0.296
	2	2.51	2.51	1.211	1.296	0.236
	1	2.51	2.51	1.729	0.778	0.141
Sismo Y	3	3.70	3.70	1.733	1.967	0.197
	2	3.70	3.70	1.431	2.269	0.227
	1	3.70	3.70	2.015	1.686	0.169

En la Figura 5.7 se presenta la clasificación de los elementos en flexibles y rígidos, según sea su posición respecto al  $CR$  (PSD).

A partir de los cortantes directos  $V_{di}$ , se calculó la rigidez torsional de entrepiso y los radios de giro normalizados (Tabla 5.24).

**Tabla 5.24. Rigidez torsional y radio de giro de los entrepisos**

Entrepiso	$K_{\theta j}$	$\rho_{xj}$	$\rho_{xj}^2$	$\rho_{yj}$	$\rho_{yj}^2$
3	69444.6	0.621	0.386	0.293	0.086
2	105560.4	0.626	0.392	0.289	0.084
1	158163.1	0.666	0.444	0.316	0.100

Con la posición normalizada  $\zeta_i$  de los elementos estructurales se obtuvieron sus *Factores de Amplificación por Torsión*, (Tablas 5.25 y 5.26).

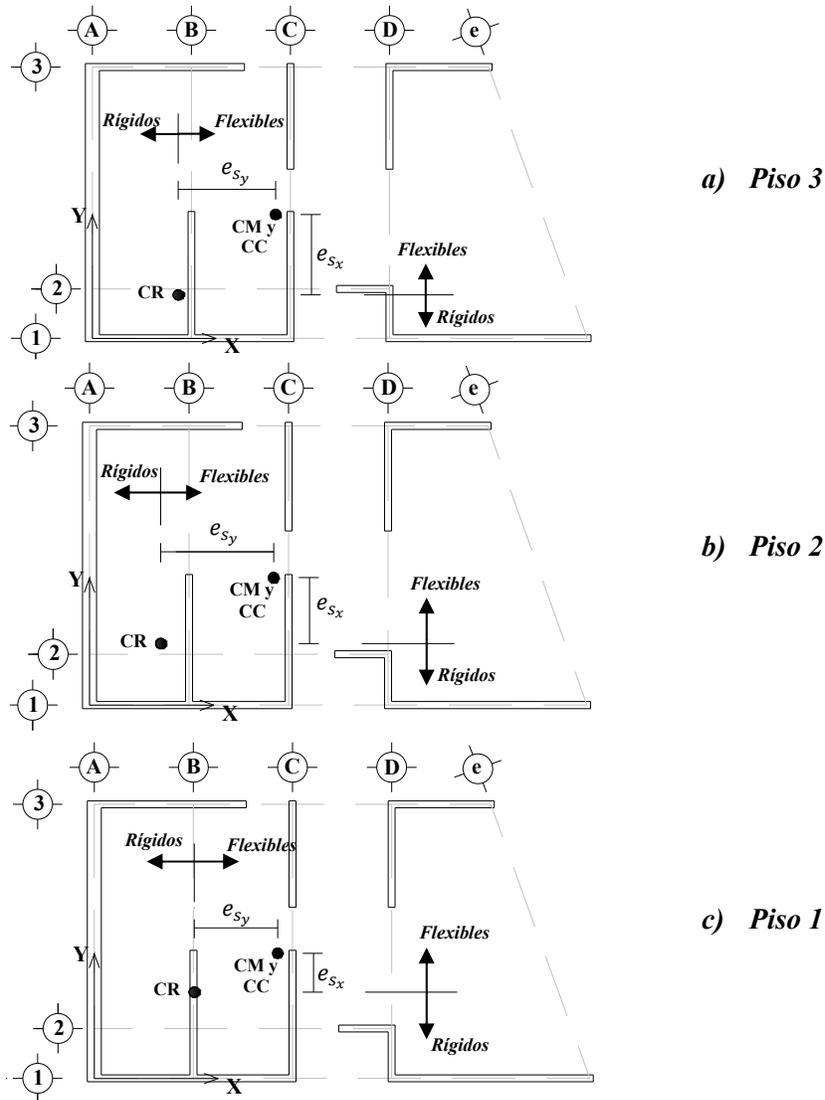


Figura 5.7. Localización del CC y CR del modelo E1-3N, clasificación de elementos

Tabla 5.25. Clasificación, posición normalizada de los elementos estructurales en planta y FAT de los elementos resistentes. Dirección X

Entrepiso	Elemento	Tipo	$\zeta_i$	FAT <sub>i</sub>
3	1	rígido	0.160	1.000
	2	flexible	0.022	1.031
	3	flexible	0.840	2.184
2	1	rígido	0.220	1.000
	2	rígido	0.038	1.000
	3	flexible	0.780	1.903
1	1	rígido	0.314	1.000
	2	rígido	0.132	1.000
	3	flexible	0.686	1.482

**Tabla 5.26. Clasificación, posición normalizada de los elementos estructurales en planta y FAT de los elementos resistentes. Dirección Y**

Entrepiso	Elemento	Tipo	$\zeta_i$	$FAT_i$
3	A	<i>rigido</i>	0.173	1.000
	B	<i>flexible</i>	0.027	1.123
	C	<i>flexible</i>	0.227	2.046
	D	<i>flexible</i>	0.427	2.968
2	A	<i>rigido</i>	0.143	1.000
	B	<i>flexible</i>	0.057	1.240
	C	<i>flexible</i>	0.257	2.084
	D	<i>flexible</i>	0.457	2.928
1	A	<i>rigido</i>	0.201	1.000
	B	<i>rigido</i>	0.001	1.000
	C	<i>flexible</i>	0.199	1.838
	D	<i>flexible</i>	0.399	2.682

Con los  $FAT$ , se calculó el cortante total para cada elemento estructural y éste se compara con el cortante resistente. Así con esta relación ( $V_{toti}/V_{mR}$ ) se obtuvo un factor de trabajo para cada elemento estructural (Tablas 5.27 y 5.28).

**Tabla 5.27. Cortantes resistentes, directos, y totales incluyendo torsión en los elementos estructurales (t). Dirección X**

Entrepiso	Elemento	$V_{mR}$	$V_{di}$	$V_{toti}$	$V_{toti}/V_{mR}$
3	1	16.59	13.08	13.08	0.79
	2	2.66	2.32	2.39	0.90
	3	10.72	2.43	5.31	0.49
2	1	19.36	21.74	<b>21.74</b>	<b>1.12</b>
	2	2.84	2.32	2.32	0.82
	3	13.11	6.25	11.89	0.91
1	1	21.48	23.06	<b>23.06</b>	<b>1.07</b>
	2	3.18	2.43	2.43	0.76
	3	14.99	11.04	<b>16.37</b>	<b>1.09</b>

**Tabla 5.28. Cortantes resistentes, directos, y totales incluyendo torsión en los elementos estructurales (t). Dirección Y**

Entrepiso	Elemento	$V_{mR}$	$V_{di}$	$V_{toti}$	$V_{toti}/V_{mR}$
3	A	20.72	11.61	11.61	0.56
	B	5.03	0.15	0.17	0.03
	C	9.50	2.93	5.99	0.63
	D	7.15	3.15	<b>9.35</b>	<b>1.31</b>
2	A	21.92	20.51	20.51	0.94
	B	5.35	1.6	1.98	0.37
	C	11.17	4.46	9.29	0.83
	D	7.98	3.72	<b>10.89</b>	<b>1.37</b>
1	A	23.19	18.73	18.73	0.81
	B	5.81	4.31	4.31	0.74
	C	12.70	7.95	<b>14.61</b>	<b>1.15</b>
	D	9.10	5.53	<b>14.83</b>	<b>1.63</b>

De acuerdo con las NTCS-2004, se revisó que la distorsión lateral de entrepiso no fuera mayor de 0.0025 (Tabla 5.29).

**Tabla 5.29. Distorsión por entrepiso**

Dirección	Entrepiso	H	$U_{xi}$	$\Delta_j$	$\varphi$	$\varphi \leq 0.0025$
Sismo X	3	2.35	0.0095	0.0030	0.0018	Sí cumple RCDF
	2	2.35	0.0065	0.0034	0.0020	Sí cumple RCDF
	1	2.35	0.0031	0.0031	0.0018	Sí cumple RCDF
Sismo Y	3	2.35	0.0069	0.0022	0.0013	Sí cumple RCDF
	2	2.35	0.0047	0.0024	0.0014	Sí cumple RCDF
	1	2.35	0.0023	0.0023	0.0014	Sí cumple RCDF

Se comprobó si la estructura cumplía con el requisito Complementario de diseño por torsión sísmica, en las dos direcciones de análisis, Tabla 5.30.

**Tabla 5.30. Revisión del Requisito Complementario de Diseño por torsión sísmica**

Dirección	Entrepiso	$\Delta_3$	$\Delta_1$	$\Delta_3/\Delta_1$	$\frac{\Delta_3}{\Delta_1} \leq 4.5$
Sismo X	3	0.0134	0.0086	1.558	Sí cumple RC
	2	0.009	0.0059	1.525	Sí cumple RC
	1	0.0041	0.0028	1.464	Sí cumple RC
Sismo Y	3	0.0219	0.0049	4.469	Sí cumple RC
	2	0.0151	0.0031	<b>4.871</b>	<b>No cumple RC</b>
	1	0.0069	0.0014	<b>4.929</b>	<b>No cumple RC</b>

Como se puede observar en la Tabla 5.30, el modelo E1-3N no cumple con el requisito complementario de diseño por torsión; para la dirección de análisis Y, en los entrepisos 1 y 2.

### 5.3.4. Modelo E2-3N

Los pesos y las fuerzas sísmicas resultado del análisis sísmico estático (NTCS-2004), aparecen en la Tabla 5.31.

**Tabla 5.31. Fuerzas y cortantes sísmicos**

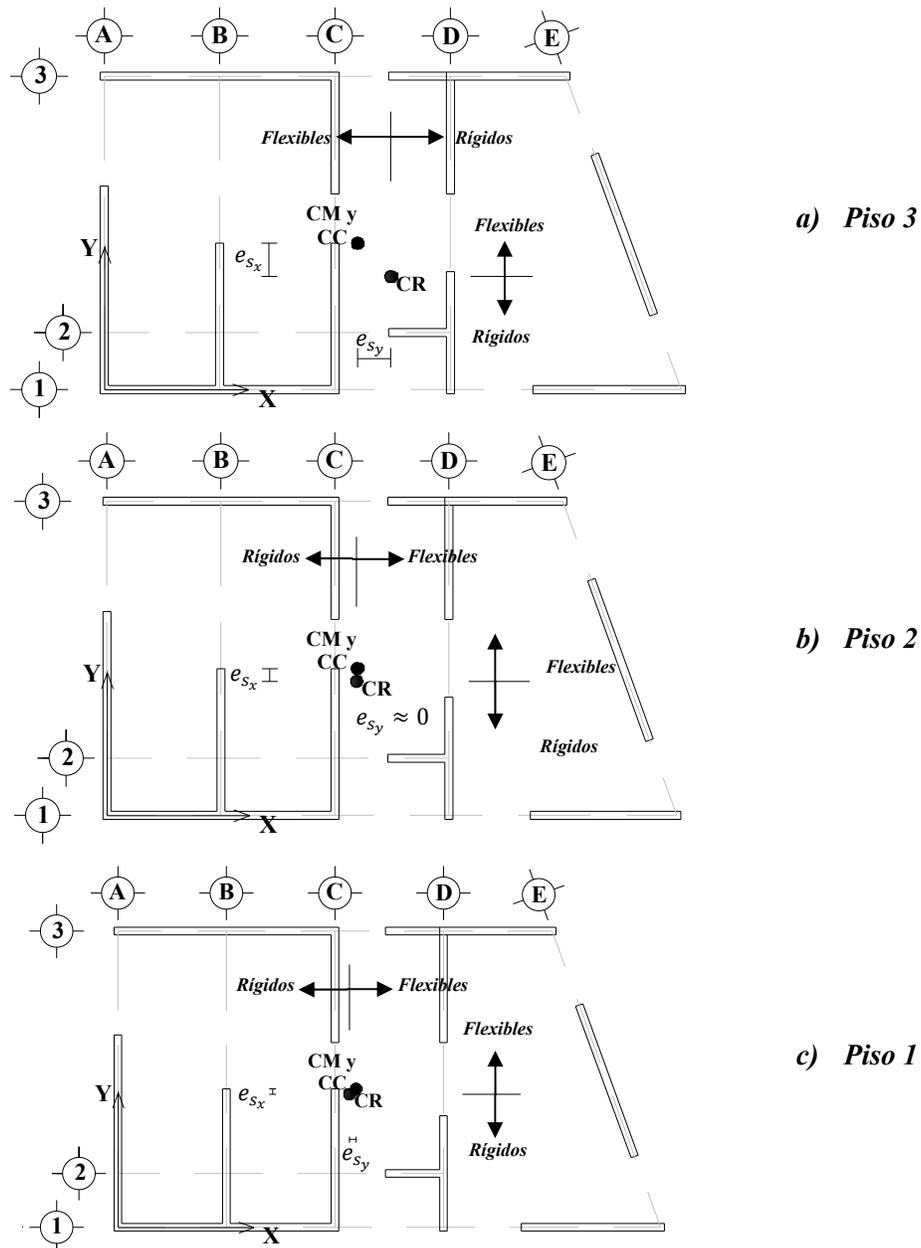
Piso Entrepiso	H (m)	Wj (t)	c = 0,40 y Q = 1.6	
			$Fx_j = Fy_j(t)$	$Vx_j = Vy_j(t)$
<u>3</u>	<u>7.05</u>	40.64	<u>15.32</u>	
3	2.35			15.32
<u>2</u>	<u>4.70</u>	41.98	<u>10.55</u>	
2	2.35			25.87
<u>1</u>	<u>2.35</u>	41.98	<u>5.28</u>	
1	2.35			31.15

A este modelo se le aplicó el mismo procedimiento que a los anteriores. En la Tabla 5.32, se presentan las coordenadas de CM, CC y CR, así como  $e_s$  y e.

**Tabla 5.32. Coordenadas del CM, CC y CR (m); excentricidad estática,  $e_s$  (m), y excentricidad normalizada,  $e$**

Dirección	Entrepiso	CM	CC	CR	$e_s$	$e$
Sismo X	3	2.57	2.57	1.985	0.587	0.107
	2	2.57	2.57	2.345	0.228	0.041
	1	2.57	2.57	2.471	0.102	0.019
Sismo Y	3	4.39	4.39	4.965	-0.571	0.057
	2	4.39	4.39	4.382	0.013	0.001
	1	4.39	4.39	4.266	0.129	0.013

Se presentan en la Figura 5.8, la clasificación de los elementos en flexibles y rígidos, según sea su posición respecto al CR (PSD).



**Figura 5.8. Localización del CC y CR del modelo E2-3N, clasificación de elementos**

En la Tabla 5.33, se presentan la rigidez de entrepiso y los radios de giro normalizados.

**Tabla 5.33. Rigidez torsional y radio de giro de los entrepisos**

Entrepiso	$K_{\theta j}$	$\rho_{xj}$	$\rho_{xj}^2$	$\rho_{yj}$	$\rho_{yj}^2$
3	61749.4	0.600	0.360	0.330	0.109
2	120926.4	0.681	0.464	0.374	0.140
1	189740.9	0.724	0.524	0.382	0.146

En las Tablas 5.34 y 5.35 se presentan la posición normalizada y el *Factor de Amplificación por Torsión*, para cada elemento estructural.

**Tabla 5.34. Clasificación, posición normalizada de los elementos estructurales en planta y FAT de los elementos resistentes. Dirección X**

Entrepiso	Elemento	Tipo	$\zeta_i$	$FAT_i$
3	1	<i>rígido</i>	0.361	1.000
	2	<i>rígido</i>	0.179	1.000
	3	<i>flexible</i>	0.639	1.462
2	1	<i>rígido</i>	0.426	1.054
	2	<i>rígido</i>	0.245	1.031
	3	<i>flexible</i>	0.574	1.201
1	1	<i>rígido</i>	0.449	1.070
	2	<i>rígido</i>	0.267	1.042
	3	<i>flexible</i>	0.551	1.134

**Tabla 5.35. Clasificación, posición normalizada de los elementos estructurales en planta y FAT de los elementos resistentes. Dirección Y**

Entrepiso	Elemento	Tipo	$\zeta_i$	$FAT_i$
3	A	<i>flexible</i>	0.497	1.847
	B	<i>flexible</i>	0.297	1.506
	C	<i>flexible</i>	0.097	1.165
	D	<i>rígido</i>	0.103	1.041
	E	<i>rígido</i>	0.404	1.160
2	A	<i>rígido</i>	0.438	1.173
	B	<i>rígido</i>	0.238	1.148
	C	<i>rígido</i>	0.038	1.024
	D	<i>flexible</i>	0.162	1.138
	E	<i>flexible</i>	0.463	1.394
1	A	<i>rígido</i>	0.427	1.265
	B	<i>rígido</i>	0.227	1.141
	C	<i>rígido</i>	0.027	1.016
	D	<i>flexible</i>	0.173	1.148
	E	<i>flexible</i>	0.474	1.404

En las Tablas 5.36 y 5.37 se presentan los cortantes totales  $V_{toti}$  y se comparan con los respectivos cortantes resistentes  $V_{mR}$ , de cada elemento estructural. Con la relación  $(V_{toti}/V_{mR})$  se obtiene un factor de seguridad a la falla.

**Tabla 5.36. Cortantes resistentes, directos, y totales incluyendo torsión en los elementos estructurales (t). Dirección X**

Entrepiso	Elemento	$V_{mR}$	$V_{di}$	$V_{toti}$	$V_{toti}/V_{mR}$
3	1	12.86	7.79	7.79	0.61
	2	2.53	2.2	2.20	0.87
	3	14.04	5.13	7.50	0.53
2	1	14.25	12.73	13.42	0.94
	2	2.85	2.14	2.21	0.77
	3	15.55	10.64	12.77	0.82
1	1	15.81	14.84	15.88	1.00
	2	3.14	2.16	2.25	0.72
	3	16.98	13.6	15.43	0.91

**Tabla 5.37. Cortantes resistentes, directos, y totales incluyendo torsión en los elementos estructurales (t). Dirección Y**

Entrepiso	Elemento	$V_{mR}$	$V_{di}$	$V_{toti}$	$V_{toti}/V_{mR}$
3	A	7.03	1.12	2.07	0.29
	B	5.07	0.65	0.98	0.19
	C	9.20	5.84	6.80	0.74
	D	8.66	6.27	6.53	0.75
	E	6.14	1.53	1.77	0.29
2	A	8.05	4.24	4.97	0.62
	B	5.71	2.59	2.97	0.52
	C	10.49	8.1	8.29	0.79
	D	9.43	8.11	9.23	0.98
	E	6.90	3.01	4.20	0.61
1	A	8.81	5.83	7.37	0.84
	B	6.58	4.16	4.75	0.72
	C	12.03	8.59	8.73	0.73
	D	10.11	8.44	9.69	0.96
	E	7.67	4.39	6.16	0.80

Finalmente, se revisó que la distorsión de entrepiso no fuera mayor que 0.0025 (NTCS-2004). En la Tabla 5.38 se muestran los resultados de esta revisión.

**Tabla 5.38. Distorsión por entrepiso**

Dirección	Entrepiso	$H$	$U_{xi}$	$\Delta_j$	$\varphi$	$\varphi \leq 0.0025$
Sismo X	3	2.35	0.0083	0.0027	0.0018	Sí cumple RCDF
	2	2.35	0.0056	0.0030	0.0020	Sí cumple RCDF
	1	2.35	0.0026	0.0026	0.0018	Sí cumple DF
Sismo Y	3	2.35	0.0081	0.0027	0.0018	Sí cumple RCDF
	2	2.35	0.0054	0.0030	0.0020	Sí cumple RCDF
	1	2.35	0.0024	0.0024	0.0016	Sí cumple RCDF

Por último, la revisión del requisito complementario de diseño por torsión sísmica se muestra en la Tabla 5.39.

**Tabla 5.39. Revisión del Requisito Complementario de Diseño por torsión sísmica**

Dirección	Entrepiso	$\Delta_3$	$\Delta_1$	$\Delta_3/\Delta_1$	$\frac{\Delta_3}{\Delta_1} \leq 4.5$
Sismo X	3	0.009	0.0078	1.154	Sí cumple RC
	2	0.0059	0.0054	1.093	Sí cumple RC
	1	0.0027	0.0026	1.038	Sí cumple RC
Sismo Y	3	0.0086	0.0076	1.132	Sí cumple RC
	2	0.0056	0.0052	1.077	Sí cumple RC
	1	0.0025	0.0024	1.042	Sí cumple RC

En la Tabla anterior se observa, que el modelo E2-2N cumple con el requisito Complementario para las dos direcciones de análisis.

Nota: En el capítulo 7 se discuten los resultados mostrados en esta sección.



## CAPÍTULO 6

### REVISIÓN DEL COMPORTAMIENTO EN EL INTERVALO NO LINEAL DE LOS MODELOS E1-2N Y E2-2N

Se analiza el comportamiento no lineal de las estructuras E1-2N y E2-2N en el programa CANNY-E. El primero de estos modelos fue diseñado de acuerdo con el RCDF 2004 y para el segundo, además se consideró el concepto del Requisito Complementario en su diseño. Se comparan las respuestas estructurales de ambos modelos, considerando un comportamiento no lineal de la mampostería.

#### 6.1. MODELADO DE LAS ESTRUCTURAS EN EL PROGRAMA CANNY-E

##### 6.1.1. Generalidades del modelado

Para el modelado de las estructuras en el programa CANNY-E, se hacen las siguientes consideraciones:

1. Al igual que para los modelados con comportamiento lineal de las estructuras, en el programa CANNY-E no se modelaron los elementos de confinamiento de los muros.
2. El efecto del confinamiento en los muros de mampostería, es tomado en cuenta en el cálculo de la resistencia del cortante resistente  $V_{mR}$ .
3. Los cortantes resistentes,  $V_{mR}$ , para cada muro son los mismo calculados en el capítulo anterior, de acuerdo con la ecuación (5.1).
4. Los pesos asignados a las losas, para los distintos modelos, son los mismos obtenidos en el análisis sísmico estático de cada estructura.
5. Los muros, se modelaron con el elemento panel de cortante y se consideró un comportamiento de histéresis trilineal; para el cual, se empleó el modelo de histéresis sofisticado bilineal/trilineal de CANNY-E.
6. Se emplearon los mismos parámetros obtenidos en la calibración del modelo no lineal, con la variante de las propiedades de la mampostería.
7. El cálculo de los parámetros necesarios para definir el comportamiento trilineal de los muros de mampostería, se realizó de acuerdo con la calibración llevada a cabo en el capítulo 4.
8. Las propiedades de la mampostería son las mismas que se emplean para el diseño en el capítulo anterior.
9. En todos los modelos se les asigno tres grados de libertad a las losas, desplazamiento horizontales en dos las direcciones ortogonales de su plano y de giro respecto a un eje perpendicular a su plano.

En los apéndices B y C se muestran los modelos de las estructuras E1-2N y E2-2N hechos a través del programa CANNY-E.

### 6.1.2. Definición de muros y nodos

Debido a las características que presenta el programa CANNY-E, para definir el elemento panel de cortante, los muros se subdividieron en varias secciones de acuerdo con los nodos definidos para cada estructura. Por otra parte, los nodos fueron definidos en las intersecciones entre muros y en los extremos de los mismos.

Para los modelos E1-2N y E2-2N, los nodos y muros se definieron de acuerdo con las Figura 6.1 y 6.2.

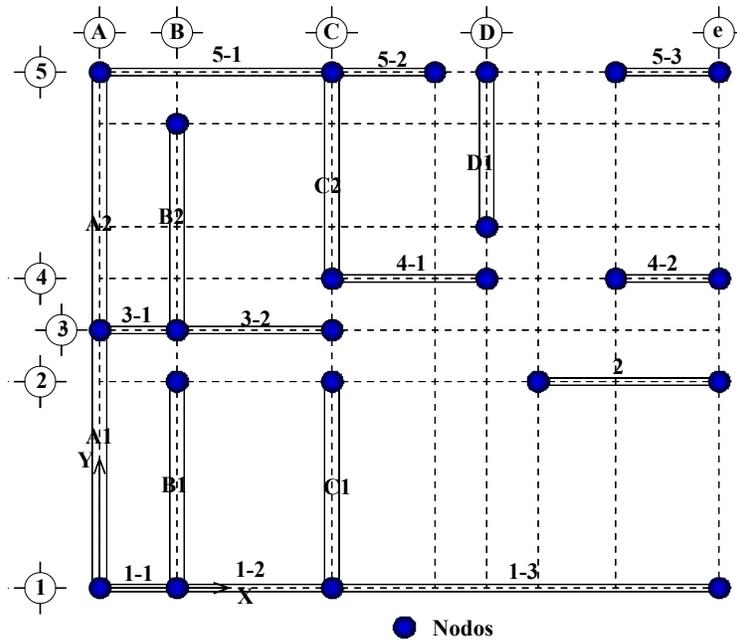


Figura 6.1. Definición de nodos y muros del modelo E1-2N

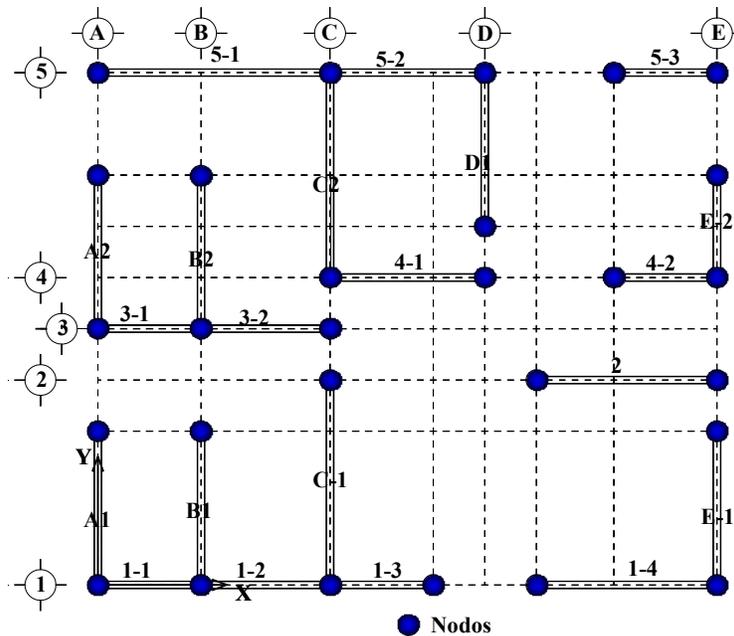
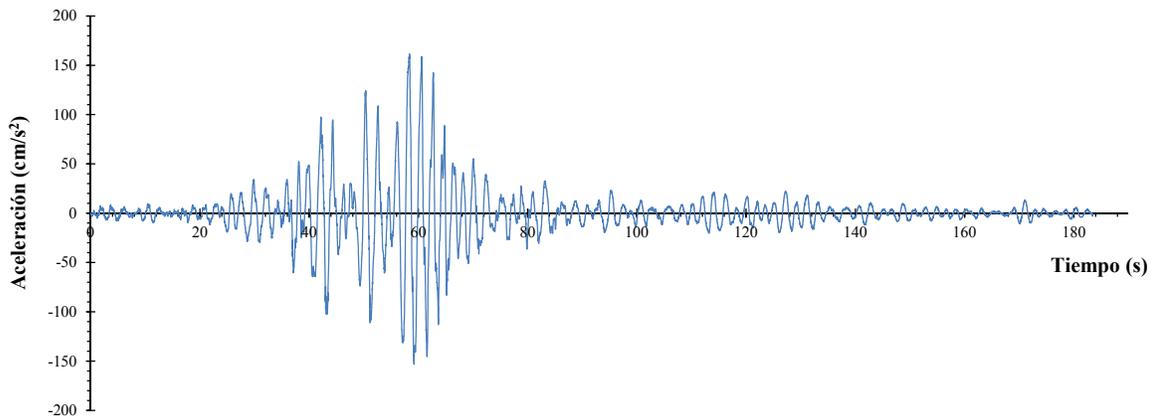


Figura 6.2. Definición de nodos y muros del modelo E2-2N

### 6.1.3. Fuerzas sísmicas

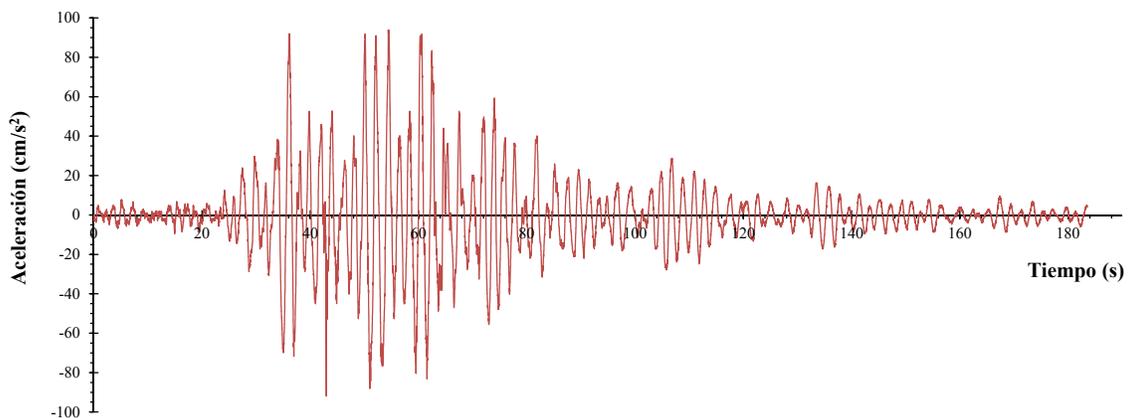
Para el análisis de las estructuras E1-2N y E2-2N, modelados en el programa CANNY-E, se emplearon los registros de las aceleraciones del suelo, obtenidos de la estación ubicada en el estacionamiento del edificio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), del sismo del 19 de septiembre 1985 de la ciudad de México. Los registros empleados fueron los de las componentes *E-W* y *N-S*.

Para la componente *E-W*, la aceleración máxima se presentó a los 58.37 s de haber iniciado el sismo, con un valor de  $161.63 \text{ cm/s}^2$ . En la Figura 6.3 se presenta el registro de aceleraciones de la componente *E-W*.



**Figura 6.3. Registro sísmico SCT *E-W*, del sismo del 19 septiembre de 1985 (II, UNAM)**

Para la componente *N-S* la aceleración máxima se registró a los 54.41 s de iniciado el sismo, con una aceleración de  $93.78 \text{ cm/s}^2$ . En la figura 6.4 se presenta el registro de aceleraciones de la componente *N-S*.



**Figura 6.4. Registro sísmico SCT *N-S*, del sismo del 19 septiembre de 1985 (II, UNAM)**

Para la obtención de la condición carga, que ocasione los efectos más desfavorables sobre las estructuras E1-2N y E2-2N, se consideraron las combinaciones que aparecen en la Tabla 6.1 para ambas estructuras.

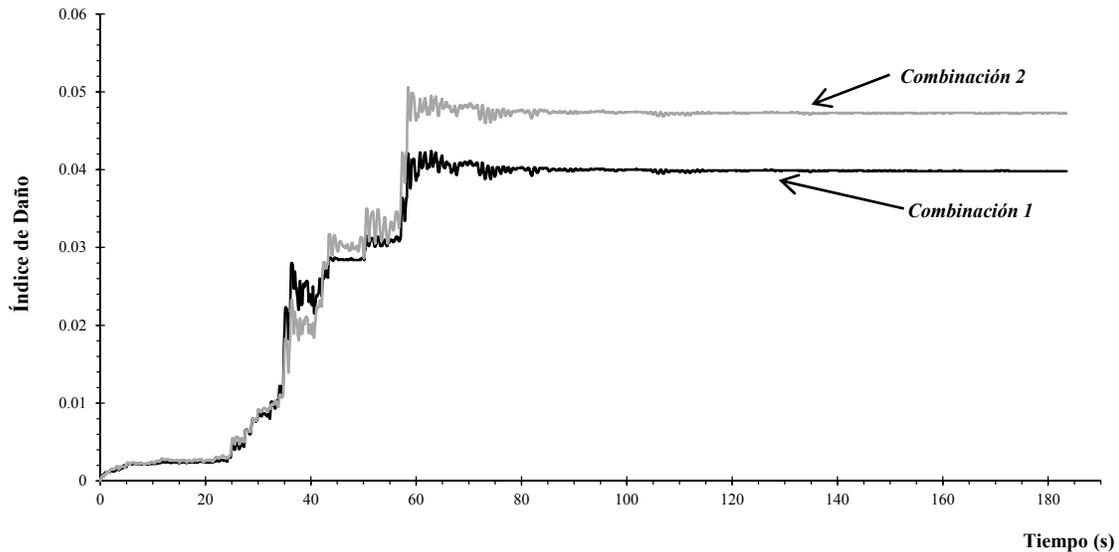
**Tabla 6.1. Combinaciones sísmicas**

Combinación	Dirección de análisis	
	x	y
1	Componente <b>N-S</b>	Componente <b>E-W</b>
2	Componente <b>E-W</b>	Componente <b>N-S</b>

## 6.2. RESULTADOS DEL MODELADO NO LINEAL

### 6.2.1. Modelo E1-2N

La elección de la combinación sísmica que provocó los efectos más desfavorables sobre la estructura E1-2N, se estableció a través del parámetro Índice de Daño Global de CANNY-E. En la Figura 6.5 se presenta la historia de los índices de daño global, para las diferentes combinaciones de carga, de la estructura E1-2N.



**Figura 6.5. Índice de daño global del modelo E1-2N**

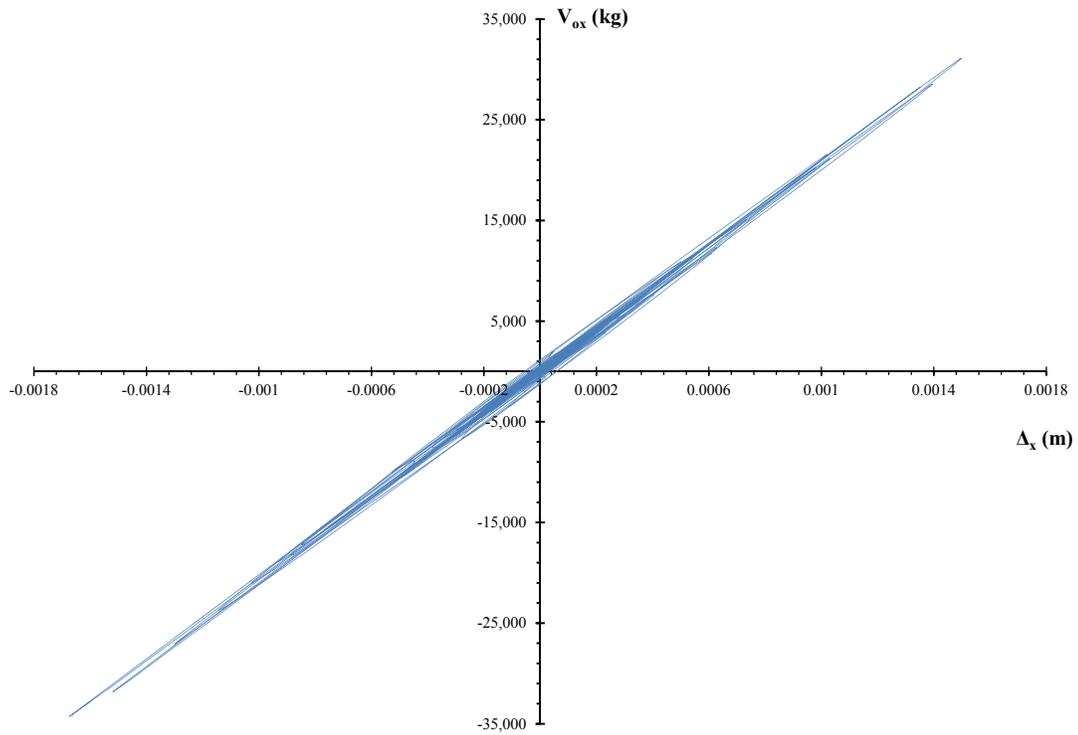
En la Tabla 6.2 se presentan las distorsiones máximas, para cada combinación de carga.

**Tabla 6.2. Distorsiones de entrepiso máximas para las distintas combinaciones sísmicas. Modelo E1-2N**

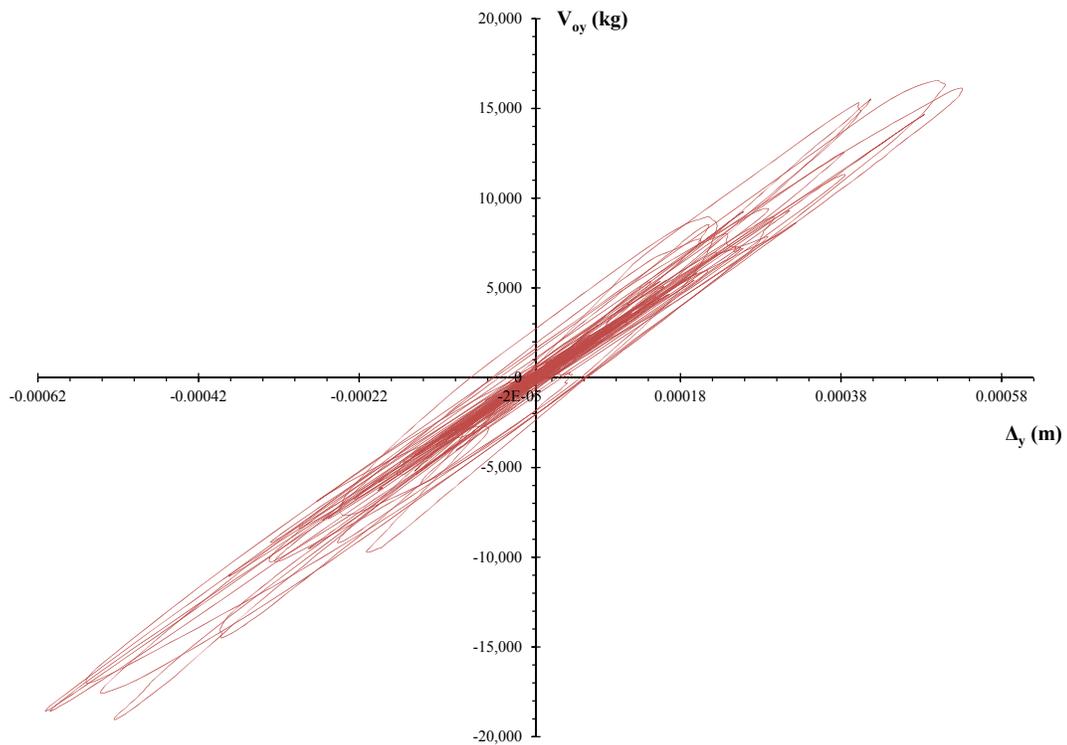
Combinación	Entrepiso	Dirección de análisis	
		$\varphi_x$	$\varphi_y$
1	2	0.00689	0.00857
	1	0.01774	0.02098
2	2	0.01259	0.0047
	1	0.03239	0.01154

Con base en lo observado en la Figura 6.5 y en la Tabla 6.2, se puede concluir que la combinación sísmica que provoca los efectos más desfavorables sobre el modelo E1-2N es la 2. Por tal motivo, los resultados que se muestren a continuación son producto de la misma.

Se obtuvieron las historias del cortante basal ( $V_o$ ) y los desplazamientos en la azotea ( $\Delta$ ), para ambas direcciones de análisis. A partir de estas se construyeron las gráficas  $V_o$ - $\Delta$  (Figuras 6.6 y 6.7).



**Figura 6.6. Relación  $V_{ox}$ - $\Delta_x$ , para el modelo E1-2N en la dirección de análisis X**

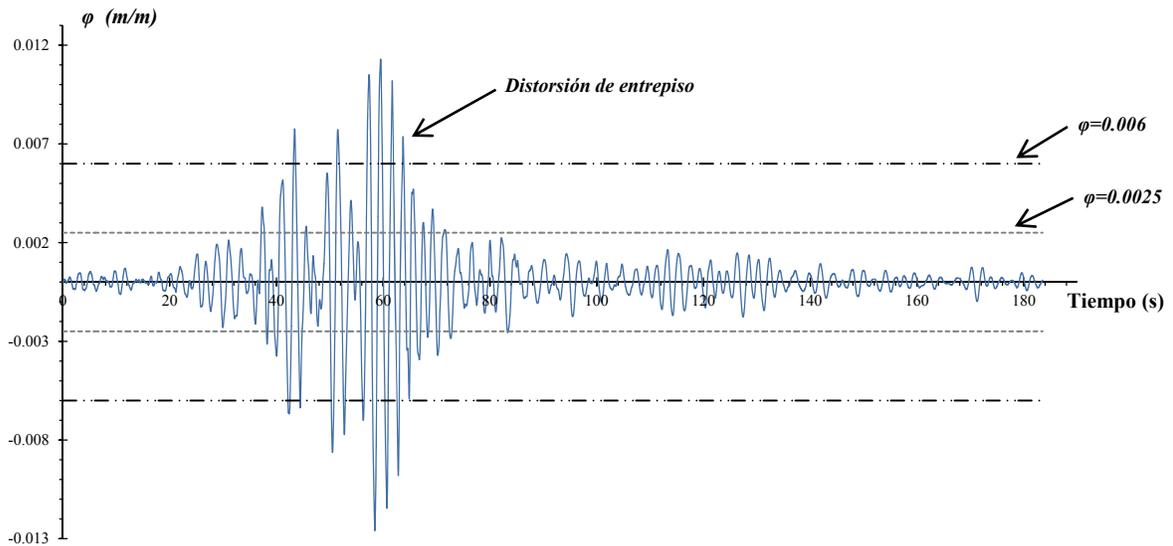


**Figura 6.7. Relación  $V_{oy}$ - $\Delta_y$ , para el modelo E1-2N en la dirección de análisis Y**

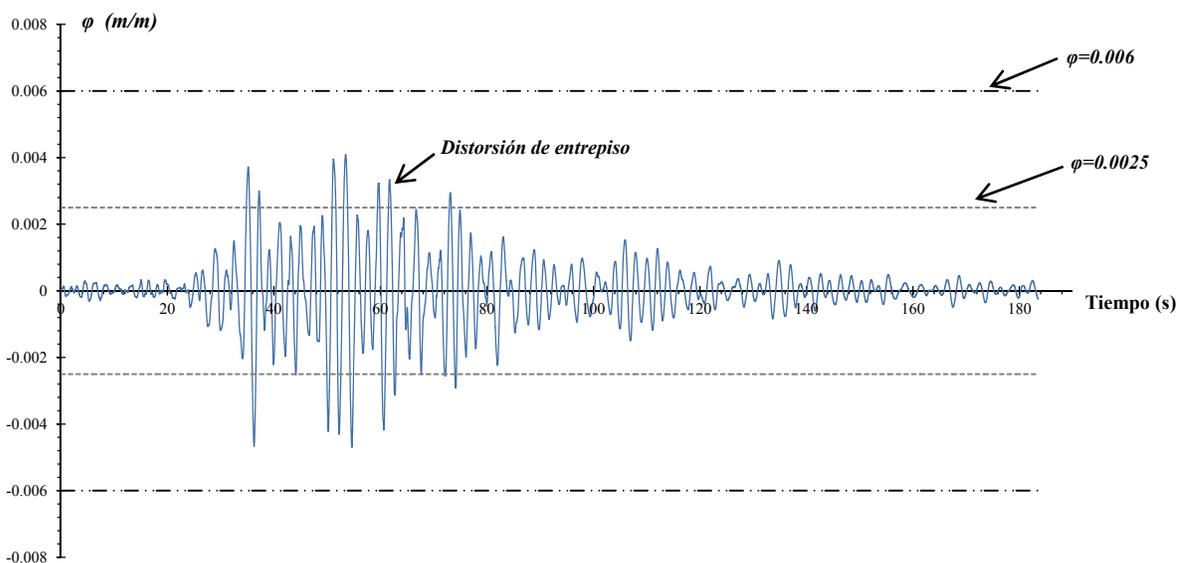
De acuerdo con las Figuras 6.6 y 6.7, se concluye que para la dirección de análisis en X el comportamiento de la estructura es lineal; mientras que para la dirección en Y se observa un comportamiento no lineal de la estructura, donde se presenta una degradación de la rigidez y no así de su resistencia.

Adicionalmente, se obtuvieron las historias de la distorsión de entrepisos, para ambas direcciones de análisis. Estas se comparan con  $\varphi=0.0025$ , valor establecido como máximo por las NTCM-2004 para estructuras de mampostería, y  $\varphi=0.006$ , valor establecido en la Tabla 4.1 para considerar daño total de la mampostería compuesta por tabique macizo.

En las Figuras 6.8 y 6.9 se grafica la historia de distorsión para el entrepiso 2, en las direcciones X e Y respectivamente.

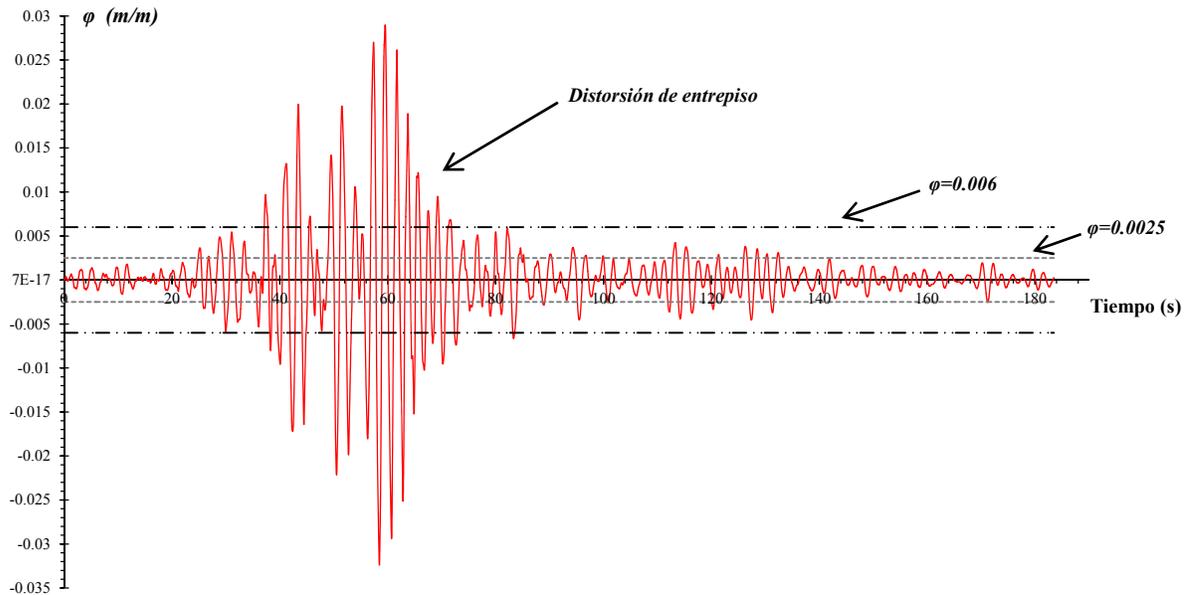


**Figura 6.8. Distorsión del entrepiso 2, para el modelo E1-2N en la dirección de análisis X**

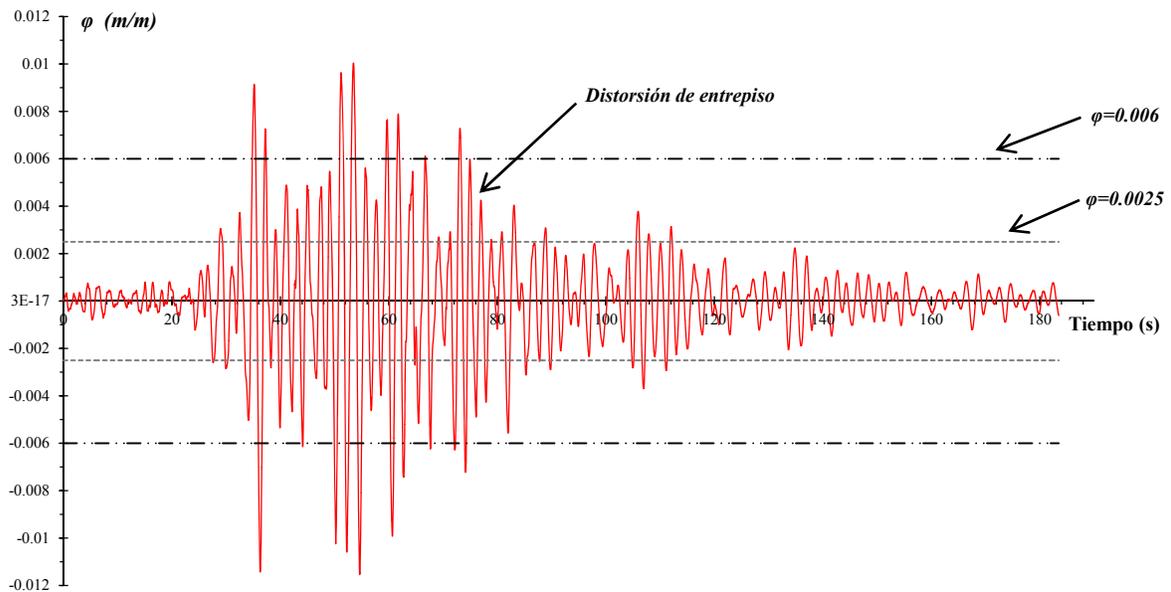


**Figura 6.9. Distorsión del entrepiso 2, para el modelo E1-2N en la dirección de análisis Y**

En las Figuras 6.10 y 6.11 se presenta la historia de distorsiones para el entrepiso 1, en las direcciones X e Y respectivamente.



**Figura 6.10. Distorsión del entrepiso 1, para el modelo E1-2N en la dirección de análisis X**



**Figura 6.11. Distorsión del entrepiso 1, para el modelo E1-2N en la dirección de análisis Y**

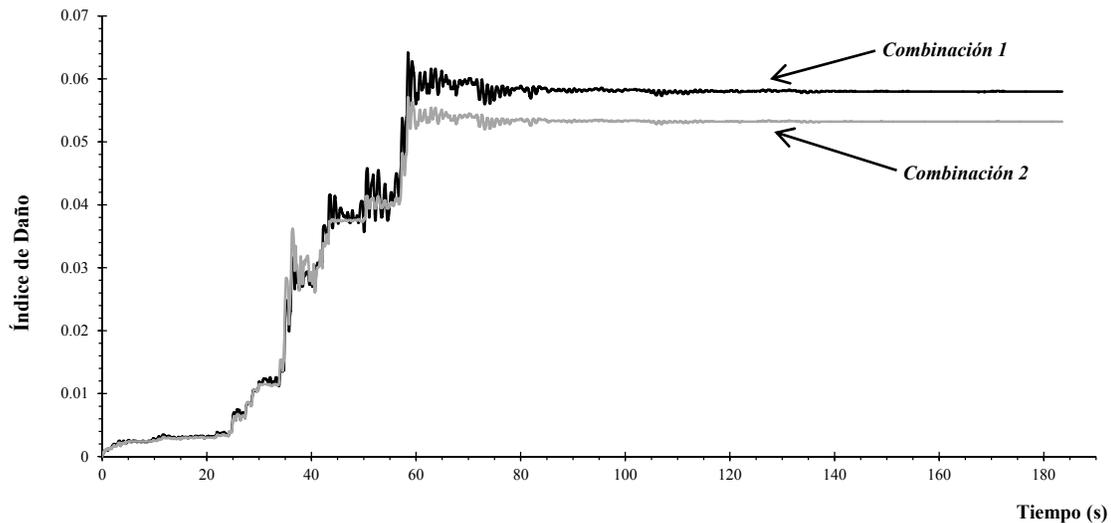
A partir de las Figuras 6.8 a 6.11, se puede observar que:

1. Para ambas direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso supera el límite establecido en las NTCM-2004.

2. En el entrepiso 1 la distorsión sobrepasa el límite establecido que considera daño total de mampostería de piezas macizas, para ambas direcciones de análisis.
3. La respuesta estructural más desfavorable se presenta en la dirección de análisis X; debido a que en ella se observan los mayores valores de la distorsión.

### 6.2.2. Modelo E2-2N

La elección de la combinación sísmica, que proporciona los efectos más desfavorables sobre el modelo E2-2N, se llevó a cabo a través del índice de daño global de CANNY-E (Figura 6.12).



**Figura 6.12. Índice de daño global del modelo E2-2N**

Las distorsiones máximas del modelo E2-2N, para ambas combinaciones sísmicas, se presentan en la Tabla 6.3.

**Tabla 6.3. Distorsiones de entrepiso máximas para las distintas combinaciones sísmicas. Modelo E2-2N**

Combinación	Entrepiso	Dirección de análisis	
		$\varphi_x$	$\varphi_y$
1	2	0.00724	0.01432
	1	0.01876	0.03603
2	2	0.01284	0.00807
	1	0.03309	0.0204

A partir de la figura 6.12 y Tabla 6.3, la combinación sísmica que origina los efectos más desfavorables en el modelo E2-2N es la 1. Los resultados presentados a continuación corresponden a dicha combinación.

En las Figuras 6.13 y 6.14 se presentan las gráficas de Cortante basal-desplazamientos en la azotea ( $V_o-\Delta$ ).

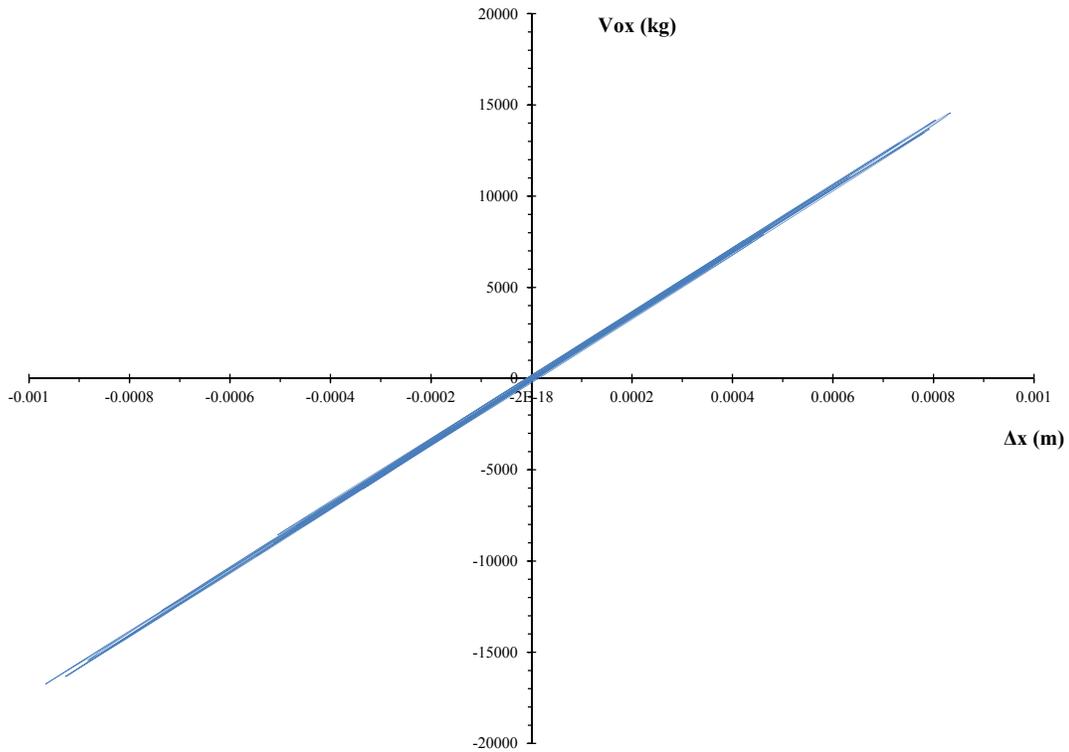


Figura 6.13. Relación  $V_{ox}-\Delta_x$ , para el modelo E2-2N en la dirección de análisis X

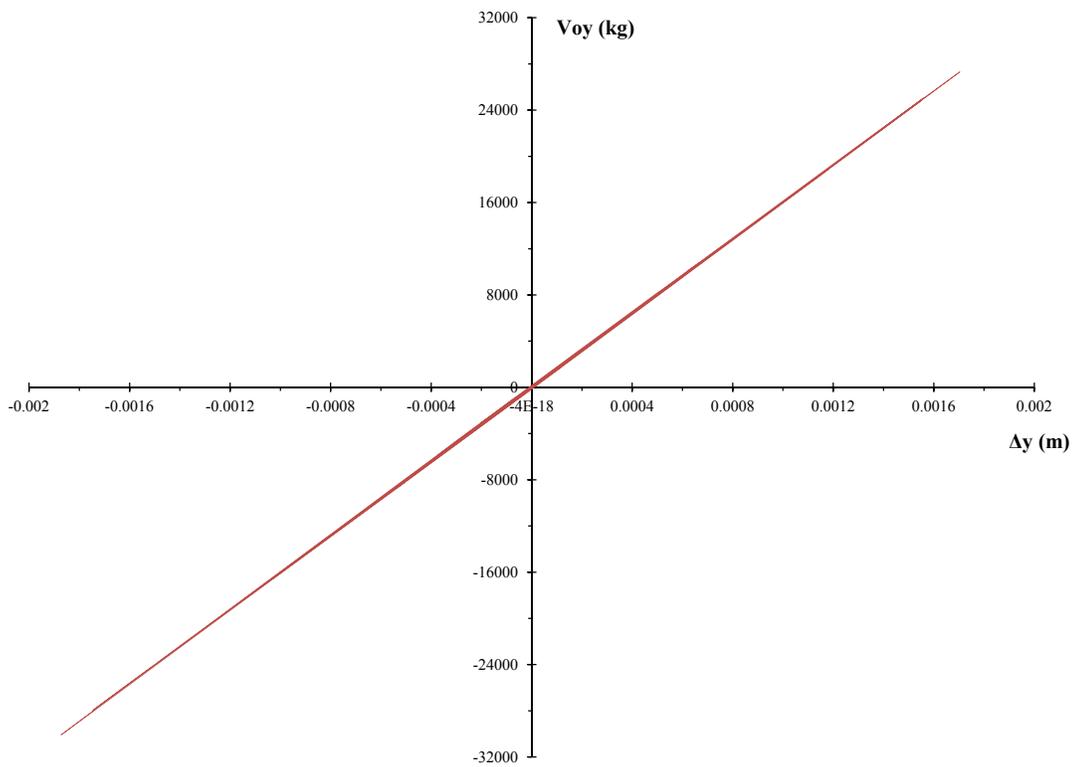
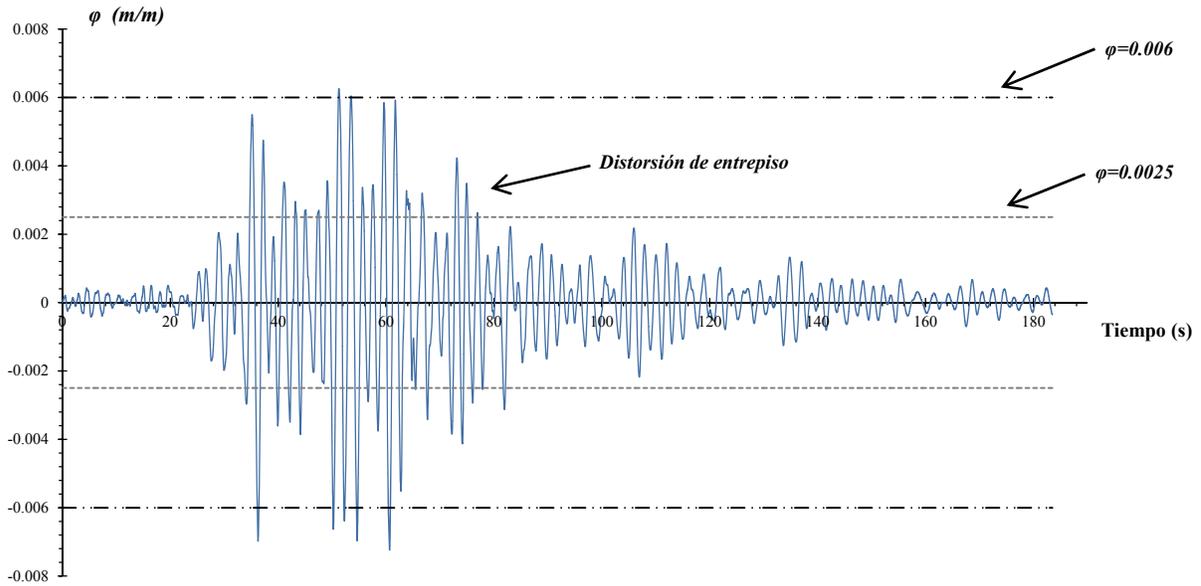


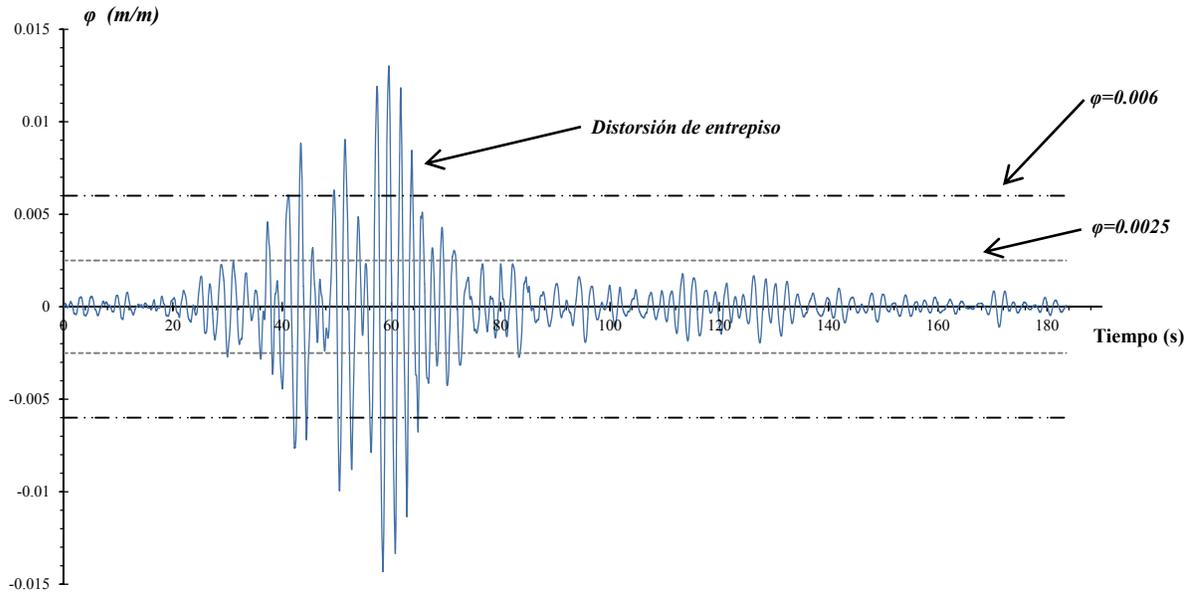
Figura 6.14. Relación  $V_{oy}-\Delta_y$ , para el modelo E2-2N en la dirección de análisis Y

De acuerdo con lo observado en las Figuras 6.13 y 6.14, el comportamiento exhibido en el modelo E2-2N es prácticamente lineal, para ambas direcciones de análisis.

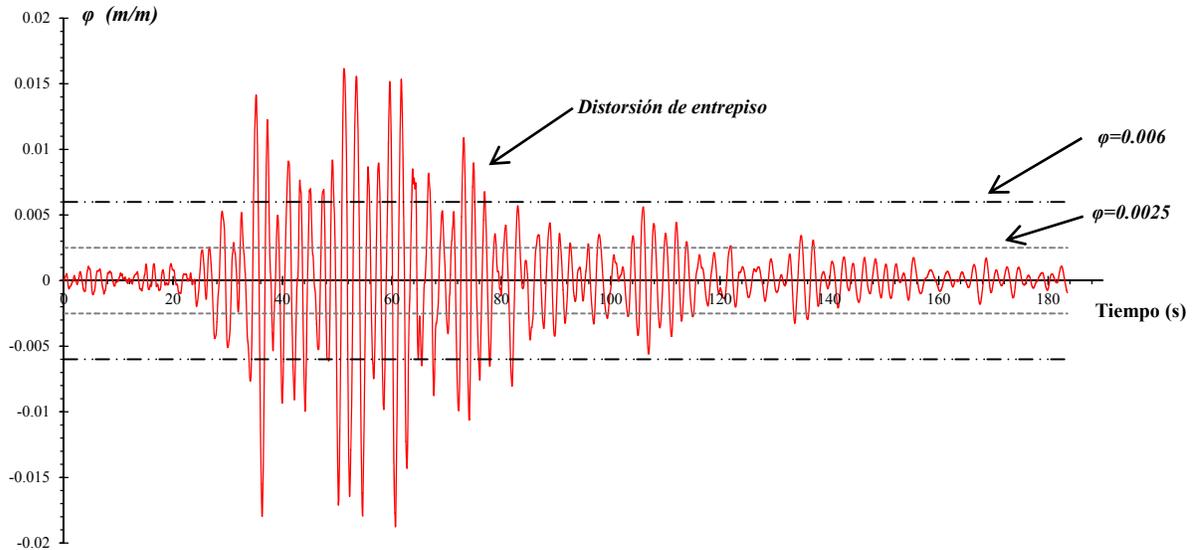
En las Figuras 6.15 a 6.18 se muestran la historia de distorsión para los entrepisos 1 y 2, en las direcciones X e Y respectivamente.



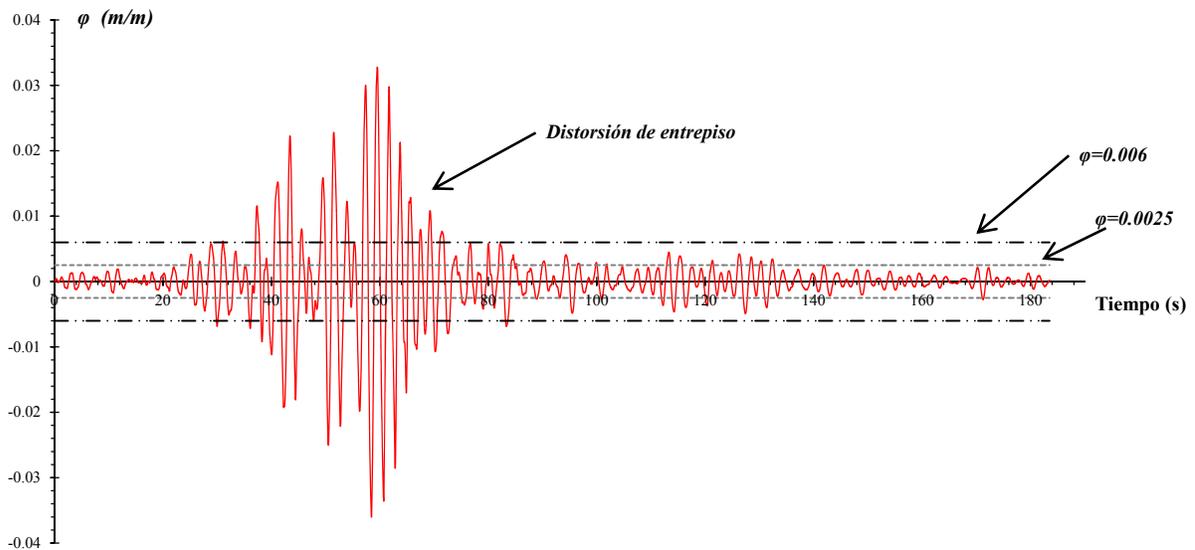
**Figura 6.15. Distorsión del entrepiso 2, para el modelo E2-2N en la dirección de análisis X**



**Figura 6.16. Distorsión del entrepiso 2, para el modelo E2-2N en la dirección de análisis Y**



**Figura 6.17. Distorsión del entrepiso 1, para el modelo E2-2N en la dirección de análisis X**



**Figura 6.18. Distorsión del entrepiso 1, para el modelo E2-2N en la dirección de análisis Y**

Con base en lo observado en las Figuras 6.15 a 6.18, se puede concluir lo siguiente.

1. La respuesta estructural para ambas direcciones de análisis, sobrepasa el límite establecido por el RCDF-2004 para mampostería confinada.
2. La distorsión que experimenta el modelo E2-2N, es superior al límite establecido para que se considere daño total en la mampostería de piezas macizas (Tabla 4.1).
3. La respuesta estructural más desfavorable se presenta para la dirección de análisis Y.



## CAPÍTULO 7

### ANÁLISIS DE RESULTADOS

#### 7.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Se discuten los resultados obtenidos de en los capítulos 5 y 6. Adicionalmente, se compara la respuesta estructural de los modelos que no cumplen con el requisito complementario, modelos E1, con aquellos que sí lo cumplen, modelos E2.

##### 7.1.1. Modelo E1-2N

Presenta una asimetría en planta para las dos direcciones ortogonales de análisis; siendo en Y donde se presenta la mayor excentricidad estática calculada, con un valor de  $e_s=3.54 m$ . Además, sus  $CR$  tienen posiciones diferentes para cada entrepiso (Tabla 5.5).

En la configuración del modelo E1-2N, se observa que los muros en dirección Y son del doble del ancho que para la dirección X. Lo anterior se debe, a que en Y se necesita una mayor rigidez para soportar los desplazamientos laterales, para así cumplan lo indicado en las NTCM-2004.

En las Figuras 7.1 y 7.2 se presenta la suma de los cortantes directos  $V_d$ , totales  $V_{tot}$  y los cortantes resistentes  $V_{mR}$ , de todos los elementos por entrepiso para ambas direcciones de análisis.

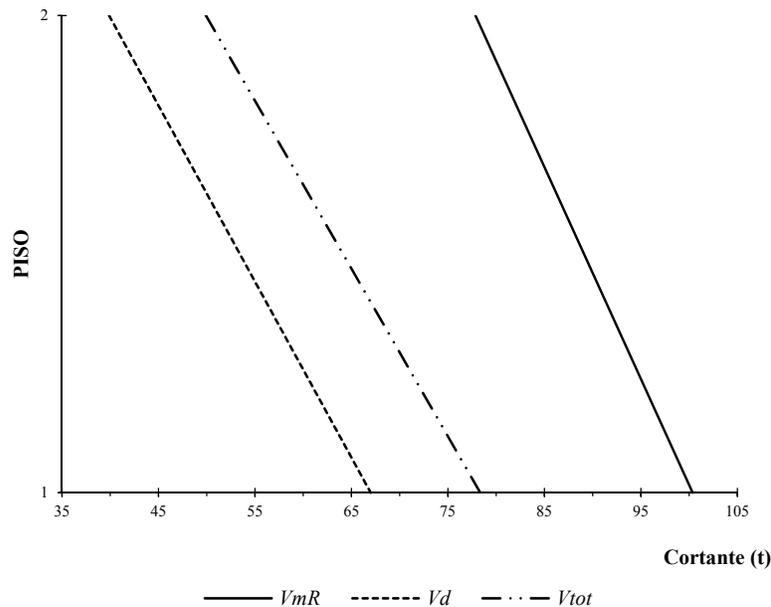
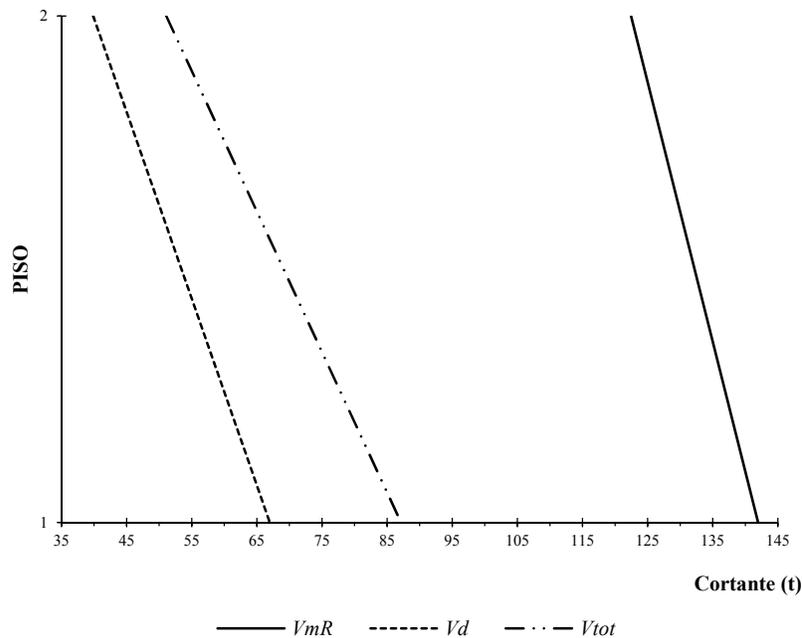


Figura 7.1. Cortantes directos  $V_d$ , totales  $V_{tot}$  y resistente  $V_{mR}$ . En X del modelo E1-2N



**Figura 7.2. Cortantes directos  $V_d$ , totales  $V_{tot}$  y resistente  $V_{mR}$ . En Y del modelo E1-2N**

En estas figuras se puede obtener que:

1. La suma de los cortantes directos  $V_d$  y totales  $V_{tot}$ , que incluyen los efectos de torsión, resulta menor que los cortantes resistentes  $V_{mR}$ , para los dos entrepisos en ambas direcciones de análisis ortogonales.
2. Al comparar la suma de cortantes totales  $V_{tot}$  con la de cortantes resistentes  $V_{mR}$  se aprecia una sobre resistencia; para la dirección X de 28% y 56%, mientras que para la dirección Y es de 63% y 140%, de los entrepisos 1 y 2 respectivamente.
3. A pesar de que la suma de los cortante resistentes  $V_{mR}$  es mucho mayor que la de los cortantes totales  $V_{tot}$ , si se realiza la misma comparación elemento por elemento (Tablas 5.9 y 5.10); se observa, por un lado muros donde la resistencia es 13 veces mayor que su cortante actuante, mientras que por el otro, se presentan muros donde se excede la capacidad de éste para resistir fuerzas cortantes.
4. Los efectos de torsión para la estructura E1-2N corresponde; para X, en los entrepisos 1 y 2 respectivamente, del 17% y 25%, mientras que en Y son del 30% y 28%, para los entrepisos 1 y 2 respectivamente. Por lo que, los efectos más desfavorables se presentan en el entrepiso 1 de la dirección Y; lo anterior también se puede confirmar por la tabla 5.12.

Algo importante de este modelo, es que en el diseño sólo se cumple con el RCDF-2004. Es decir, el modelo E1-2N no cumple con el requisito complementario de diseño planteado en el capítulo 3 (Tabla 5.12).

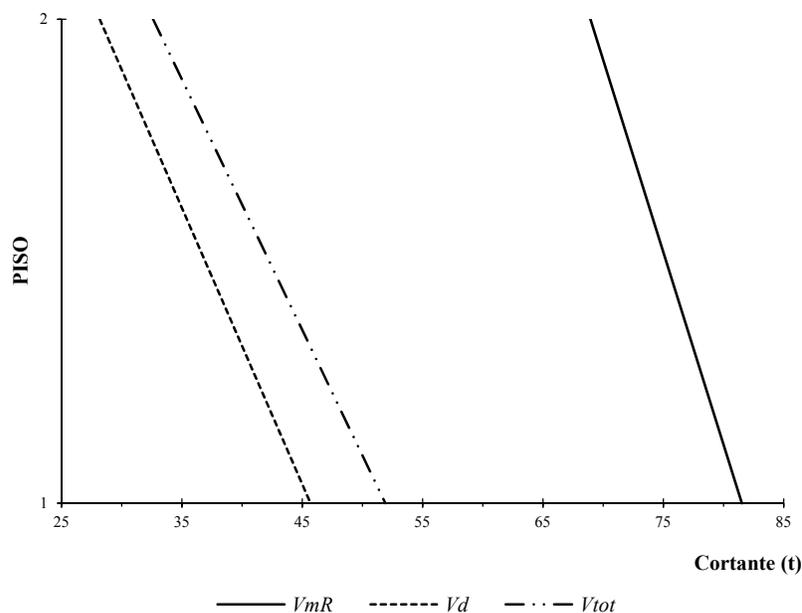
### 7.1.2. Modelo E2-2N

La estructura E2-2N presenta asimetría en las dos direcciones ortogonales de análisis. Presentando la mayor excentricidad en el entrepiso 2 en dirección Y, con una excentricidad estática normalizada  $e=0.095$ . Por otro lado, aunque la posición de sus CR varía para cada entrepiso, la diferencia entre sus posiciones sólo es de alrededor de 2% (Tabla 5.14).

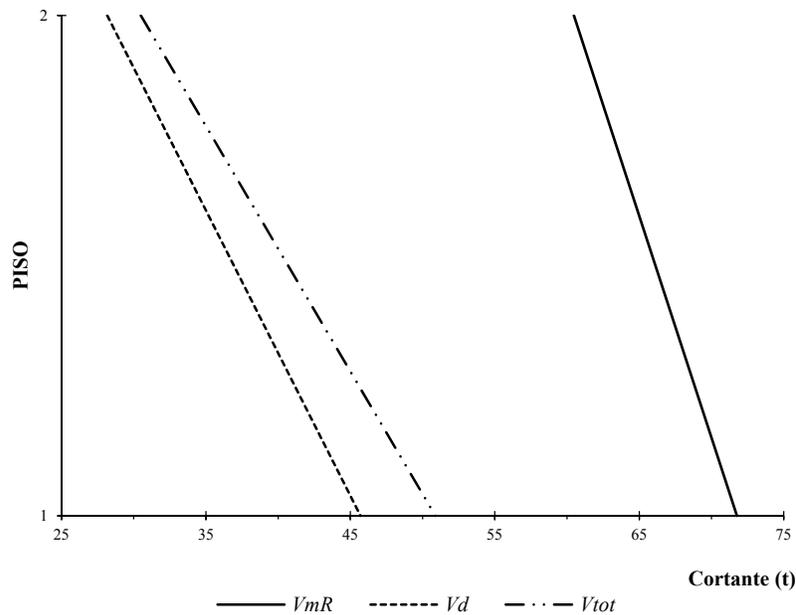
Al comparar las sumas de los cortantes directos  $V_d$  y totales  $V_{tot}$  con la de los cortantes resistentes  $V_{mR}$  (Figuras 7.3 y 7.4), se observa lo siguiente:

1. La suma de los cortantes resistentes  $V_{mR}$ , para los dos entrepisos y ambas direcciones de análisis, es mayor que la de los cortantes directos  $V_d$  y totales  $V_{tot}$ .
2. La sobre resistencia resultante, fue de 57% y 111% para la dirección X y del 41% y 98% en la dirección Y, para los entrepisos 1 y 2 respectivamente.
3. Al realizar la comparación, elemento por elemento (Tablas 5.18 y 5.19); se observa, que ningún muro es excedido en su capacidad de resistir fuerzas cortantes. Por otra parte, se presentan un nivel de eficiencia ( $V_{tot}/V_{mR}$ ) más uniforme en los muros de ambas direcciones.
4. Los efectos de torsión en esta estructura corresponden al 16% y 14% en la dirección X y del 11% y 8%, para los entrepisos 1 y 2 respectivamente.

El diseño del modelo E2-2N se realizó de acuerdo con el RCDF-2004 y, además, el requisito complementario de diseño por torsión sísmica (capítulo 3). Es decir, para este modelo si se cumplió con requisito complementario de diseño (Tabla 5.21).



**Figura 7.3. Cortantes directos  $V_d$ , totales  $V_{tot}$  y resistente  $V_{mR}$ . En X del modelo E2-2N**



**Figura 7.4. Cortantes directos  $V_d$ , totales  $V_{tot}$  y resistente  $V_{mR}$ . En Y del modelo E2-2N**

### 7.1.3. Modelo E1-3N

Esta estructura presenta asimetrías en las dos direcciones ortogonales de análisis. La mayor excentricidad estática es en la dirección X del entrepiso 3, ( $e=0.296$ ). Por otro parte, la posición de su CR es diferente para cada entrepiso (Tabla 5.23).

Este modelo presenta un muro del doble de ancho que los demás, en este caso es en el eje A para la dirección Y.

Al comparar las sumas de los cortantes directos  $V_d$  y totales  $V_{tot}$  con la de los cortantes resistentes  $V_{mR}$  (figuras 7.5 y 7.6), se observa:

1. Para la dirección X, la suma de cortantes totales  $V_{tot}$  es mayor que la de cortantes resistentes  $V_{mR}$ , para los entrepisos 1 y 2.
2. Para la dirección Y, la suma de cortantes resistentes  $V_{mR}$  es excedida por la de cortantes totales  $V_{tot}$ , sólo en el entrepiso 1.
3. Para este modelo no se puede hablar de una sobre resistencia, debido a que como se mencionó los cortantes totales  $V_{tot}$  son mayores que los cortantes resistentes  $V_{mR}$ .
4. Al comparar elemento por elemento (Tablas 5.27 y 5.28); se observa, que para el 30% de los muros es excedida su capacidad de resistir fuerzas cortantes. Además, de presentarse elementos, donde la capacidad de carga es excedida hasta un 63%.
5. Los efectos de torsión para el entrepiso 1 son del 15% y 44%, para el entrepiso 2 del 19% y 41% y, para el entrepiso 3 del 17% y 52%, en las direcciones X e Y respectivamente. Por lo

que, los efectos más desfavorables por torsión, para esta estructura, se presentan en la dirección Y.

El diseño de la estructura E1-3N, cumple con el RCDF-2004. Pero no así, con el requisito complementario de diseño por torsión sísmica (Tabla 5.30). La mayor relación de desplazamientos en los extremos, se presenta en el entrepiso 1 en dirección Y, con un valor de  $\Delta_{max}/\Delta_{min}=4.929$ .

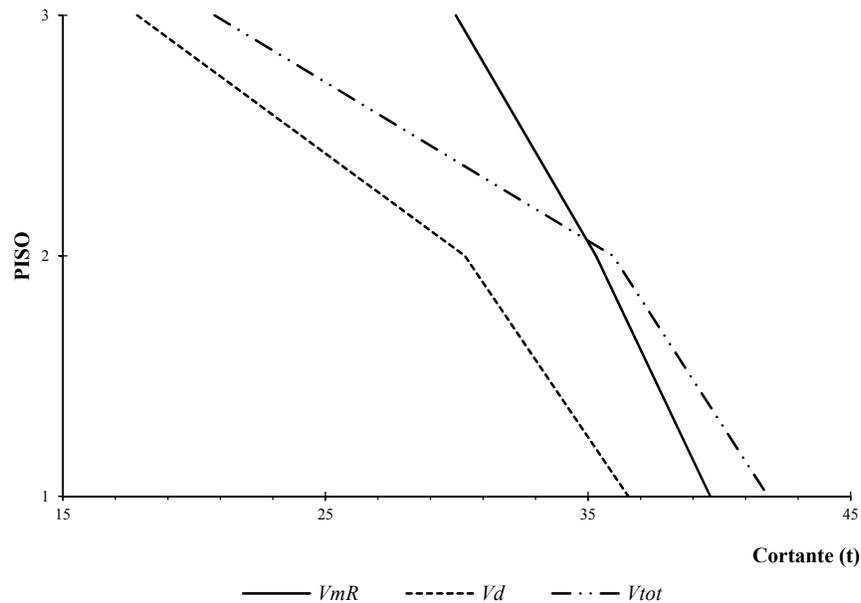


Figura 7.5. Cortantes directos  $V_d$ , totales  $V_{tot}$  y resistente  $V_{mR}$ . En X del modelo E1-3N

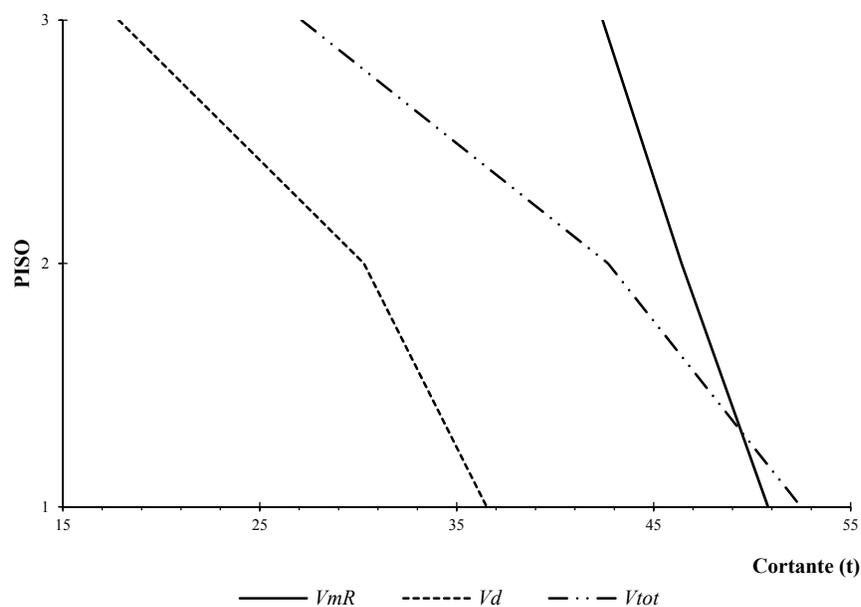


Figura 7.6. Cortantes directos  $V_d$ , totales  $V_{tot}$  y resistente  $V_{mR}$ . En Y del modelo E1-3N

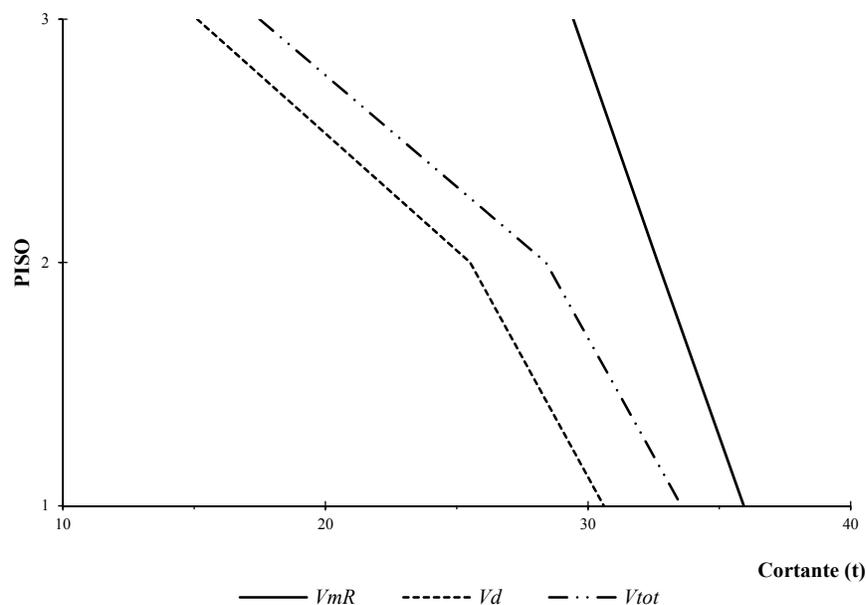
### 7.1.4. Modelo E2-3N

Este modelo presenta asimetría en las dos direcciones ortogonales de análisis. La mayor excentricidad se observa en la dirección X del entrepiso 3, con  $e=0.107$ , y la menor excentricidad en la dirección Y en el entrepiso 2, con  $e=0.001$ . Además, de que sus CR presentan diferentes posiciones en cada entrepiso (Tabla 5.32).

Comparando las sumas de los cortantes directos  $V_d$  y totales  $V_{tot}$  con la de los cortantes resistentes  $V_{mR}$  (Figuras 7.7 y 7.8), se observa que:

1. La suma de  $V_{mR}$  es siempre mayor que la de  $V_{tot}$ , para ambas direcciones de análisis.
2. La sobre resistencia resultante en este modelo, para el entrepiso 1 es del 7% y 23%, en el entrepiso 2 del 15% y 37% y en el entrepiso 3 del 68 % y 99%, en las direcciones X e Y respectivamente.
3. Al comparar elemento por elemento (Tablas 5.36 y 5.37); se observa, que en ninguno de ellos el cortante total  $V_{tot}$  es mayor que su cortante resistente  $V_{mR}$ . Además, se aprecia un nivel de eficiencia ( $V_{tot}/V_{mR}$ ) más uniforme en los elementos de ambas direcciones.
4. Los efectos de torsión que experimenta esta estructura para el entrepiso 1 son del 10% y 17%, en el entrepiso 2 del 11% y 14% y en el entrepiso 3 del 16 % y 18%, en las direcciones X e Y respectivamente.

Al igual que para el modelo E2-2N, en el diseño de la estructura E2-3N se cumplió con lo especificado por el RCDF-2004 y, además, con el requisito complementario de diseño por torsión sísmica (Tabla 5.39).



**Figura 7.7. Cortantes directos  $V_d$ , totales  $V_{tot}$  y resistente  $V_{mR}$ . En X del modelo E2-3N**

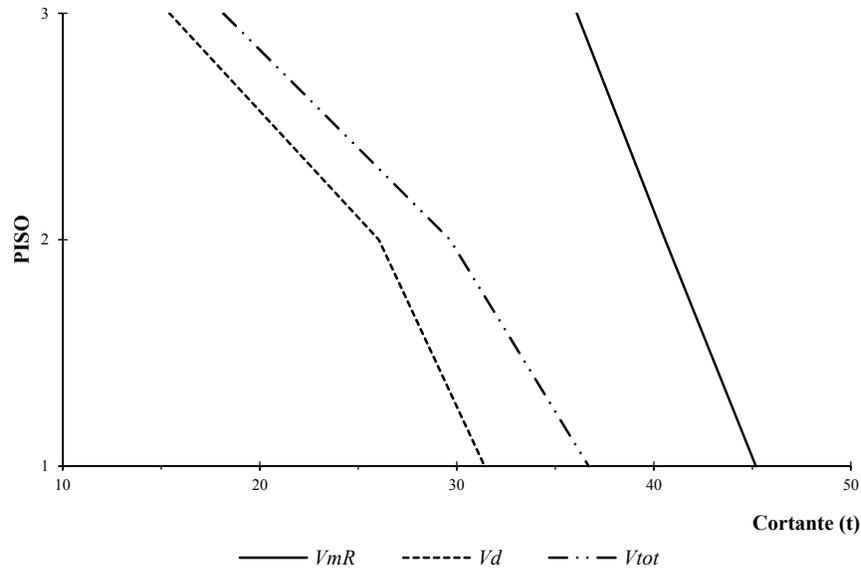


Figura 7.8. Cortantes directos  $V_d$ , totales  $V_{tot}$  y resistente  $V_{mR}$ . En Y del modelo E2-3N

## 7.2. COMPARACIÓN ENTRE LOS MODELOS E1 Y E2

### 7.2.1. Modelos de 2 niveles (E1-2N y E2-2N)

Las sumas de los cortantes directos  $V_d$ , totales  $V_{tot}$  y resistentes  $V_{mR}$  de las estructuras E1-2N (Figuras 7.1 y 7.2) y E2-2N (Figuras 7.3 y 7.4), se presentan en las Figuras 7.9 y 7.10.

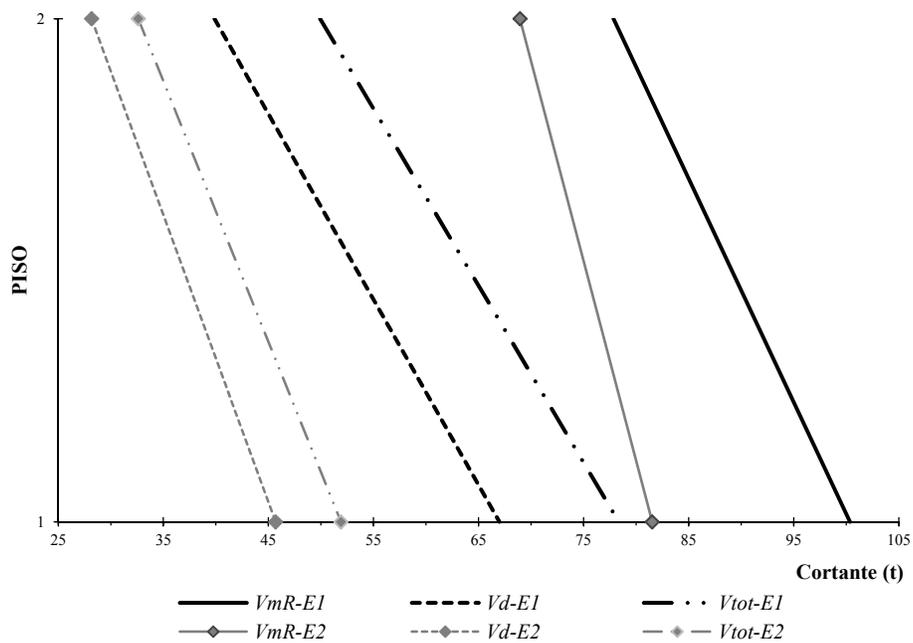
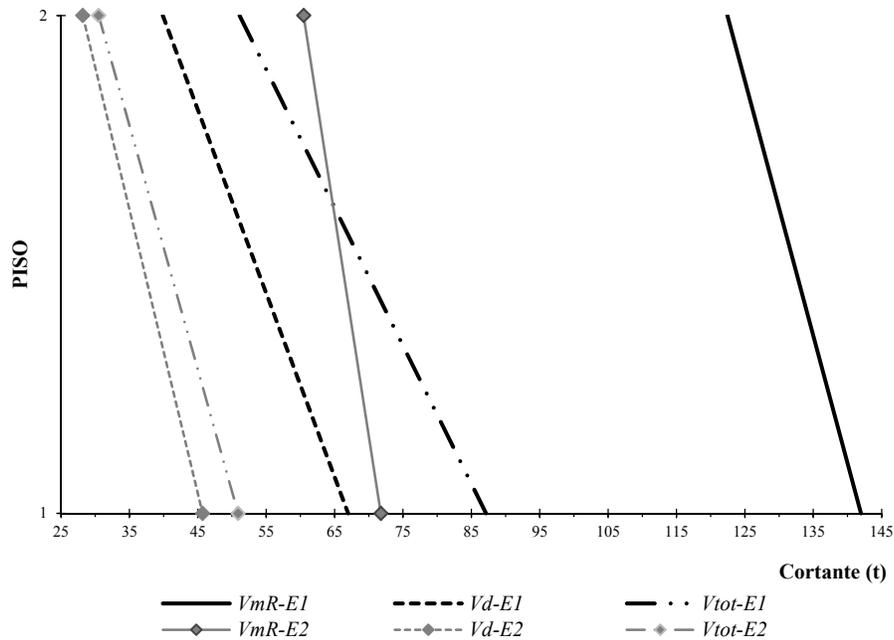


Figura 7.9. Cortantes  $V_d$ ,  $V_{tot}$  y  $V_{mR}$  de los modelos E1-2N y E2-2N. En dirección X



**Figura 7.10. Cortantes  $V_d$ ,  $V_{tot}$  y  $V_{mR}$  de los modelos E1-2N y E2-2N. En dirección Y**

En estas figuras se puede obtener lo siguiente:

1. En ambas direcciones de análisis, los cortantes directos  $V_d$  del modelo E2 resultan ser menores que los del modelo E1. La diferencia entre éstos es del 47% para el entrepiso 1 y del 42% para el entrepiso 2.
2. Para la dirección X, los cortantes totales  $V_{tot}$  del modelo E2 son menores que los del modelo E1. La diferencia entre los cortantes totales  $V_{tot}$  de los modelos es del 51% para el entrepiso 1 y del 53% para el entrepiso 2.
3. En la dirección Y, los cortantes totales  $V_{tot}$  del modelo E2 son menores que los del E1, presentan una diferencia entre los cortantes totales del 71% y 68%, para los entrepisos 1 y 2 respectivamente.
4. En el modelo E1 los efectos de torsión son mayores que los del E2. Debido a que para el modelo E2 los mayores efectos por torsión corresponde a un 16% del  $V_d$  del entrepiso, mientras que para el modelo E1 corresponden a un 30% del  $V_d$  del entrepiso.
5. La resultante de los cortantes resistentes  $V_{mR}$  del modelo E1 es mayor que la del E2. En la dirección X los cortantes resistentes  $V_{mR}$  del modelo E1 son mayores a los del E2 en un 23% y 13%, para los entrepisos 1 y 2 respectivamente. Mientras que para la dirección Y son mayores en un 98% y 102%, para los entrepisos 1 y 2 respectivamente.

Al comparar los pesos de ambas estructuras (Tablas 5.4 y 5.13), se encuentra que la E2 es más ligera que la E1. La diferencia es de 20.14 t para el entrepisos 1 y de 8.63 t en el 2.

Por otra parte, al comparar los resultados obtenidos con el programa CANNY-E, de los modelos E1-2N y E2-2N, se observa lo siguiente:

1. El valor del daño observado en ambos modelos (Figuras 6.5 y 6.12), es similar. Presentando el mayor índice de daño global el modelo E2.
2. El comportamiento exhibido en las gráficas  $V_o-A$  del modelo E2 (Figuras 6.13 y 6.14), es lineal para ambas direcciones ortogonales de análisis. Mientras que para el modelo E1 (Figuras 6.6 y 6.7), sólo en la dirección X se presenta un comportamiento lineal.
3. En ambos modelos las historias de distorsiones (Figuras 6.8 a 6.11 para E1 y Figuras 6.15 a 6.18 para E2) sobrepasan el valor del límite teórico de daño, establecido en la Tabla 4.1, para estructuras de mampostería de piezas macizas.
4. En el modelo E1, la mayor distorsión que experimenta la estructura,  $\phi=0.032$ , se presenta en el entrepiso 1 en dirección X. Mientras que en el E2 la mayor distorsión,  $\phi=0.036$ , se presenta en el entrepiso 1 en dirección Y. La diferencia entre estos dos valores equivale a un desplazamiento del orden de 2 cm.

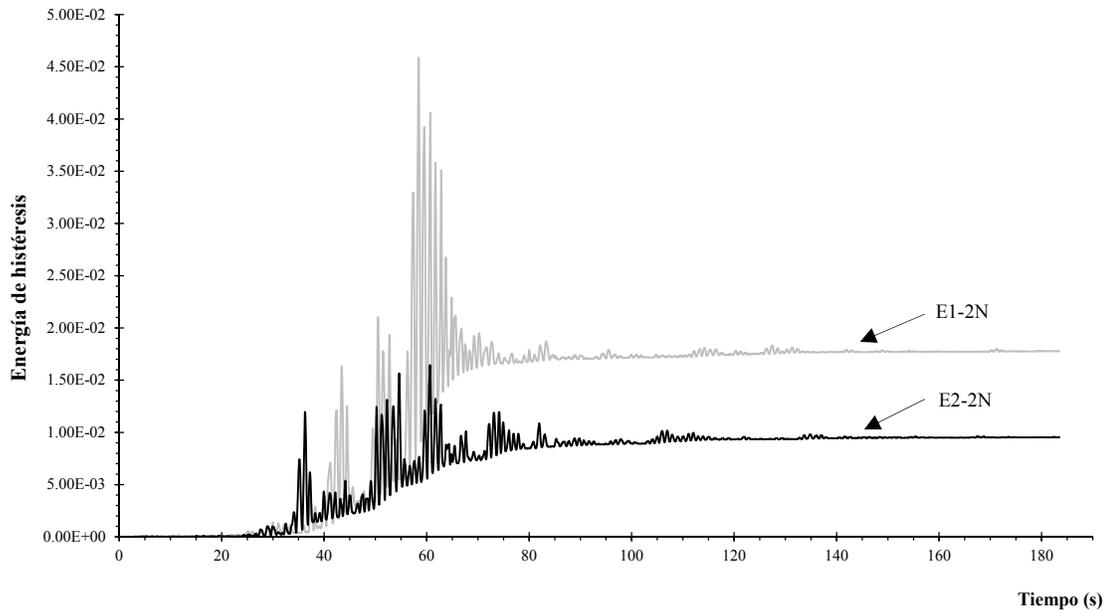
Para comparar los efectos de torsión sobre los elementos estructurales, se obtuvieron las historias de la energía de histéresis o histerética de los elementos de cada estructura y se compararon entre sí. La energía histerética es el área comprendida dentro de las curvas de histéresis.

Para realizar lo anterior, es necesario elegir un muro que tenga las mismas características mecánicas y que su posición en ambas estructuras sea la misma. De acuerdo con esto, se eligió el muro 4-1 en ambas estructuras (Figuras 6.1 y 6.2).

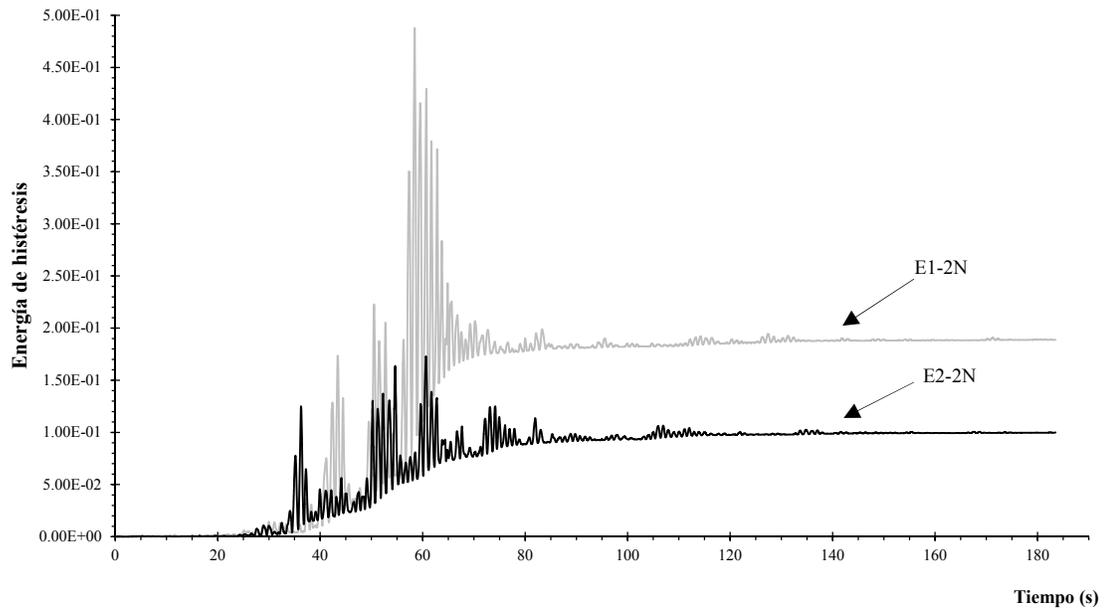
Por lo que, en las Figuras 7.11 y 7.12 se muestra la variación de la energía histerética con respecto al tiempo, correspondientes al muro 4-1 de los modelos E1-2N y E2-2N. En estas figuras se puede observar lo siguiente:

1. Si la energía histerética es igual a cero el comportamiento del muro estará dentro de su intervalo lineal. A sí, con base en las Figuras 7.11 y 7.12, se puede afirmar que el muro 4-1 en sus primeros 25 s se comporta elásticamente y que después entra en su etapa de comportamiento no lineal. Este comportamiento del muro 4-1 es similar en ambos modelos.
2. Al comparar la energía histerética de los muros, se encuentra que el 4-1 del modelo E1 presenta valores mayores que los correspondientes al del modelo E2. La relación de energía que presenta el muro del modelo E1 respecto al del E2, es del 282% para el entrepiso 1 y del 279% para el entrepiso 2.
3. Por lo que, de acuerdo con lo anterior, el muro 4-1 del modelo E1 es el que más incursiona en su intervalo de comportamiento no lineal, lo cual representaría una mayor pérdida de rigidez del mismo y, consecuentemente, mayor daño.

A partir del análisis anterior, se puede concluir que los efectos más desfavorables debidos al efecto de torsión sísmica se presentarán en el modelo E1-2N.



**Figura 7.11. Historia de la Energía de histéresis del muro 4-1, episodio 2**



**Figura 7.12. Historia de la Energía de histéresis del muro 4-1, episodio 1**

**7.2.2. Modelos de 3 niveles (E1-3N y E2-3N)**

Comparado las sumas de los cortantes directos  $V_d$ , totales  $V_{tot}$  y resistentes  $V_{mR}$  de las estructuras E1-3N (Figuras 7.5 y 7.6) y E2-2N (Figuras 7.7 y 7.8). Se puede observar lo siguiente (Figuras 7.13 y 7.14):

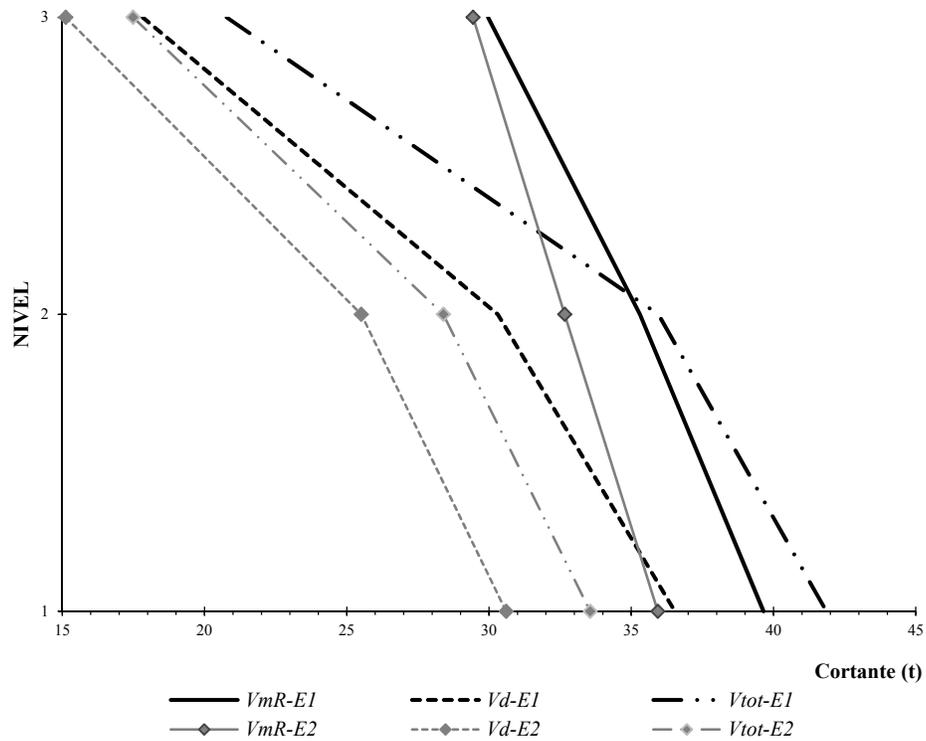


Figura 7.13. Cortantes  $V_{ds}$ ,  $V_{tot}$  y  $V_{mR}$  de los modelos E1-3N y E2-3N. En dirección X

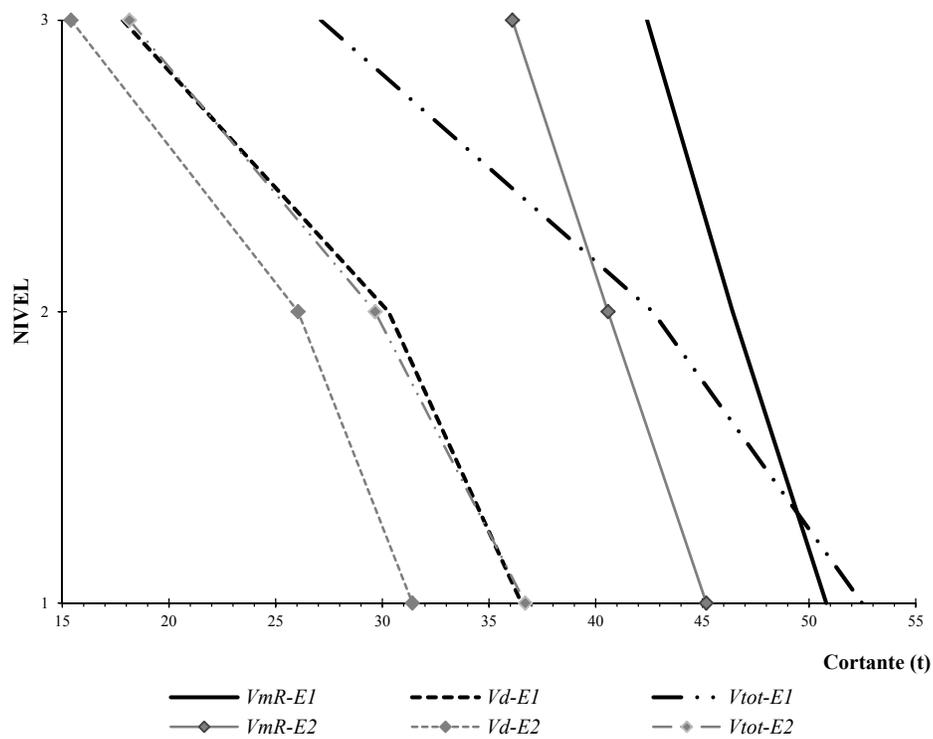


Figura 7.14. Cortantes  $V_{ds}$ ,  $V_{tot}$  y  $V_{mR}$  de los modelos E1-3N y E2-3N. En dirección Y

1. Los cortantes directos que actúan sobre el modelo E1 son mayores que los actuantes en el E2. La diferencia entre los cortantes directos de los modelos E1 y E2, para el entrepiso 1 y 2 es del 16%, mientras que para el entrepiso 3 es del 17%.
2. En la dirección X, los cortantes totales del modelo E1 son mayores que en el E2 en un 25% para el entrepiso 1, en 27% para el entrepiso 2 y para el entrepiso 3 en un 19%.
3. Para la dirección Y, los cortantes totales del modelo E1 son mayores que los del modelo E2 en 43% en el entrepiso 1, en 44% en el entrepiso 2 y en un 49% en el entrepiso 3.
4. Además, se observa que los efectos por torsión sísmica son mayores en el modelo E1 que en el E2. Debido a que para el primero el mayor efecto por torsión corresponde al 52% del  $V_d$  de entrepiso, mientras que para el modelo E2 el mayor efecto por torsión sólo es del 18% del  $V_d$ .
5. Para la dirección X, los cortantes resistentes del modelo E1 son mayores a los del modelo E2 en un 10% para el entrepiso 1, 8% para el entrepiso 2 y en 2% para el entrepiso 3. Mientras que para la dirección Y, los cortantes resistentes son mayores en el modelo E1 respecto al modelo E2 en un 12% para el entrepiso 1, 14% para el entrepiso 2 y 17% para el entrepiso 3.

Adicionalmente, la estructura E1 es más pesada que la E2. La diferencia de pesos es de 1.31  $t$  en los entrepisos 1 y 2, mientras que para el entrepiso 3 es de 0.65  $t$  (Tablas 5.22 y 5.31).

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se propuso una nueva filosofía de diseño por torsión sísmica aplicada en estructuras de mampostería; la cual, a diferencia de la filosofía de diseño actual que sólo busca diseñar las estructuras para que resistan los posibles efectos a los que se vean sujetas, consiste en diseñar las estructuras para que se presenten los menores efectos posibles por torsión sísmica. La nueva filosofía de diseño por torsión sísmica es puesta en práctica a través de uso de un Requisito Complementario en el diseño por torsión sísmica en estructuras de mampostería.

Adicionalmente, se comparó la respuesta estructural a la torsión sísmica de estructuras diseñadas con la nueva filosofía de diseño, tomando en cuenta el Requisito Complementario y el RCDF-2004, y de estructuras diseñadas con la actual filosofía de diseño propuesta en el RCDF-2004. Para ello se diseñaron estructuras asimétricas en planta a base de mampostería confinada de dos y tres pisos.

Algunas de las conclusiones del presente estudio son las siguientes:

- De acuerdo con el análisis de resultados las estructuras que cumplen con el requisito complementario (estructuras E2) son más ligeras que las que no cumplen con el mismo (estructuras E1). Por lo que las estructuras de mampostería confinada diseñadas a partir de la nueva filosofía de diseño resultan más económicas, esto debido a que en la nueva filosofía se necesita una mejor distribución de los elementos resistentes (muros) y no mayor densidad de ellos.
- Las mayores excentricidades estructurales se presentan en los modelos E1, con valores de excentricidad estática  $e_s$  mayores que el 20% de la longitud máxima perpendicular a la dirección de análisis de la planta. Por lo que, de acuerdo con las NTCS-2004 están dentro de la categoría de estructuras fuertemente irregulares. Por otro lado, las estructuras E2 presenta  $e_s < 0.1b$ .
- En las estructuras que no cumplen con el requisito complementario propuesto, la resultante de cortantes resistentes,  $V_{mR}$ , de los muros y la suma de estas, son mayores que las correspondientes a las estructuras que cumplen con el requisito complementario. Dicho de otra manera las estructuras E1 son capaces de resistir mayores fuerzas cortantes que las estructuras E2.
- Por otra parte, en las estructuras E2, la sumas de los cortantes directos,  $V_d$ , y totales,  $V_{tot}$ , son menores a los que se presentan en las estructuras E1. De acuerdo con lo anterior se comprueba que, las estructuras E1 estarán sujetas a mayores sollicitaciones sísmicas, que las estructuras E2.
- Para las estructuras en donde se cumplen el requisito complementario de acuerdo con la nueva filosofía de diseño, estructuras E2, se presentan menores efectos por torsión sísmica en comparación con las estructuras que no cumplen el requisito complementario, estructuras E1. Observándose para las estructuras analizadas, valores de  $FAT < 2.0$  en las estructuras E2 y  $FAT > 3.0$  en las estructuras E1.

- Para las estructuras E1 se observa mayores efectos por torsión sísmica en las direcciones donde no se cumple con el requisito complementario. Por lo que, se concluye que mientras más grande sea el valor de la relación desplazamiento laterales de piso,  $\Delta_{max}/\Delta_{min}$ , mayores serán los efectos de torsión que se presenten en las estructuras.
- Para las estructuras E1 los mayores efectos por torsión sísmica se presentan en los elementos flexibles. Por otra parte, para las estructuras E2 se observa una mejor distribución de los efectos por torsión sísmica.
- Adicionalmente, de acuerdo con el análisis en el intervalo de comportamiento no lineal, de las estructuras analizadas, se comprueba que los muros de las estructuras en donde no cumple con el requisito complementario, tendrán una mayor incursión en etapa de comportamiento no lineal. Dicho de otra manera, las estructuras que no cumplen con el requisito complementario presentarán mayor daño en sus muros, a causa de los efectos de torsión, en comparación con los estructuras que si cumplen con el requisito complementario.

De acuerdo con lo anterior, la filosofía actual de diseño por torsión sísmica (RCDF-2004) no es del todo adecuada. Debido a que en ésta sólo se busca proporcionar la resistencia necesaria para que soporten estos efectos. Lo que conduce, en algunos casos, a diseñar los elementos menos rígidos con mayor resistencia y los elementos más rígidos con menor resistencia.

Por otra parte, con la nueva filosofía de diseño se garantiza que los efectos a causa del fenómeno de la torsión sísmica en estructuras asimétricas se verán reducidos. Ya que el objetivo principal de la nueva filosofía de diseño, es proporcionarle a las estructuras la rigidez torsional suficiente para que en las estructuras se presenten los menores efectos por torsión sísmica.

A partir del estudio realizado en el presente trabajo, se propone el siguiente procedimiento de diseño por torsión sísmica para estructuras asimétricas compuestas por mampostería confinada.

1. En la estructuración, se debe tratar de hacer una distribución lo más uniforme de los muros, tomando en cuenta los conceptos implícitos en la ecuación  $K_{\theta} = \sum x_i^2 k_i + \sum y_i^2 k_i$ . En lo posible, tratar de obtener el mayor valor de la rigidez torsional  $K_{\theta}$ .
2. Para comprobar que se ha cumplido con el punto anterior, se sugiere revisar en el diseño propuesto la siguiente relación de distribución de muros para ambas direcciones de análisis.

$$\frac{D_{A_{Mayor}}}{D_{A_{Menor}}} \leq 2.5$$

donde:  $D_{A_{Mayor}}$ , es la suma mayor de áreas de todos los muros que contribuyen a la resistencia lateral, los cuales se encuentran de un lado del eje de *semi-simetría*;  $D_{A_{Menor}}$ , es la suma menor de áreas de todos los muros que contribuyen a la resistencia lateral, los cuales se encuentran de un lado del eje de *semi-simetría*.

*Notas:*

El valor de 2.5, es puramente empírico, resultado de lo observado en este trabajo.

En este trabajo se le denomina eje de *semi-simetría* al eje perpendicular a la dirección analizada que pasa por  $b/2$ . Recordando que  $b$ , es la dimensión máxima en planta de la

estructura, perpendicular a la dirección de excitación sísmica analizada. Los muros en los que su eje coincida con el eje de *semi-simetría*, no serán tomados en cuenta en el análisis del punto 2.

3. Revisar el cumplimiento del Requisito Complementario de diseño por torsión sísmica y además el correspondiente a la distorsión máxima establecida en las NTCM-2004. Para esto se sugiere modelar la estructura en algún programa de análisis comercial, y aplicarle las fuerzas sísmicas resultado de un análisis sísmico estático. Recordando que en las losas se les deberá liberar la posibilidad que giren respecto a un eje perpendicular a su plano.
4. Comprobar que la suma de resistencias de entrepiso es mayor que la suma de cortantes actuantes por entrepiso.
5. Finalmente, aplicar el *PSD* para obtener los cortantes totales,  $V_{tot}$ , que actúan en cada muro y compararlos con los cortantes resistentes,  $V_{mR}$ , correspondientes. Tomando en cuenta que la relación de  $V_{tot}/V_{mR}$  siempre deberá ser menor o igual que la unidad, esto es:

$$\frac{V_{tot}}{V_{mR}} \leq 1.0$$



## AGRADECIMIENTOS

A mi mamá *Martha* que ha sido más que una madre y padre para mí. De quien aprendí casi todo lo sé acerca de la vida y a quien le debo todo lo que soy. Gracias por tu cariño, comprensión y consejos.

A mi papá *Martin*, por darme la vida.

A mis hermanos *Martin, Daniel y Vianett*, por los que me esfuerzo en el día a día.

A mis tíos *Yolanda y Ramón*, por el cariño que me han demostrado durante toda mi vida y por la confianza que han depositado en mí.

A mi abuelita *Florentina*, a quien quiero y respeto.

A la Sra. Concepción, Eloísa, Susana y Mauricio, por demostrarme que la familia no es sólo aquella que comparte la misma sangre de uno, sino que también es aquella que te acompaña y te apoya. Gracias por ser parte de mi familia.

Al Dr. *José Alberto Escobar Sánchez*, por la inmejorable dirección, paciencia y confianza a lo largo de la realización de este trabajo. Por ayudarme a concluir un ciclo de mi vida y enseñarme el camino a uno nuevo, pero sobre todo por la amistad que me ha brindado.

A la *UNAM* y muy en especial a la *Facultad de Ingeniería*, por brindarme la gran oportunidad de tener la mejor educación y por sobre todo la de conocer el valor de ser un universitario.

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

A mis *amigos* de la Facultad de Ingeniería, con quienes compartí los mejores y peores momentos de la carrera. A los que espero poder conservar el resto de mi vida.

A mis *profesores* de la Facultad de Ingeniería, de quienes aprendí algunas de las cosas más interesantes de la ingeniería civil.

Al Ing. *Pablo Iván Ángeles*, por los comentarios hecho al inicio y durante la realización de este trabajo.



## REFERENCIAS

- Alcocer, S M, Murià, D y Peña, J I (1999), “Comportamiento dinámico de muros de mampostería confinada”, *UNAM, Instituto de Ingeniería*, Series del Instituto de Ingeniería 616, México.
- Astroza, I. y Schmidt, A (2004), “Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño”, *Revista de Ingeniería Sísmica* **70**, 59-75
- Bazán, E y Meli, R (2002), “Diseño sísmico de edificios”, Limusa, México DF.
- Elorduy, J y Rosenblueth, E (1968), “Torsiones sísmicas en edificios de un piso”, *UNAM, Instituto de Ingeniería*, Series del Instituto de Ingeniería 164, México
- Escobar, J A, Mendoza, A y Gómez, R (2004a), “Diseño simplificado por torsión sísmica estática”, *Revista de Ingeniería Sísmica* **70**, 77-107
- Escobar, J A, Cisneros, C M y Gómez, R (2004b), “Evaluación de criterios de diseño por torsión sísmica estática para edificios de varios pisos”, *Revista de Ingeniería Sísmica* **71**, 63-89
- Gallegos, H (1989), “Albañilería Estructural”, Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial, Lima, Perú.
- Gutiérrez, C, Santoyo, M A, Quaas, R, Ordaz, M, Guevara, E, Murià, D y Krishna, S (2001), “Sismos”, *Serie Fascículos, CENAPRED*, México.
- Hernández, O (1977), “Diseño y construcción de estructuras de mampostería. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, con comentarios y ejemplos”, *UNAM, Instituto de Ingeniería*, Series del Instituto de Ingeniería 403, México.
- Hernández, O, y Meli, R (1976), “Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería”, *UNAM, Instituto de Ingeniería*, Series del Instituto de Ingeniería 382, México.
- Kostoglodov, V y Pacheco, J V (1999), “Cien años de sismicidad en México”, *UNAM, Instituto de Geofísica*, Poster, México.
- López, J, Oller, S y Oñate, E (1998), “Cálculo del comportamiento de la mampostería mediante elementos finitos”, Monografía *CIMNE*, M46, España.
- Lourenco, P B (1996), “Computational strategies for masonry structures”, Tesis doctoral, Universidad Tecnológica de Delf, Delf University Press.
- Meli, R y Reyes, A (1971), “Propiedades mecánicas de la mampostería”, *UNAM, Instituto de Ingeniería*, Series del Instituto de Ingeniería 288, México.
- Meli, R (1975), “Comportamiento sísmico de muros de mampostería”, *UNAM, Instituto de Ingeniería*, Series del Instituto de Ingeniería 352, México.

NTCM-04 (2004), Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México.

NTCS-04 (2004), Normas técnicas complementarias para diseño por sismo, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México.

Orduña, A y Ayala, G (2001), “Análisis no lineal de muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales”, *Engharia Civil UM* **11**, 21-34.

Padilla, A y Saldaña, S (1995), “Comportamiento de muros de mampostería bajo la acción de fuerza cortante”, Tesis de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Páez, A, Escobar J A, y Gómez, R (1999), “Diseño de edificios por torsión, una tendencia alternativa”, XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia Mich, Vol II, 1081-1090.

RCDF (2004), Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México.

Reyes, J C (1999), “El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios”, Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Sánchez, T A (1995), “Diseño y construcción de estructuras de mampostería”, *CENAPRED*, México.

Tena, M y Miranda, E (2003), “Capítulo 4. Comportamiento mecánico de la mampostería”, Edificaciones de mampostería, Fundación ICA, A C, 101-130.

Tomažević, M (1999), “Earthquake-Resistant design of Masonry Buildings”, Imperial College Press, República de Singapur.

## BIBLIOGRAFÍA

Ángeles, P I (2009), “Diseño por torsión sísmica de estructuras de mampostería” Tesis de Ingeniero Civil, Facultad de Estudios Superiores Acatlán, UNAM, México.

Ángeles, P I y Escobar, J A (2009), “Torsión sísmica en edificios de mampostería”, XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puebla Pue, CDROM.

CSI, (2005), *ETABS, Analysis Reference*, Vols. I y II, Computers and Structures Inc., Berkeley California, EUA.

Escobar, J A, Gómez, R, Loera, S, Mendoza, C J y Murià, D (2009), “Apoyo técnico especializado en aspectos estructurales de la línea 12 del sistema de transporte colectivo”, *UNAM, Instituto de ingeniería*, Informe Parcial proyecto 9549, México.

Hernández, O y Meli, R (1975). “Efectos de hundimientos diferenciales en construcciones a base de muros de mampostería”, *UNAM, Instituto de Ingeniería*, Series del Instituto de Ingeniería 350, México.

Hernández, O (1975). “Recomendaciones para el diseño y construcción de estructuras de mampostería” *UNAM, Instituto de Ingeniería*, Series del Instituto de Ingeniería 351, México.

Kan-Ning, L (1996), “Three-dimensional Nonlinear Dynamic Structural Analysis Computer Program Package”, Manual del usuario, República de Singapur.

Kan-Ning, L (1996), “Three-dimensional Nonlinear Dynamic Structural Analysis Computer Program Package”, Manual técnico, República de Singapur.

Lima, I F (2008), “Revisión de un requisito adicional para el diseño de estructuras sujetas a torsión”, Tesis de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Meli, R (1992), “Comentarios y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería, DDF”, *UNAM, Instituto de Ingeniería*, Series del Instituto de Ingeniería ES-4, México.

NTCCA-04 (2004), Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México.

Trejo, J (2007), “Propuesta de requisito de diseño para torsión sísmica”, Tesis de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.



## APÉNDICE A. CALIBRACIÓN DEL MODELO NO LINEAL PARA LA MAMPOSTERÍA

Para modelar una estructura en el programa CANNY-E, es necesario definir las siguientes características de la estructura:

- **Datos de control.** Son las unidades en que se estarán definiendo los valores de fuerza, tiempo y temperatura. Por otra parte también incluyen el tipo de análisis que se desea aplicar a la estructura (análisis estático o dinámico).
- **Definición de nodos.** Se definen de acuerdo con las características de la estructura. Para estructuras de mampostería se deben de definir de acuerdo con las intersecciones entre muros y en las esquinas de los mismos.
- **Definición de marcos.** Se deberán definir de acuerdo con las características de las estructuras. Para las estructuras de mampostería se deben de definir en cada eje de muro y en cada esquina de los mismos. Los marcos se definirán en las dos direcciones ortogonales de análisis y serán paralelos a éstas.
- **Losas o nivel de piso.** Se deberán definir una por cada piso y se incluirá la del nivel de apoyo, las características necesarias para definirla son: grados de libertad, la altura en la que se encuentra el piso, el centro de masa, peso de entrepiso y la masa rotacional.
- **Elementos estructurales.** Los elementos estructurales se definen de acuerdo con el elemento correspondiente. Para mayor información acerca de cómo se deberá definir cada elemento estructural, se recomienda al lector consultar el manual de usuario del programa CANNY-E.
- **Parámetros de histéresis.** Definen las características de los modelos de histéresis de los elementos estructurales que componen a la estructura.
- **Cargas.** Corresponde al sistema de fuerzas que actúan sobre la estructura analizada. Estas cargas puede ser del tipo estático, reversible, dinámicas, etc. También CANNY-E es capaz de analizar las estructuras bajo la acción de una historia de aceleraciones del suelo.

Para definir las características antes mencionadas, se crea un archivo de datos con extensión *\*.dat*. Este archivo será el que lea el programa PRECANNY, el cual crea, a partir de ese archivo, un archivo binario de la estructura.

A continuación se presenta dicho archivo, creado para definir las características del Muro 7 (Muro-7.dat).

### Archivo “Muro-7.dat”

```
// analysis assumptions and options
```

```
title= MAMPOSTERÍA MULTIPERFORADA BAJO LA ACCIÓN DE FUERZA CORTANTE
```

```
title= Muro 7
```

```
force unit = kg
```

```
length unit= m
```

```
time unit = s
```

```

gravity acceleration is 9.81
2-dimensional analysis in X-direction
static analysis
output of overall response at floor levels
output of overall response at shear panel
output of shear panel response
output extreme response

//frame locations
frame X1 : X0 = 0.0
frame X2 : X0 = 1.61
frame Y1 : Y0 = 0.0

//node locations
X1 to X2 , Y1, 1F to 2F

//floor level
2F (rigid floor with x translation, above 1F): Z=1.66 G(0.805, 0.0), W=300.0
1F (footing floor, fixed support): Z=0

// shear panel data
out Y1 X1 to X2 1 to 2-floor BU10 TU10 SU81 AU90 0.805 0 0

//stiffness and hysteresis parameters
/* propiedades del Muro 7
U10 15 350.53e+6 0.0417 3395.45 -3395.45 4244.32 -4244.32 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0
U81 1 140.21e+6 0.1932
U90 1 350.53e+6 0.0457

//control data of static analysis
check displacement at 2-floor level
displacement limit 0.001
load Px=300.0 P at 2F in X-direction

/*Primera etapa de carga
loading to 0 by increment 1
loading to 8 by increment 1

loading to 8 by increment -1
loading to 0 by increment -1

/*Segunda etapa de carga
loading to 0 by increment -1
loading to -8 by increment -1

loading to -8 by increment 1
loading to 0 by increment 1

/*Tercera etapa de carga
loading to 0 by increment 1
loading to 17 by increment 1

loading to 17 by increment -1
loading to 0 by increment -1

```

```

/*Cuarta etapa de carga
loading to 0 by increment -1
loading to -17 by increment -1

loading to -17 by increment 1
loading to 0 by increment 1

/*Quinta etapa de carga
loading to 0 by increment 1
loading to 26 by increment 1

loading to 26 by increment -1
loading to 0 by increment -1

/*Sexta etapa de carga
loading to 0 by increment -1
loading to -26 by increment -1

loading to -26 by increment 1
loading to 0 by increment 1

/*Séptima etapa de carga
loading to 0 by increment 1
loading to 29 by increment 1

//

```

**Fin del archivo “Muro-7.dat”**

Para que el programa CANNY-E proporcione resultados, es necesario crea un archivo de texto con la extensión *\*.pos*. En este se solicitan los resultados que se deseen conocer del análisis realizado a la estructura.

A continuación se presenta dicho archivo, para el Muro 7 (Muro-7.pos).

**Archivo “Muro-7.pos”**

```

floor level force : Muro-7fzas.fpi
floor level displacement : Muro-7desp.dpi
story shear : Muro-7cte.cpi
interstory displacement :Muro-7drift.dft
shear panel force-displacement : Muro-7panel.pan
shear panel at Y1 X1 to X2 1F to 2F

```

**Fin del archivo “Muro-7.pos”**

**APÉNDICE B. MODELO ANALÍTICO DE LA ESTRUCTURA E1-2N****Archivo "E1-2.dat"**

```
// analysis assumptions and options

title= Casa Habitación 2 niveles Modelo E1-2N
/*Combinación de acciones No. 2
force unit = kg
length unit= m
time unit = s

to do dynamic analysis of a building structure
including floor rotation of rigid floor levels
gravity acceleration is 9.81
completely fixed base

output of overall response at floor levels
output of period time history
output of node displacement response
output of node velocity response
output of node acceleration response
output of overall response at shear panel
output of shear panel response
output extreme response

//control data of dynamic response
X translation at 2F to 3F
Y translation at 2F to 3F
Z rotation at 2F to 3F
integration 1-step for one acceleration data
integration time interval 0.01
start time 0.0 end time 183.51
Newmark method using Beta-value 0.25
binary output of response results at every 1-step
damping coefficient 0.1 proportional to mass matrix [M]
damping coefficient 0.1 proportional to instantaneous stiffness [K]
damping coefficient 0.1 proportional to initial stiffness [K0]
scale factor 0.01 to X-EQ file =SCT.EW
scale factor 0.01 to Y-EQ file =SCT.NS
scale factor 0.0 to Z-EQ file =
check displacement at 3-floor level
check displacement at 2-floor level

//frame locations
/*en dirección "y"
/* eje "A"
frame X1 : X0 = 0.0
/* eje "B"
frame X2 : X0 = 1.5
/* eje "C"
frame X3 : X0 = 4.5
frame X4 : X0 = 6.5
```

```
/* eje "D"
frame X5 : X0 = 7.5
frame X6 : X0 = 8.5
frame X7 : X0 = 10.0
/* eje "e"
frame X8 : X0 = 12.0

/*en dirección "x"
/* eje "1"
frame Y1 : Y0 = 0.0
/* eje "2"
frame Y2 : Y0 = 4.0
/* eje "3"
frame Y3 : Y0 = 5.0
/* eje "4"
frame Y4 : Y0 = 6.0
frame Y5 : Y0 = 7.0
frame Y6 : Y0 = 9.0
/* eje "5"
frame Y7 : Y0 = 10.0

//node locations
X1, Y1, 1F to 3F
X1, Y3, 1F to 3F
X1, Y7, 1F to 3F

X2, Y1, 1F to 3F
X2, Y2, 1F to 3F
X2, Y3, 1F to 3F
X2, Y6, 1F to 3F

X3, Y1, 1F to 3F
X3, Y2, 1F to 3F
X3, Y3, 1F to 3F
X3, Y4, 1F to 3F
X3, Y7, 1F to 3F

X4, Y7, 1F to 3F

X5, Y4, 1F to 3F
X5, Y5, 1F to 3F
X5, Y7, 1F to 3F

X6, Y2, 1F to 3F

X7, Y4, 1F to 3F
X7, Y7, 1F to 3F

X8, Y1, 1F to 3F
X8, Y2, 1F to 3F
X8, Y4, 1F to 3F
X8, Y7, 1F to 3F

//floor level
3F (rigid floor with rotation, above 2F): Z=7.00 G(4.61,4.98), W=107079.09, Rj=221944.427
2F (rigid floor with rotation, above 1F): Z=4.00 G(4.46,4.98), W=127371.21, Rj=264004.207
```

1F (footing floor, fixed support): Z=0

//shear panel data

/\*Muros en dirección "X"

/\*Muro 1

/\* 1-1 (longitud l=1.5 m)

out Y1 X1 to X2 2 to 3-floor BU10 TU10 SU70 AU100 0.75 0 0

out Y1 X1 to X2 1 to 2-floor BU11 TU11 SU70 AU102 0.75 0 0

/\* 1-2 (l=3 m)

out Y1 X2 to X3 2 to 3-floor BU12 TU12 SU71 AU100 1.50 0 0

out Y1 X2 to X3 1 to 2-floor BU13 TU13 SU71 AU102 1.50 0 0

/\* 1-3 (l=7.5 m)

out Y1 X3 to X8 2 to 3-floor BU14 TU14 SU72 AU100 3.75 0 0

out Y1 X3 to X8 1 to 2-floor BU15 TU15 SU72 AU102 3.75 0 0

/\*Muro 2 (3.5 m)

out Y2 X6 to X8 2 to 3-floor BU16 TU16 SU73 AU100 1.75 0 0

out Y2 X6 to X8 1 to 2-floor BU17 TU17 SU73 AU102 1.75 0 0

/\*Muro 3

/\* 3-1 (l=1.5 m)

out Y3 X1 to X2 2 to 3-floor BU18 TU18 SU70 AU100 0.75 0 0

out Y3 X1 to X2 1 to 2-floor BU19 TU19 SU70 AU102 0.75 0 0

/\* 3-2 (l=3 m)

out Y3 X2 to X3 2 to 3-floor BU20 TU20 SU71 AU100 1.50 0 0

out Y3 X2 to X3 1 to 2-floor BU21 TU21 SU71 AU102 1.50 0 0

/\*Muro 4

/\* 4-1 (l=3 m)

out Y4 X3 to X5 2 to 3-floor BU22 TU22 SU71 AU100 1.50 0 0

out Y4 X3 to X5 1 to 2-floor BU23 TU23 SU71 AU102 1.50 0 0

/\* 4-2 (l=2 m)

out Y4 X7 to X8 2 to 3-floor BU24 TU24 SU74 AU100 1.00 0 0

out Y4 X7 to X8 1 to 2-floor BU25 TU25 SU74 AU102 1.00 0 0

/\*Muro 5

/\* 5-1 (l=4.5 m)

out Y7 X1 to X3 2 to 3-floor BU26 TU26 SU75 AU100 2.25 0 0

out Y7 X1 to X3 1 to 2-floor BU27 TU27 SU75 AU102 2.25 0 0

/\* 5-2 (l=2 m)

out Y7 X3 to X4 2 to 3-floor BU28 TU28 SU74 AU100 1.00 0 0

out Y7 X3 to X4 1 to 2-floor BU29 TU29 SU74 AU102 1.00 0 0

/\* 5-3

out Y7 X7 to X8 2 to 3-floor BU28 TU28 SU74 AU100 1.00 0 0

out Y7 X7 to X8 1 to 2-floor BU29 TU29 SU74 AU102 1.00 0 0

/\* Muros en dirección "Y"

/\*Muro A

/\* A-1 (l=5 m)

out X1 Y1 to Y3 2 to 3-floor BU30 TU30 SU76 AU101 2.50 0 0

out X1 Y1 to Y3 1 to 2-floor BU31 TU31 SU76 AU103 2.50 0 0

/\* A-2 (l=5 m)

out X1 Y3 to Y7 2 to 3-floor BU30 TU30 SU76 AU101 2.50 0 0

out X1 Y3 to Y7 1 to 2-floor BU31 TU31 SU76 AU103 2.50 0 0

/\*Muro B

```

/* B-1 (l=4 m)
out X2 Y1 to Y2 2 to 3-floor BU32 TU32 SU77 AU101 2.00 0 0
out X2 Y1 to Y2 1 to 2-floor BU33 TU33 SU77 AU103 2.00 0 0
/* B-2 (l=4 m)
out X2 Y3 to Y6 2 to 3-floor BU32 TU32 SU77 AU101 2.00 0 0
out X2 Y3 to Y6 1 to 2-floor BU33 TU33 SU77 AU103 2.00 0 0

/*Muro C
/* C-1 (l=4 m)
out X3 Y1 to Y2 2 to 3-floor BU34 TU34 SU77 AU101 2.00 0 0
out X3 Y1 to Y2 1 to 2-floor BU35 TU35 SU77 AU103 2.00 0 0
/* C-2 (l=4 m)
out X3 Y4 to Y7 2 to 3-floor BU34 TU34 SU77 AU101 2.00 0 0
out X3 Y4 to Y7 1 to 2-floor BU35 TU35 SU77 AU103 2.00 0 0

/*Muro D (l=3 m)
out X5 Y5 to Y7 2 to 3-floor BU36 TU36 SU78 AU101 1.50 0 0
out X5 Y5 to Y7 1 to 2-floor BU37 TU37 SU78 AU103 1.50 0 0

//stiffness and hysteresis parameters
/*Propiedades a flexión (Bottom y Top)
/*Muros en dirección "X"
/*Muro 1-1
U10 15 91.75e+6 0.039 8089.08 -8089.08 10111.35 -10111.35 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0
U11 15 91.75e+6 0.039 13535.60 -13535.60 16919.50 -16919.50 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0
/*Muro 1-2
U12 15 91.75e+6 0.315 16178.16 -16178.16 20222.69 -20222.69 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0
U13 15 91.75e+6 0.315 27071.19 -27071.19 33838.99 -33838.99 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0
/*Muro 1-3
U14 15 91.75e+6 4.922 40445.39 -40445.39 50556.74 -50556.74 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0
U15 15 91.75e+6 4.922 67677.99 -67677.99 84597.48 -84597.48 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

/*Muro 2
U16 15 91.75e+6 0.500 22900.22 -22900.22 28625.27 -28625.27 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0
U17 15 91.75e+6 0.500 40452.34 -40452.34 50565.43 -50565.43 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

/*Muro 3-1
U18 15 91.75e+6 0.039 7916.46 -7916.46 9895.57 -9895.57 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0
U19 15 91.75e+6 0.039 14343.12 -14343.12 17928.90 -17928.90 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0
/*Muro 3-2
U20 15 91.75e+6 0.315 15832.92 -15832.92 19791.14 -19791.14 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0
U21 15 91.75e+6 0.315 28686.23 -28686.23 35857.79 -35857.79 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

/*Muro 4-1
U22 15 91.75e+6 0.315 18039.43 -18039.43 22549.28 -22549.28 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0
U23 15 91.75e+6 0.315 32116.57 -32116.57 40145.71 -40145.71 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0
/*Muro 4-2
U24 15 91.75e+6 0.093 12026.29 -12026.29 15032.86 -15032.86 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0
U25 15 91.75e+6 0.093 21411.05 -21411.05 26763.81 -26763.81 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

/*Muro 5-1
U26 15 91.75e+6 1.063 24033.10 -24033.10 30041.37 -30041.37 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0
U27 15 91.75e+6 1.063 40159.12 -40159.12 50198.90 -50198.90 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0
/*Muro 5-2 y 5-3
U28 15 91.75e+6 0.093 10681.38 -10681.38 13351.72 -13351.72 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0
U29 15 91.75e+6 0.093 17848.50 -17848.50 22310.62 -22310.62 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

```

/\* Muros en dirección "Y"

/\*Muro A-1 y A-2

U30 15 91.75e+6 2.917 47780.91 -47780.91 59726.13 -59726.13 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0

U31 15 91.75e+6 2.917 71099.88 -71099.88 88874.84 -88874.84 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0

/\*Muro B-1 y B-2

U32 15 91.75e+6 1.493 40830.91 -40830.91 51038.64 -51038.64 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0

U33 15 91.75e+6 1.493 63577.05 -63577.05 79471.32 -79471.32 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0

/\*Muro C-1 y C-2

U34 15 91.75e+6 1.493 42315.19 -42315.19 52893.99 -52893.99 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0

U35 15 91.75e+6 1.493 66722.01 -66722.01 83402.52 -83402.52 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0

/\*Muro D

U36 15 91.75e+6 0.630 32013.59 -32013.59 40016.99 -40016.99 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0

U37 15 91.75e+6 0.630 51514.87 -51514.87 64393.59 -64393.59 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0

/\*Propiedades a cortante

/\*Muro 1-1, 3-1

U70 1 36.70e+6 0.21

/\*Muro 1-2, 3-2, 4-1

U71 1 36.70e+6 0.42

/\*Muro 1-2

U72 1 36.70e+6 1.05

/\*Muro 2

U73 1 36.70e+6 0.49

/\*Muro 4-2

U74 1 36.70e+6 0.28

/\*Muro 5-1

U75 1 36.70e+6 0.63

/\*Muro A-1 y A-2

U76 1 36.70e+6 1.40

/\*Muro B-1, B-2, C-1 y C-2

U77 1 36.70e+6 1.12

/\*Muro B-1, B-2, C-1 y C-2

U78 1 36.70e+6 0.84

/\* Propiedades a carga axial

/\*Muros nivel 2

/\*dirección "X"

U100 1 91.75e+6 0.315

/\*dirección "Y"

U101 1 91.75e+6 0.630

/\*Muro nivel 1

/\*dirección "X"

U102 1 91.75e+6 0.707

/\*dirección "Y"

U103 1 91.75e+6 1.493

//

**Fin del archivo "E1-2.dat"**

**Archivo “E1-2.pos”**

global damage index : E1-2dano.ida  
 period time history : E1-2per.per  
 floor level force : E1-2fzas.fpi  
 floor level displacement : E1-2desp.dpi  
 floor level acceleration : E1-2acel.api  
 floor level velocity : E1-2fvel.vpi  
 story shear : E1-2cte.cpi  
 interstory displacement : E1-2drift.dft  
 shear panel energy : E1-2energy.ene  
     shear panel at Y4 X3 to X5 1F to 2F  
     shear panel at Y4 X3 to X5 2F to 3F  
 shear panel force-displacement : E1-2panel.pan  
     shear panel at X5 Y5 to Y7 1F to 2F  
     shear panel at X5 Y5 to Y7 2F to 3F

**Fin del archivo “E1-2.pos”**

**APÉNDICE C. MODELO ANALÍTICO DE LA ESTRUCTURA E2-2N****Archivo “E2-1.dat”**

```

// analysis assumptions and options

title= Casa Habitación 2 niveles Modelo E2-2N
/*Combinación de acciones No. 1
force unit = kg
length unit= m
time unit = s

to do dynamic analysis of a building structure
including floor rotation of rigid floor levels
gravity acceleration is 9.81
completely fixed base

output of overall response at floor levels
output of period time history
output of node displacement response
output of node velocity response
output of node acceleration response
output of overall response at shear panel
output of shear panel response
output extreme response

//control data of dynamic response
X translation at 2F to 3F
Y translation at 2F to 3F
Z rotation at 2F to 3F
integration 1-step for one acceleration data
  
```

integration time interval 0.01  
 start time 0.0 end time 183.51  
 Newmark method using Beta-value 0.25  
 binary output of response results at every 1-step  
 damping coefficient 0.1 proportional to mass matrix [M]  
 damping coefficient 0.1 proportional to instantaneous stiffness [K]  
 damping coefficient 0.1 proportional to initial stiffness [K0]  
 scale factor 0.01 to X-EQ file =SCT.NS  
 scale factor 0.01 to Y-EQ file =SCT.EW  
 scale factor 0.0 to Z-EQ file =  
 check displacement at 3-floor level  
 check displacement at 2-floor level

//frame locations  
 /\*en dirección "y"  
 /\* eje "A"  
 frame X1 : X0 = 0.0  
 /\* eje "B"  
 frame X2 : X0 = 2.0  
 /\* eje "C"  
 frame X3 : X0 = 4.5  
 frame X4 : X0 = 6.5  
 /\* eje "D"  
 frame X5 : X0 = 7.5  
 frame X6 : X0 = 8.5  
 frame X7 : X0 = 10.0  
 /\* eje "E"  
 frame X8 : X0 = 12.0

/\*en dirección "x"  
 /\* eje "1"  
 frame Y1 : Y0 = 0.0  
 frame Y2 : Y0 = 3.0  
 /\* eje "2"  
 frame Y3 : Y0 = 4.0  
 /\* eje "3"  
 frame Y4 : Y0 = 5.0  
 /\* eje "4"  
 frame Y5 : Y0 = 6.0  
 frame Y6 : Y0 = 7.0  
 frame Y7 : Y0 = 8.0  
 /\* eje "5"  
 frame Y8 : Y0 = 10.0

//node locations  
 X1, Y1, 1F to 3F  
 X1, Y2, 1F to 3F  
 X1, Y4, 1F to 3F  
 X1, Y7, 1F to 3F  
 X1, Y8, 1F to 3F

X2, Y1, 1F to 3F  
 X2, Y2, 1F to 3F  
 X2, Y4, 1F to 3F  
 X2, Y7, 1F to 3F

X3, Y1, 1F to 3F  
 X3, Y3, 1F to 3F  
 X3, Y4, 1F to 3F  
 X3, Y5, 1F to 3F  
 X3, Y8, 1F to 3F

X4, Y1, 1F to 3F

X5, Y5, 1F to 3F  
 X5, Y6, 1F to 3F  
 X5, Y8, 1F to 3F

X6, Y1, 1F to 3F  
 X6, Y3, 1F to 3F

X7, Y5, 1F to 3F  
 X7, Y8, 1F to 3F

X8, Y1, 1F to 3F  
 X8, Y2, 1F to 3F  
 X8, Y3, 1F to 3F  
 X8, Y5, 1F to 3F  
 X8, Y7, 1F to 3F  
 X8, Y8, 1F to 3F

//floor level

3F (rigid floor with rotation, above 2F): Z=7.00 G(5.66,4.92), W=98446.83, Rj=204052.213  
 2F (rigid floor with rotation, above 1F): Z=4.00 G(5.62,4.91), W=107229.27, Rj=222255.707  
 1F (footing floor, fixed support): Z=0

//shear panel data

/\*Muros en dirección "X"

/\* Muro 1

/\* 1-1 (longitud l=2.0 m)

out Y1 X1 to X2 2 to 3-floor BU10 TU10 SU70 AU100 1.00 0 0

out Y1 X1 to X2 1 to 2-floor BU11 TU11 SU70 AU101 1.00 0 0

/\* 1-2 (l=2.5 m)

out Y1 X2 to X3 2 to 3-floor BU12 TU12 SU71 AU100 1.25 0 0

out Y1 X2 to X3 1 to 2-floor BU13 TU13 SU71 AU101 1.25 0 0

/\* 1-3 (l=2.0 m)

out Y1 X3 to X4 2 to 3-floor BU10 TU10 SU70 AU100 1.00 0 0

out Y1 X3 to X4 1 to 2-floor BU11 TU11 SU70 AU101 1.00 0 0

/\* 1-4 (l=3.5 m)

out Y1 X6 to X8 2 to 3-floor BU14 TU14 SU72 AU100 1.75 0 0

out Y1 X6 to X8 1 to 2-floor BU15 TU15 SU72 AU101 1.75 0 0

/\* Muro 2 (l=3.5 m)

out Y3 X6 to X8 2 to 3-floor BU16 TU16 SU72 AU100 1.75 0 0

out Y3 X6 to X8 1 to 2-floor BU17 TU17 SU72 AU101 1.75 0 0

/\* Muro 3

/\* 3-1 (l=2.0 m)

out Y4 X1 to X2 2 to 3-floor BU18 TU18 SU70 AU100 1.00 0 0

out Y4 X1 to X2 1 to 2-floor BU19 TU19 SU70 AU101 1.00 0 0

/\* 3-2 (l=2.5 m)

out Y4 X2 to X3 2 to 3-floor BU20 TU20 SU71 AU100 1.25 0 0

out Y4 X2 to X3 1 to 2-floor BU21 TU21 SU71 AU101 1.25 0 0

/\* Muro 4

/\* 4-1 (l=3.0 m)

out Y5 X3 to X5 2 to 3-floor BU22 TU22 SU73 AU100 1.50 0 0

out Y5 X3 to X5 1 to 2-floor BU23 TU23 SU73 AU101 1.50 0 0

/\* 4-2 (l=2.0 m)

out Y5 X7 to X8 2 to 3-floor BU24 TU24 SU70 AU100 1.00 0 0

out Y5 X7 to X8 1 to 2-floor BU25 TU25 SU70 AU101 1.00 0 0

/\* Muro 5

/\* 5-1 (l=4.5 m)

out Y8 X1 to X3 2 to 3-floor BU26 TU26 SU74 AU100 2.25 0 0

out Y8 X1 to X3 1 to 2-floor BU27 TU27 SU74 AU101 2.25 0 0

/\* 5-2 (l=3.0 m)

out Y8 X3 to X5 2 to 3-floor BU28 TU28 SU73 AU100 1.50 0 0

out Y8 X3 to X5 1 to 2-floor BU29 TU29 SU73 AU101 1.50 0 0

/\* 5-3 (l=2.0 m)

out Y8 X7 to X8 2 to 3-floor BU30 TU30 SU70 AU100 1.00 0 0

out Y8 X7 to X8 1 to 2-floor BU31 TU31 SU70 AU101 1.00 0 0

/\* Muros en dirección "Y"

/\* Muro A

/\* A-1 (l=3.0 m)

out X1 Y1 to Y2 2 to 3-floor BU32 TU32 SU73 AU100 1.50 0 0

out X1 Y1 to Y2 1 to 2-floor BU33 TU33 SU73 AU101 1.50 0 0

/\* A-2 (l=3.0 m)

out X1 Y4 to Y7 2 to 3-floor BU32 TU32 SU73 AU100 1.50 0 0

out X1 Y4 to Y7 1 to 2-floor BU33 TU33 SU73 AU101 1.50 0 0

/\* Muro B

/\* B-1 (l=3.0 m)

out X2 Y1 to Y2 2 to 3-floor BU34 TU34 SU73 AU100 1.50 0 0

out X2 Y1 to Y2 1 to 2-floor BU35 TU35 SU73 AU101 1.50 0 0

/\* B-2 (l=3.0 m)

out X2 Y4 to Y7 2 to 3-floor BU34 TU34 SU73 AU100 1.50 0 0

out X2 Y4 to Y7 1 to 2-floor BU35 TU35 SU73 AU101 1.50 0 0

/\* Muro C

/\* C-1 (l=4.0 m)

out X3 Y1 to Y3 2 to 3-floor BU36 TU36 SU75 AU100 2.00 0 0

out X3 Y1 to Y3 1 to 2-floor BU37 TU37 SU75 AU101 2.00 0 0

/\* C-2 (l=4.0 m)

out X3 Y5 to Y8 2 to 3-floor BU36 TU36 SU75 AU100 2.00 0 0

out X3 Y5 to Y8 1 to 2-floor BU37 TU37 SU75 AU101 2.00 0 0

/\* Muro D (l=3.0 m)

out X5 Y6 to Y8 2 to 3-floor BU38 TU38 SU73 AU100 1.50 0 0

out X5 Y6 to Y8 1 to 2-floor BU39 TU39 SU73 AU101 1.50 0 0

/\* Muro E

/\* E-1 (l=3.0 m)

out X8 Y1 to Y2 2 to 3-floor BU40 TU40 SU73 AU100 1.50 0 0

out X8 Y1 to Y2 1 to 2-floor BU41 TU41 SU73 AU101 1.50 0 0

/\* E-2 (l=2.0 m)

out X8 Y5 to Y7 2 to 3-floor BU42 TU42 SU70 AU100 1.00 0 0

out X8 Y5 to Y7 1 to 2-floor BU43 TU43 SU70 AU101 1.00 0 0

//stiffness and hysteresis parameters

/\*Propiedades a flexión (Bottom y Top)

/\*Muros en dirección "X"

/\*Muro 1-1 y 1-3

U10 15 91.75e+6 0.093 9982.06 -9982.06 12477.58 -12477.58 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

U11 15 91.75e+6 0.093 15789.10 -15789.10 19736.37 -19736.37 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

/\*Muro 1-2

U12 15 91.75e+6 0.182 12477.58 -12477.58 15596.97 -15596.97 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

U13 15 91.75e+6 0.182 19736.37 -19736.37 24670.46 -24670.46 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

/\*Muro 1-4

U14 15 91.75e+6 0.500 17468.61 -17468.61 21835.76 -21835.76 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

U15 15 91.75e+6 0.500 27630.92 -27630.92 34538.65 -34538.65 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

/\*Muro 2

U16 15 91.75e+6 0.500 19593.98 -19593.98 24492.47 -24492.47 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

U17 15 91.75e+6 0.500 31790.26 -31790.26 39737.83 -39737.83 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

/\*Muro 3-1

U18 15 91.75e+6 0.093 9948.24 -9948.24 12435.30 -12435.30 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

U19 15 91.75e+6 0.093 16370.45 -16370.45 20463.06 -20463.06 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

/\*Muro 3-2

U20 15 91.75e+6 0.182 12435.30 -12435.30 15544.12 -15544.12 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

U21 15 91.75e+6 0.182 20463.06 -20463.06 25578.83 -25578.83 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

/\*Muro 4-1

U22 15 91.75e+6 0.315 15964.96 -15964.96 19956.20 -19956.20 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

U23 15 91.75e+6 0.315 25435.55 -25435.55 31794.43 -31794.43 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

/\*Muro 4-2

U24 15 91.75e+6 0.093 10643.31 -10643.31 13304.14 -13304.14 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

U25 15 91.75e+6 0.093 16957.03 -16957.03 21196.29 -21196.29 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

/\*Muro 5-1

U26 15 91.75e+6 1.063 22246.92 -22246.92 27808.65 -27808.65 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

U27 15 91.75e+6 1.063 33596.95 -33596.95 41996.18 -41996.18 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

/\*Muro 5-2

U28 15 91.75e+6 0.315 14831.28 -14831.28 18539.10 -18539.10 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

U29 15 91.75e+6 0.315 22397.97 -22397.97 27997.46 -27997.46 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

/\*Muro 5-3

U30 15 91.75e+6 0.093 9887.52 -9887.52 12359.40 -12359.40 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

U31 15 91.75e+6 0.093 14931.98 -14931.98 18664.97 -18664.97 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

/\* Muros en dirección "Y"

/\*Muro A-1 y A-2

U32 15 91.75e+6 0.315 15263.40 -15263.40 19079.24 -19079.24 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

U33 15 91.75e+6 0.315 24255.51 -24255.51 30319.39 -30319.39 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

/\*Muro B-1 y B-2

U34 15 91.75e+6 0.315 15724.56 -15724.56 19655.69 -19655.69 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

U35 15 91.75e+6 0.315 25297.11 -25297.11 31621.39 -31621.39 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

/\*Muro C-1 y C-2

U36 15 91.75e+6 0.747 20331.03 -20331.03 25413.79 -25413.79 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

U37 15 91.75e+6 0.747 31022.45 -31022.45 38778.06 -38778.06 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0 0

/\*Muro D

U38 15 91.75e+6 0.315 15626.28 -15626.28 19532.84 -19532.84 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0  
 U39 15 91.75e+6 0.315 23677.59 -23677.59 29596.99 -29596.99 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0

/\*Muro E-1

U40 15 91.75e+6 0.315 16125.24 -16125.24 20156.54 -20156.54 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0  
 U41 15 91.75e+6 0.315 26887.07 -26887.07 33608.83 -33608.83 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0

/\*Muro E-2

U42 15 91.75e+6 0.093 10750.16 -10750.16 13437.70 -13437.70 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0  
 U43 15 91.75e+6 0.093 17924.71 -17924.71 22405.89 -22405.89 0.3 0 0.1 0.1 0 2 0 0 0 0

/\*Propiedades a cortante

/\*Muro 1-1, 1-3, 3-1, 4-2, 5-3 y

U70 1 36.70e+6 0.28

/\*Muro 1-2, 3-2

U71 1 36.70e+6 0.35

/\*Muro 1-4 y 2

U72 1 36.70e+6 0.49

/\*Muro 4-1, 5-2, A-1, A-2, B-1, B-2, D-1 y E-1

U73 1 36.70e+6 0.42

/\*Muro 5-1

U74 1 36.70e+6 0.63

/\*Muro C-1 y C-2

U75 1 36.70e+6 0.56

/\* Propiedades a carga axial

/\*Muros nivel 2

U100 1 91.75e+6 0.315

/\*Muro nivel 1

U101 1 91.75e+6 0.707

//

**Fin del archivo "E2-1.dat"**

**Archivo "E2-1.pos"**

global damage index : E2-1dano.ida  
 period time history : E2-1per.per  
 floor level force : E2-1fzas.fpi  
 floor level displacement : E2-1desp.dpi  
 floor level acceleration : E2-1acel.api  
 floor level velocity : E2-1fvel.vpi  
 story shear : E2-1cte.cpi  
 interstory displacement : E2-1drift.dft  
 shear panel energy : E2-1energy.ene  
     shear panel at Y5 X3 to X5 1F to 2F  
     shear panel at Y5 X3 to X5 2F to 3F  
 shear panel force-displacement : E2-1panel.pan  
     shear panel at X5 Y6 to Y8 1F to 2F  
     shear panel at X5 Y6 to Y8 2F to 3F

**Fin del archivo "E2-1.pos"**