

01/61 (15)



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

**EFFECTO DE LA VARIACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL EN  
LA RESPUESTA SÍSMICA INELÁSTICA DE EDIFICIOS  
TORSIONALMENTE ACOPLADOS**

PRESENTADA POR:

**JORGE ORTEGA VALDÉZ**

PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA  
(ESTRUCTURAS)**

DIRIGIDA POR:

M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ

299971

Ciudad Universitaria, 2001



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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

## DEDICATORIAS

A Dios.

A mis padres, Irma y J. Francisco, por darme su amor, confianza y el aliento para seguir adelante.

A mis hermanos, especialmente a Cecilia, por apoyarme en todo momento.

A Sofia, mi esposa, por brindarme apoyo y comprensión.

A Jorge Alonso, mi hijo, por llenar de felicidad nuestro hogar.

## AGRADECIMIENTOS

Se agradece al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología la beca que me fue otorgada durante mis estudios de maestría, y el apoyo económico recibido mediante el proyecto de investigación "Evaluación del Comportamiento Sísmico de Estructuras Asimétricas", con lo que fue posible la realización de esta tesis.

Al M. en I. Octavio García Domínguez, mi director de tesis, por compartir sus conocimientos, por su confianza, amistad, apoyo y paciencia que siempre me brindó desinteresadamente.

Agradezco a los profesores Dr. A. Gustavo Ayala Milián, Dr. Carlos J. Reyes Salinas, Dr. Eduardo Reinoso Angulo y Dr. Oscar López Bátiz, por dedicar parte de su tiempo en revisar esta tesis, para mejorarlo y enriquecerlo con sus valiosas observaciones y comentarios.

A mis profesores.

A mis compañeros del cubículo, familiares y amigos.

## RESUMEN

Se estudian los efectos de torsión en tres grupos de edificios de varios niveles con diferentes periodos fundamentales de vibrar, cuando incursionan en el rango de comportamiento inelástico por efecto de un sismo intenso. Se seleccionaron edificios de concreto reforzado de 4, 8 y 15 niveles con una relación de aspecto de la planta  $a / b = 1.5$ , regulares en elevación, desplantados sobre terreno blando y diseñados con base en el RCDF-93. Se consideraron diferentes grados de asimetría estructural producidos por distribuciones irregulares en planta de masas y/o rigideces.

La respuesta sísmica inelástica de los tres grupos de edificios se evaluó mediante el uso de superficies de capacidad última de corte y torque (SUCT), análogas a la propuesta en investigaciones recientes. Como parámetros complementarios, también se evaluó la variación del centro instantáneo de rigidez (CIR) y el centro instantáneo de cortante sísmico (CICS). Se utilizó como herramienta de análisis el programa de análisis no lineal CANNY-E, y como excitación sísmica el registro de la SCT obtenido el 19 de septiembre de 1985, en sus componentes horizontales.

# ÍNDICE

	<b>Página</b>
<b>RESUMEN</b>	i
<b>ÍNDICE</b>	ii
<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	1
<b>2. ANTECEDENTES</b>	5
<b>3. PARÁMETROS QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS ASIMÉTRICAS</b>	15
3.1 Criterios de análisis estático	15
3.1.1 Incertidumbres en rigideces	16
3.1.2 Efectos rotacionales inducidos en la base del edificio	16
3.2 Parámetros generales del comportamiento elástico e inelástico de estructuras asimétricas	16
<b>4. DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS DE EDIFICIOS ESTUDIADOS</b>	19
4.1 Modelos seleccionados, niveles y tipos de asimetría	19
4.2 Características geométricas y estructurales de los edificios	21
4.3 Dimensionamiento de los elementos estructurales	23
<b>5. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO</b>	25
5.1 Materiales	25
5.2 Análisis de cargas	28
5.3 Factores de Carga y Resistencia	29
5.4 Análisis estructural de los modelos	31
5.5 Condiciones y combinaciones de carga	31
5.6 Excentricidades de diseño	32
5.7 Desplazamientos laterales permisibles	32
5.8 Diseño de los edificios estudiados	33
<b>6. ANÁLISIS NO LINEAL DE LOS MODELOS</b>	33
6.1 Herramienta de análisis seleccionada	33
6.1.1 Programa de análisis no lineal CANNY-E	33
6.2 Consideraciones para la modelación estructural	34
6.3 Obtención de las propiedades de las secciones de los elementos	35
6.4 Modelos de elementos estructurales	35
6.4.1 Elemento viga	35

6.4.2 Elemento columna	36
6.4.3 Elemento muro o panel de cortante	39
6.5 Excitación sísmica	40
6.6 Marco de referencia para evaluar la respuesta no lineal	40
6.6.1 Superficie Última de Corte y Torque (SUCT)	41
6.6.2 Centro Instantáneo de Rigidez (CIR)	41
6.6.3 Centro Instantáneo de Cortante Sísmico (CICS)	42
<b>7. ANÁLISIS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS</b>	<b>43</b>
7.1 Edificios del grupo 1	43
7.1.1 Centro Instantáneo de Cortante Sísmico (CICS)	43
7.1.2 Centro Instantáneo de Rigidez (CIR)	44
7.1.3 Respuesta Cortante – Momento Torsionante	44
7.2 Edificios del grupo 2	56
7.2.1 Centro Instantáneo de Cortante Sísmico (CICS)	56
7.2.2 Centro Instantáneo de Rigidez (CIR)	56
7.2.3 Respuesta Cortante – Momento Torsionante	57
7.3 Edificios del grupo 3	74
7.3.1 Centro Instantáneo de Cortante Sísmico (CICS)	74
7.3.2 Centro Instantáneo de Rigidez (CIR)	74
7.3.3 Respuesta Cortante – Momento Torsionante	75
7.4 Ductilidades locales en los planos resistentes	94
<b>8. CONCLUSIONES, COMENTARIOS Y RECOMENDACIONES</b>	<b>107</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS</b>	<b>109</b>
<b>ANEXO 1</b>	<b>112</b>
<b>ANEXO 2</b>	<b>143</b>

# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

Cuando un edificio se somete a la acción de un sismo intenso, sus niveles experimentan simultáneamente, desplazamientos de traslación y rotación que producen torsiones en cada uno de los entrepisos, incrementando la fuerza cortante en algunos elementos estructurales y reduciéndola en otros. El acoplamiento entre estos desplazamientos se puede explicar por la no coincidencia entre la fuerza sísmica y la fuerza resistente, lo cual se acentúa principalmente en estructuras asimétricas en masas, rigideces y/o resistencias. Este último parámetro es importante cuando la estructura se comporta inelásticamente.

Durante sismos intensos como el de Michoacán en 1985, se observó que buena parte de los edificios dañados o colapsados presentaron problemas de acoplamiento torsional, Rosenblueth y Meli (1986), aún y cuando al parecer, fueron diseñados considerando, de manera explícita, las excentricidades que establecía la norma para diseño por torsión. Una de las características comunes que presentaban ese tipo de estructuras dañadas, fue la presencia de distribuciones asimétricas en masa, rigidez y/o resistencias. Estructuralmente hablando, estas asimetrías se modificaron cuando alguno o algunos de sus elementos resistentes sobrepasaron su resistencia de fluencia, cambiando la concepción estructural de diseño original y por lo tanto el comportamiento esperado.

Es bien sabido que las recomendaciones de diseño por torsión existentes en México hasta 1985, se basaron en resultados de investigaciones con modelos de comportamiento elástico lineal, lo que resulta incongruente con la filosofía que establecía el reglamento, ya que se aceptaba formalmente, como ahora, diferentes niveles de daño estructural y por lo tanto el comportamiento inelástico de las estructuras durante sismos intensos. Es evidente que el acoplamiento torsional que se presenta cuando una estructura incursiona en el intervalo no lineal de comportamiento por efecto de un sismo intenso, es un problema altamente complejo, en el cual su respuesta no puede ser estimada partiendo solamente de los parámetros estructurales elásticos (excentricidad estructural, distribución de rigideces y resistencias en planta, relación entre frecuencias traslacionales y rotacionales, etc.).

Recientemente se han realizado estudios orientados a entender el problema de la torsión en edificios y a tratar de determinar los parámetros que influyen en la respuesta, así como el impacto que tienen sobre ésta. Al respecto, gran parte de las investigaciones coinciden en que la respuesta estructural se ve fuertemente afectada por la distribución de resistencias de sus elementos estructurales en planta del edificio (Sadek y Tso, 1988), la cual es relevante en el comportamiento inelástico. Es importante mencionar que la mayoría de los estudios realizados se han basado en modelos estructurales tridimensionales simplificados de un nivel, con los que se ha intentado simular el comportamiento de edificios de varios niveles, sin embargo, los resultados obtenidos no han sido fácilmente extrapolables dada la cantidad de variables que determinan el comportamiento de las estructuras reales. Debido a esto se han realizado algunos estudios más elaborados con modelos de estructuras de varios niveles, que intentan representar



de manera más realista su respuesta, Zapata (1993), De la Colina (2000), sin embargo, hasta la fecha, los resultados han sido limitados.

Dada la complejidad del acoplamiento torsional inelástico que experimentan las estructuras asimétricas y la cantidad de parámetros que afectan su comportamiento sísmico, en el presente trabajo se propuso como objetivo principal estudiar y evaluar la influencia que pudiera tener la variación del periodo fundamental de vibrar en el comportamiento sísmico torsional de modelos de edificios reales, utilizando algunos de los sistemas estructurales más representativos de las construcciones existentes en la ciudad de México, sometidos a una excitación sísmica extraordinaria como el evento del 19 de septiembre de 1985. Los grupos de edificios seleccionados fueron estructuras de 4, 8 y 15 pisos, diseñados con base en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-93), con diferentes niveles de asimetría estructural proporcionada por distribuciones irregulares de masas y/o rigideces.

Para evaluar el comportamiento de los modelos estructurales estudiados, se calcularon las demandas de cortante vs torsión producidas en los entrepisos y se superpusieron sobre una envolvente de capacidad análoga a la propuesta por De la Llera y Chopra (1994), es decir, mediante una Superficie Última de falla de Corte y Torque (SUCT), que se define como el lugar geométrico de las combinaciones de fuerza cortante y momento torsionante con las que un entrepiso puede alcanzar su resistencia, estas combinaciones varían desde un cortante máximo y un momento torsionante nulo, hasta un momento torsionante máximo y un cortante nulo. La SUCT se considera una herramienta útil para evaluar la capacidad a corte y torsión de un entrepiso de una estructura.

Como parámetros complementarios, también se evaluó la variación de centro instantáneo de rigidez (CIR) y del centro instantáneo de cortante sísmico (CICS), estudiados por Chípol (2001). El CIR es equivalente al centro de torsión (CT) obtenido de un análisis estático, mientras que el CICS, es análogo al centroide de las resistencias de los elementos estructurales, proporcionada por el diseño. Los análisis no lineales se llevaron a cabo con ayuda del programa CANNY-E y como excitación sísmica se utilizó el registro de la SCT, correspondiente al sismo del 19 de septiembre de 1985. Finalmente se comparan los resultados obtenidos de este trabajo con aquellos obtenidos en estudios anteriores realizados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, los cuales se basaron en modelos de edificios simplificados de un nivel.

No se puede decir que el problema de la torsión acoplada está completamente resuelto, por lo que en este trabajo se sigue con la misma línea de investigación, adoptando modelos más realistas y evaluando el efecto de la variación del periodo fundamental de vibración, para tratar de entender este problema de torsión acoplada no lineal, con la finalidad de modificar o proponer normas de diseño sísmico para mejorar el comportamiento de las estructuras ante excitaciones sísmicas.

A continuación se presenta un resumen del contenido de este trabajo.

En el capítulo 1 se describe el problema de la torsión acoplada en estructuras asimétricas. Se discute la filosofía de diseño sísmico que considera el RCDF-93, además se señalan los parámetros más importantes que influyen en la respuesta sísmica torsional en el rango lineal y no lineal, según lo reportan algunas investigaciones recientes. Entre estos parámetros se pueden

mencionar: *la distribución en planta de las resistencias, la relación de frecuencias desacopladas, el periodo lateral de vibrar, la excentricidad estructural, etc.* Para los fines de este trabajo, se seleccionaron tres grupos de edificios de 4, 8 y 15 niveles, con diferentes niveles y tipos de asimetría estructural, representativos del tipo de construcciones existentes en la ciudad de México. Para evaluar el comportamiento de los modelos propuestos, se calcularon las demandas de *cortante vs momento torsionante* por entrepiso y se superpusieron a envolventes de capacidad del entrepiso, calculadas en función de las resistencias de los planos. Para el cálculo de estas resistencias fue necesario llevar a cabo varios análisis estáticos no lineales bajo carga monótona creciente (pushover), considerando tres grados de libertad por nivel (Chípol, 2001). Como parámetros complementarios, también se evaluó la variación de centro instantáneo de rigidez (CIR) y del centro instantáneo de cortante sísmico (CICS). El CIR es equivalente al centro de torsión (CT) obtenido de un análisis estático, mientras que el CICS, es análogo al centroide de las resistencias de los elementos estructurales, proporcionada por el diseño.

En el capítulo 2 se presenta una revisión de algunas investigaciones realizadas en México, particularmente en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, y otras desarrolladas en el extranjero, las cuales se enfocan al estudio del comportamiento sísmico de estructuras asimétricas, involucrando el periodo fundamental de vibrar como uno de sus parámetros de estudio. Estas investigaciones parten en su mayoría de modelos simplificados de un nivel. Es de interés mencionar que algunas de las investigaciones realizadas en otros países, proponen excentricidades de diseño que involucran la relación de frecuencias desacopladas y el periodo fundamental de vibrar.

En el capítulo 3 se discute la normatividad de diseño sísmico por torsión establecida en algunos reglamentos vigentes cuando se realizan análisis sísmicos estáticos. Se describen y explican los parámetros que se consideran en el cálculo de las excentricidades de diseño,  $e_d$ , así como los factores que influyen en la estimación de la excentricidad accidental, tales como la incertidumbre en rigideces y los efectos rotacionales inducidos en la base de los edificios. También se describen los parámetros que de acuerdo a investigaciones recientes, han mostrado influir en el comportamiento de estructuras asimétricas, en los rangos de comportamiento elástico e inelástico, tales como: el nivel de excentricidad estructural, el periodo desacoplado de vibrar, la relación de frecuencias desacopladas, la sobrerresistencia en la estructura, la distribución de resistencias y/o rigideces en planta, entre otros.

En el capítulo 4 se hace una descripción de las características geométricas y estructurales de los tres grupos de modelos de edificios estudiados, los cuales cuentan con una planta tipo, pero diferente número de niveles (4, 8 y 15), con el propósito de contar con diferentes periodos laterales de vibrar, los cuales se muestran en forma tabulada. Se buscó tener periodos de 0.5, 1.0 y 1.5 seg. Estos modelos se consideran representativos edificios bajos, medianos y altos existentes en la ciudad de México. Cada grupo cuenta con 5 modelos, dos asimétricos en masas, dos asimétricos en rigideces y el correspondiente simétrico. Para el caso de los modelos asimétricos en masas, la excentricidad se proporcionó por movimientos del centro de masas, una distancia de  $0.1b$  y  $0.2b$  en ambas direcciones. En el caso de los modelos asimétricos en rigideces, la excentricidad se proporcionó por el suministro de 1 y 2 muros de esquina en dos direcciones, logrando diferentes niveles de asimetría. Se presentan en forma tabulada las dimensiones de las columnas, vigas y muros de los tres grupos de edificios.

En el capítulo 5 se describen los criterios de análisis y diseño que se emplearon para el diseño de los modelos estructurales. Se presentan las cargas de diseño para niveles intermedios y azotea que se consideraron para el análisis de los modelos, así como los materiales empleados y factores de carga y resistencia que marca el RCDF-93. Se presentan tablas donde se muestra los pesos por nivel y los vectores de carga que se utilizaron para el análisis que se llevaron a cabo, del tipo sísmico estático y dinámico modal espectral. De igual forma se presentan las combinaciones de carga que se utilizaron en los análisis realizados y las excentricidades de diseño que se utilizaron para considerar los efectos de torsión que indican las NTCDS, así como los desplazamientos laterales permisibles que se consideraron en este trabajo.

En el capítulo 6 se presentan las consideraciones que se hicieron para la modelación estructural de los edificios estudiados, para llevar a cabo el análisis dinámico no lineal. Se describe en forma breve las características más importantes del programa de análisis no lineal utilizado (CANNY-E) y de los elementos estructurales que forman los modelos, tales como vigas, columnas y muros. Asimismo se describen los modelos de comportamiento histerético que se utilizaron y las relaciones idealizadas de las curvas esfuerzo vs deformación del concreto y acero. Se describe la manera en que se construyeron las superficies de capacidad de entrepiso, para la evaluar la capacidad a cortante y momento torsionante de un entrepiso cualquiera. Asimismo, se explica la obtención del Centro Instantáneo de Rigidez (CIR) en cada paso del análisis, mediante el cual se calculó el momento torsionante efectivo de entrepiso. Se define el Centro Instantáneo de Cortante Sísmico (CICS), que es análogo al centro de resistencias de diseño (CR).

En el capítulo 7 se analizan y describen los resultados obtenidos del análisis no lineal, para cada uno de los tres grupos de modelos de edificios estudiados, los cuales se sometieron a los registros sísmicos obtenidos de la estación SCT durante el sismo de 1985. Se comparan las respuestas de *cortante vs momento torsionante*, con las superficies de capacidad de entrepiso y se relacionan con la distribución en planta del CIR. Se hace una estimación de la variación que presentó la ubicación del CICS respecto a la posición inicial del CR. Para corroborar y observar el comportamiento experimentado por los planos resistentes de entrepiso en los diferentes modelos estudiados, se presenta la formación de articulaciones plásticas de los marcos en la dirección principal de análisis (Y), para aquellos casos que resultaron más críticos (modelos de 8 y 15 niveles).

En el capítulo 8 se presentan las conclusiones, comentarios y recomendaciones que se derivaron de este trabajo.

El anexo 1 presenta la información relacionada con el diseño de los tres grupos de edificios estudiados. En el anexo 2 se presentan las tablas donde se muestran las posiciones en planta de los Centros de Masa (CM), Centros de Resistencias de Diseño (CR) y la variación con la altura de la ubicación del Centro de Torsión (CT) para los modelos asimétricos en rigideces.

## CAPÍTULO 2

### ANTECEDENTES

Después del sismo del 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de México, las estadísticas mostraron que una gran parte de los edificios dañados o colapsados sufrieron el efecto de torsión, presentándose acoplamiento entre los desplazamientos traslacionales y rotacionales de sus niveles. Dicho acoplamiento originó condiciones de trabajo más severas en aquellas estructuras que se comportaron inelásticamente, lo que trajo como consecuencia un aumento en las fuerzas cortantes, además de incrementos no previstos en las demandas de ductilidad en elementos estructurales.

Una de las características comunes de las estructuras dañadas por efectos de torsión fue la presencia de distribuciones asimétricas en masa, rigidez y/o resistencias. Estructuralmente hablando, estas asimetrías se modificaron cuando alguno o algunos de sus elementos resistentes sobrepasaron su resistencia de fluencia, cambiando la concepción estructural de diseño original y por lo tanto el comportamiento esperado.

Como sucede, después de un evento sísmico extraordinario como el ocurrido en México en 1985, el cual ocasionó daños materiales y humanos de gran magnitud, se cuestionó fuertemente la normatividad de diseño sísmico existente y, por otro lado, se despertó el interés de los investigadores por tratar de entender mejor el comportamiento dinámico no lineal de las estructuras. Particularmente, a partir de ese entonces, en el Instituto de Ingeniería de la UNAM se han llevado a cabo investigaciones sobre el comportamiento sísmico torsional considerando la no linealidad del problema, ya que hasta antes de 1985, las recomendaciones existentes estaban basadas en resultados de estudios con modelos de comportamiento elástico. Sin embargo, dada la complejidad del fenómeno torsional, los estudios inelásticos emplearon inicialmente modelos de cortante simplificados de edificios de un nivel cuyo propósito principal ha sido comprender las características del comportamiento sísmico de estructuras asimétricas e identificar los parámetros estructurales más relevantes que influyen en su respuesta sísmica, para mejorar las recomendaciones de diseño sísmico por torsión existentes.

A continuación se describen brevemente algunas de las investigaciones realizadas en el Instituto de Ingeniería de la UNAM y otras desarrolladas por investigadores extranjeros, que se consideran de interés para los objetivos de este estudio.

Una de las primeras investigaciones en abordar el problema de la torsión inelástica fue llevada a cabo por Gómez, Ayala y Jaramillo (1987), donde se discutió la validez del diseño sísmico elástico en torsión. En este trabajo, se utilizaron modelos de edificios de cortante de un nivel con tres elementos resistentes, unidos en la parte superior por un diafragma infinitamente rígido, fig. 2.1. Los modelos fueron diseñados de acuerdo en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) vigente en ese momento. En estos modelos se consideró asimetría estructural en una dirección ( $e_s \neq 0$ ), definida en función de la distancia entre el centro de masa (CM) y el centro de rigidez (CS), asimismo se introdujo el concepto de excentricidad en resistencias ( $e_r$ ), definida como la distancia entre el centro de resistencias (CR) y el CM. Con base en lo anterior, se realizó un estudio paramétrico, en el que se consideró el estudio de tres periodos fundamentales de vibrar

(0.5, 1.0 y 1.5 s), y el efecto que produce la excentricidad estática en el comportamiento sísmico de estructuras. Además, se hizo una crítica de las recomendaciones de diseño sísmico por torsión.

Algunos de los resultados obtenidos en este trabajo muestran que a medida que la excentricidad estática aumenta, también aumenta la ductilidad demandada por el modelo donde se supone que no existe excentricidad en resistencias, y por el contrario, conforme se incrementa la excentricidad en resistencias la demanda de ductilidad tiende a disminuir y permanecer constante.

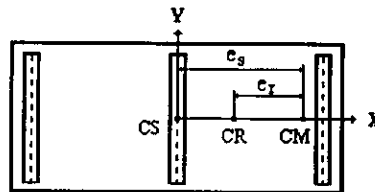


Figura 2.1 Modelo de tres elementos resistentes, utilizado por Gómez et al (1987)

Ayala, Barrón y Zapata (1991) continuaron con el estudio de modelos de cortante de un nivel con dos, tres y cuatro elementos resistentes en una sola dirección de análisis, figura 2.2. Estos modelos fueron diseñados de acuerdo con las NTCDS y con dos criterios alternos de diseño por torsión que modifican los valores de las excentricidades de diseño por torsión. En la tabla 2.1 se presentan los coeficientes de estos criterios de diseño. Las expresiones para el cálculo de las excentricidades de diseño usadas en el Reglamento del Distrito Federal y en otros códigos de diseño sísmico, los cuales tienen un formato similar, sólo varían los valores de los coeficientes, ecs. 2.1 y 2.2.

$$e_1 = \alpha_1 e_s + \beta b \quad (2.1)$$

$$e_2 = \alpha_2 e_s + \beta b \quad (2.2)$$

En estos modelos se estudio el efecto del cociente de la resistencia real a la resistencia nominal ( $R_r/R_n = 1.0, 1.25$  y  $1.50$ ), así como el efecto de la incertidumbre en la localización del centro de masas, el efecto de la distribución de resistencias y la relación de aspecto de la planta. También se estudiaron tres periodos fundamentales 0.5, 1.0 y 1.5 s. En esta investigación se utilizó como excitación sísmica el registro obtenido en la Secretaria de Comunicaciones y Transporte (SCT), la componente E-W. Se encontró que las ductilidades del elemento que aumenta su resistencia disminuyen, mientras que en elementos que no modifican su resistencia aumentan hasta cierto punto a partir del cual permanece constante. De este estudio se observó que las mayores demandas de ductilidad se presentaron para  $T=1.0$  s, encontrándose un mejor comportamiento para  $T=1.5$  s.

Diseño	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\beta$
Criterio 1 (RDF-87)	1.5	1.0	0.1
Criterio 2	1.25	0.75	0.1
Criterio 3	1.0	0.5	0.1

Tabla 2.1 Criterios de diseño por torsión estudiados por Ayala et al (1991)

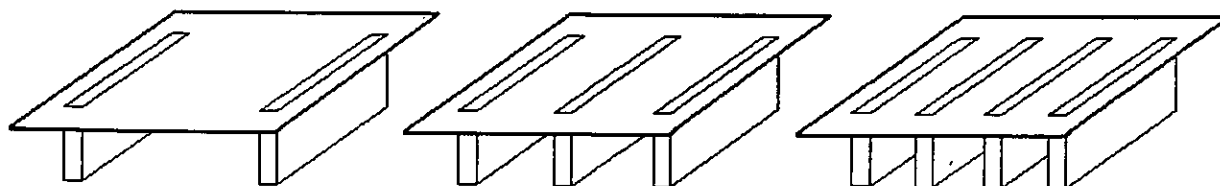


Figura 2.2 Modelos con dos, tres y cuatro elementos resistentes estudiados por Ayala et al (1991)

Ayala y García (1991), llevaron a cabo estudios deterministas de modelos de cortante de un nivel con elementos resistentes ortogonales, fig. 2.3. En estos modelos se consideraron diferentes relaciones de aspecto de la planta y periodos de vibrar (0.5, 1.0 y 1.5 s), así como la variación en el número de planos resistentes en la dirección de análisis. A diferencia de estudios anteriores, se tomó en cuenta la participación de los elementos resistentes ortogonales, y se consideraron los efectos sísmicos en dos direcciones, para los mismos valores de asimetría en masas, rigideces y/o resistencias estudiados previamente. En estos modelos se estudió también el efecto de la sobrerresistencia y los dos criterios de diseño alternos estudiados por Ayala y Barrón (1991).

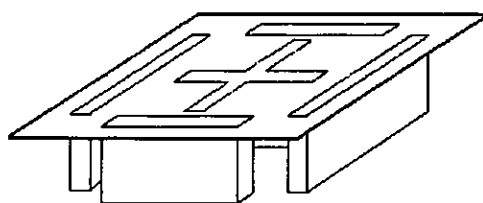


Figura 2.3 Modelo estudiado por Ayala y García (1991)

Desde el punto de vista probabilista, Escobar y Ayala (1991) estudiaron las incertidumbres que se tienen en la localización del centro de masa (CM), en las resistencias de los elementos estructurales y el efecto que tienen sobre la respuesta de la estructura. En este trabajo se utilizaron modelos de cortante de un nivel con dos y tres elementos resistentes en la dirección de análisis, empotrados en su base y unidos en la parte superior por un diafragma infinitamente rígido, que fueron diseñados de acuerdo al RCDF-87. Los modelos corresponden a edificios de cortante con

periodos fundamentales de 0.5, 1.0 y 1.5 s, fig. 2.4. El comportamiento sísmico de los modelos se evaluó por medio de probabilidades de que una medida de daño, exceda a la de la estructura simétrica correspondiente. Estos estudios probabilistas mostraron que la distribución en planta de las resistencias es un parámetro muy importante sobre la probabilidad de daño, la cuál puede ser excesiva con los lineamientos que marcan las normas por sismo, ya que se tiene una dispersión grande en la respuesta.

Se observó que para los tres periodos de vibración estudiados, cuando la excentricidad estructural,  $e_s/b = 0$ , la probabilidad de daño es alta, mayor o igual al 50%. Para los modelos con  $e_s/b = 0.1$ , con  $T=1.0$  y  $T=1.5$  s, las probabilidades de daño son alrededor del 90%, resaltando que para  $T=1.0$  s. para todos los valores de excentricidad estructural estudiados, estas probabilidades de excedencia están arriba del 50%. Para el caso de tres elementos resistentes reportan tendencias similares, pero para el caso de  $T=1.0$  s la probabilidad de excedencia es menor del 60%.

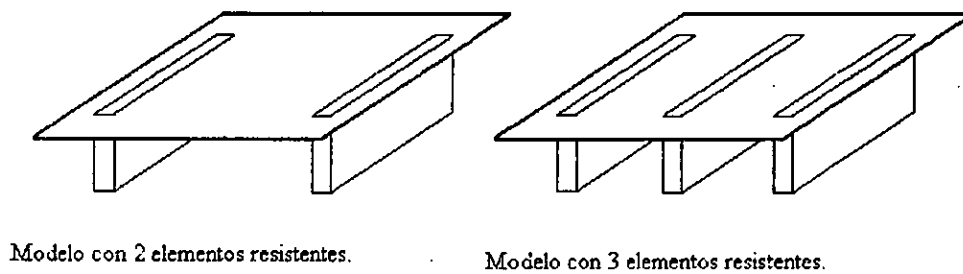


Figura 2.4 Modelos estudiados por Escobar y Ayala (1991)

Ayala, Escobar y García (1992), continuaron estas investigaciones realizando estudios deterministas y probabilistas. Utilizaron un modelo de cortante de un nivel con tres elementos resistentes (para los probabilistas se usó también un modelo con 2 elementos resistentes), distribuidos de manera uniforme en dos direcciones ortogonales y unidos en la parte superior a un diafragma de piso infinitamente rígido y empotrado en su base, diseñado de acuerdo al RCDF y dos criterios alternos antes mencionados, fig. 2.5. Los resultados de los modelos deterministas y probabilistas muestran que la respuesta estructural se ve significativamente afectada por la distribución en planta de la resistencia total de un piso, y que para los parámetros estudiados, los coeficientes sísmicos actualmente empleados en la norma por torsión no resultan ser tan efectivos como aquellos diseños alternos.

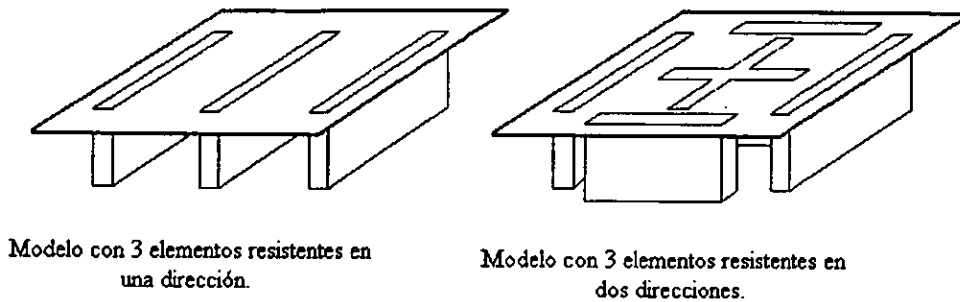


Figura 2.5 Modelo estructural estudiado por Ayala et al (1992)

Zapata y Ayala (1993), desarrollaron una investigación donde se evalúa la respuesta sísmica no lineal de modelos de edificios de cortante de tres niveles con periodos fundamentales de 0.5, 1.0 y 1.5 s, figura 2.6. Se diseñaron de acuerdo con el RCDF-87 y dos criterios alternos (Tabla 2.1). Los parámetros que aquí se estudian son: el periodo fundamental de vibrar, la distribución de rigidez con la altura, cociente de resistencia real a resistencia nominal de la estructura, distribución de la sobre-resistencia torsional requerida por las normas de diseño sísmico para diferentes valores de excentricidad estática, y la presencia de elementos resistentes y excitación sísmica en dos direcciones ortogonales. El modelo se consideró excéntrico en rigidez, cuya rigidez lateral disminuye con la altura.

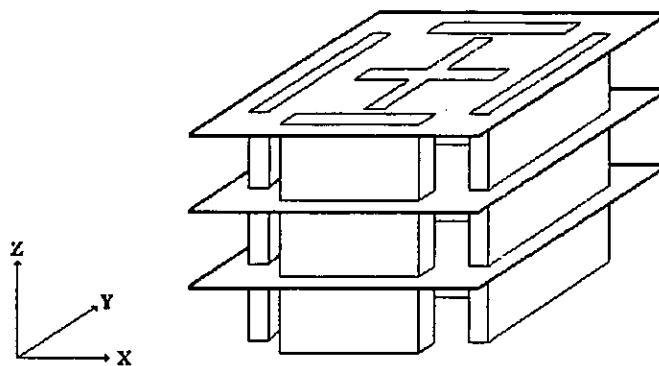


Figura 2.6 Modelo estudiados por Zapata y Ayala (1993)

En estas primeras investigaciones realizadas en México, se han estudiado algunos de los parámetros más importantes que afectan la respuesta no lineal de las estructuras, tales como: la relación de frecuencias desacopladas, el periodo fundamental de vibración, la distribución de resistencias y rigideces en planta, el grado excentricidad estática, la relación de aspecto de la planta, número de planos resistentes y la relación de resistencia real a nominal de la estructura.



A continuación se describen brevemente algunas de las investigaciones realizadas en otros países, las cuales algunas consideran implícitamente la relación de frecuencias desacopladas y el periodo fundamental de la estructura para el cálculo de las excentricidades de diseño sísmico por torsión.

Tso y Sadek (1985) evaluaron la demanda máxima de ductilidad y el desplazamiento experimentado en el elemento menos rígido (en el borde positivo). Esta investigación tiene como objetivo entender el comportamiento inelástico de estructuras excéntricas, destacando la importancia de la excentricidad y el efecto que tiene la relación de frecuencias desacopladas en la respuesta inelástica. Para ello se emplearon modelos simples de estructuras de un nivel, los cuales presentan asimetría en rigidez en una sola dirección. El modelo estructural consistió de un diafragma de piso rectangular infinitamente rígido, de masa  $M$  y dimensiones  $B$  y  $D$ , soportado por tres elementos resistentes A, B y C, en la dirección de la excitación, como se muestra en la fig 2.7. Para este modelo, los elementos extremos varían su posición lograr diferentes niveles de rigidez torsional.

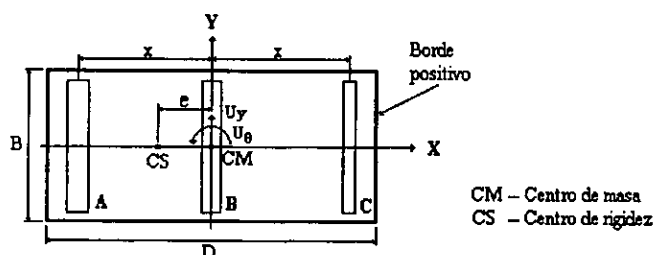


Figura 2.7 Modelo utilizado por Tso y Sadek (1985)

En la primera parte del estudio se consideró que la relación fuerza-desplazamiento en los elementos resistentes tenían un comportamiento histéretico bilineal, y para la segunda, un comportamiento histéretico bilineal con degradación de rigidez. Estos modelos se sometieron a los registros sísmicos de el Centro (1940) y Taft (1952).

Los estudios paramétricos que se llevaron a cabo, abarcaron los siguientes rangos: el cociente  $e/D$  tomó valores de 0, 0.05, 0.10 y 0.25, que se lograron haciendo variar la distribución de rigideces en planta entre los elementos resistentes. La relación de frecuencias desacopladas ( $\Omega$ ), tomó valores de 0.8, 1.0 y 1.4, que se obtuvo haciendo variar la distancia  $x$ . El periodo desacoplado lateral tomó valores que fueron de 0.25 a 2.5 s, lográndose por medio de la variación sistemática de la rigidez lateral de los elementos resistentes.

Finalmente en este estudio, se encontró que la demanda de ductilidad depende en gran medida del contenido de energía de las excitaciones sísmicas, y se acentúa particularmente en un rango de periodo más allá del periodo elástico inicial del sistema. A diferencia del comportamiento elástico se observó que la coincidencia de frecuencias desacopladas torsional a lateral no conduce a una respuesta inelástica grande. En este estudio se observó que la excentricidad tiene un efecto importante en la demanda de ductilidad, ya que tiende a incrementar el desplazamiento del elemento resistente de borde de la estructura, hasta tres veces más del que se presentaría en una estructura simétrica. Al incorporar la degradación de rigidez en los modelos, se encontraron

resultados similares respecto a aquellos con comportamiento bilineal; las diferencias en ductilidades pico fueron en promedio de  $\pm 20\%$ , presentándose las máximas diferencias para periodos cortos.

Gherzi y Rossi (1998), estudiaron modelos de estructuras de un nivel con distribuciones asimétricas de masas en la dirección principal de análisis, en la cual se consideran ocho elementos resistentes y tres en la dirección ortogonal, unidos por un diafragma rectangular infinitamente rígido de masa unitaria, fig 2.8. Se asume que los elementos resistentes tienen un comportamiento elastoplástico perfecto, los cuales fueron diseñados usando un análisis multi-modal con el espectro de respuesta elástico reducido por un factor de comportamiento "q", establecido en el Eurocódigo 8 (EC8). Para los sistemas estructurales utilizados, se definieron rigideces y relaciones de frecuencia torsional a lateral con base en un procedimiento propuesto previamente por los mismos autores. Para llevar a cabo los análisis numéricos se utilizaron treinta pares de acelerogramas generados artificialmente, representativos de suelo duro que se ajustan al espectro de respuesta elástica propuesto por el EC8.

El procedimiento de diseño propuesto consiste en aplicar dos veces el análisis multi-modal, el primero de ellos realizado respecto a los valores nominales de los centros de masa y rigideces, y posteriormente en un segundo análisis tomando como referencia el centro de masa desplazado hacia el centro de rigidez un valor  $e_d$ , llamado *excentricidad de diseño*. La ecuación propuesta para el cálculo de la excentricidad de diseño, ec. 2.3, depende de la relación de frecuencias desacopladas ( $\Omega_\theta$ ), del factor de comportamiento sísmico (q) y de la excentricidad estructural ( $e_s$ ).

$$e_d = k(e_s - e_r) \quad (2.3)$$

donde:

$$k = \max \left\{ \begin{array}{l} 3.3 - 2.5\Omega_\theta + 0.04q \\ 1 \end{array} \right\} \quad (2.4)$$

$$e_r = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.1(0.5\Omega_\theta - 0.4)L \\ 0.01L \end{array} \right\} \quad (2.5)$$

Con el objetivo de comprender el comportamiento estructural inelástico de estructuras asimétricas sujetos a excitaciones sísmicas en dos direcciones, así como verificar el procedimiento de diseño que los autores proponen, su estudio paramétrico involucró rangos amplios de excentricidad estructural, relaciones de frecuencias desacopladas, periodos desacoplados de vibrar laterales y factores de comportamiento sísmico.

$$0 \leq e_s \leq 0.20L$$

$$0.6 \leq \Omega_\theta \leq 1.6$$

$$0.4s \leq T_y = T_x \leq 2.0s$$

$$1 \leq q \leq 5$$

$$0.001 \leq \gamma_x \leq 0.4$$

- Donde:
- L = Dimensión de la planta, perpendicular a la dirección de análisis.
  - $\Omega_\theta$  = Relación de frecuencias desacopladas.
  - $T_y, T_x$  = Periodos laterales de vibrar.
  - q = Factor de comportamiento sísmico.
  - $\gamma_x$  = Relación de rigidez torsional de los elementos de la dirección secundaria a la rigidez torsional total.

De los resultados obtenidos se puede observar que para sistemas torsionalmente flexibles ( $\Omega_\theta < 1$ ), la influencia de la componente sísmica secundaria no es relevante, ya que la demanda de ductilidad normalizada en los elementos resistentes muestra variaciones poco notorias, particularmente para valores muy bajos de  $\Omega_\theta$ . En sistemas torsionalmente rígidos se observó que la intensidad sísmica en la dirección secundaria tiene una influencia mayor, ya que los desplazamientos máximos se incrementaron en el extremo flexible de la estructura, mientras que en extremo rígido disminuyeron. La respuesta inelástica de sistemas con relaciones bajas de frecuencia torsional a lateral ( $\Omega_\theta = 0.6 \sim 0.8$ ) sometidas a excitaciones sísmicas en una y dos direcciones, mostró que el daño producido fue muy similar. Cuando  $\Omega_\theta$  fue cercano a la unidad, se presentaron diferencias más grandes en términos de demanda de ductilidad.

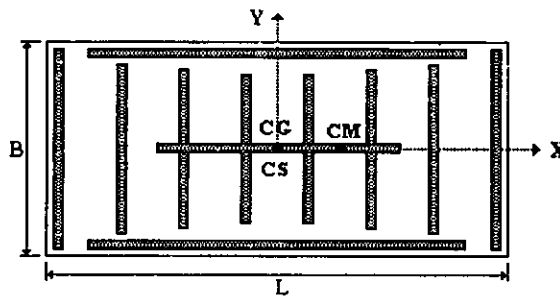


Figura 2.8 Modelo estudiado por Gherzi y Rossi (1998)

En un estudio realizado por Shakib (1998), se tomó en cuenta la relación de frecuencias desacopladas así como el periodo fundamental de vibración para evaluar el Código de Edificación Sísmica Iraní. Basado en un análisis dinámico inelástico de un modelo de un nivel soportado con columnas sin peso unidas a un diafragma infinitamente rígido y empotradas en la base, figura 2.9, propone para el código sísmico Iraní, una excentricidad de diseño que toma en cuenta parámetros como: el acoplamiento de frecuencias laterales y torsionales, periodo fundamental de vibración de la estructura y la relación de aspecto de la planta del edificio, ec. 2.6.

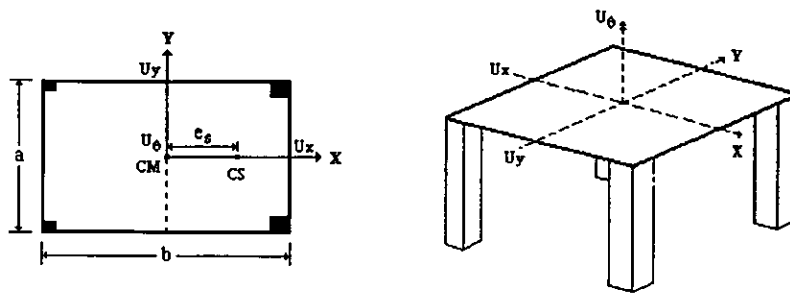


Figura 2.9 Modelo para un sistema torsionalmente acoplado, Shakib (1998)

La expresión de la excentricidad de diseño que se propone es la siguiente:

$$e_d = e_s + e_1 + 0.05b \quad (2.6)$$

En donde:

$$e_1 = \left( \frac{0.36 \Omega - 0.08 \Omega^3}{2} \right) (a + b) \left( 1 - \frac{0.15 b}{e_s} \right) C_p \quad (2.7)$$

$$C_p = 0.24 + \frac{0.84}{T} \leq 1.2 \quad (2.8)$$

$e_d$  = Excentricidad de diseño.

$e_s$  = Excentricidad estructural.

$\Omega$  = Relación entre la frecuencia torsional a la frecuencia lateral.

$a, b$  = Dimensiones de la planta.

$T$  = Periodo fundamental de la estructura.

En este estudio se compara el cociente entre la excentricidad dinámica y estática calculada con seis diferentes códigos de diseño, entre los que se seleccionó al de México y demuestra que la linealidad de este cociente, propuesta en códigos como el Iraní, el ATC-3 y el mexicano, subestiman el comportamiento torsional, mientras que cuando dicha relación es no lineal, como la establecida en el Eurocódigo (EC8), se obtienen resultados más cercanos a los obtenidos de un análisis inelástico. Se encontró que la excentricidad de diseño propuesta para el código sísmico Iraní muestra un patrón de variación similar con el análisis dinámico no lineal para los diferentes parámetros considerados. Los resultados obtenidos indicaron que este código subestima la respuesta sísmica torsional para todos los valores de excentricidad estática estudiados. La observación más significativa derivada de los análisis realizados, revela que el código Iraní no toma en cuenta la torsión acoplada, debido a la linealidad de sus expresiones.

Stathopoulos y Anagnostopoulos (2000), examinaron la respuesta sísmica inelástica torsional de dos tipos de modelos estructurales de un nivel, diseñados de acuerdo al Eurocódigo 8 (EC-8, 1994). El primero de ellos correspondió a un modelo de cortante con excentricidad en una y dos direcciones, producida por distribuciones asimétricas de masa ó rigidez, fig 2.10a. A diferencia del primero, el segundo modelo sólo consideró distribuciones asimétricas en masas, sin embargo, sus elementos resistentes consideraron un comportamiento inelástico en los extremos de vigas y columnas, mediante la formación de articulaciones plásticas, fig 2.10b. Por las características de este último modelo se asume que este proporciona una mejor aproximación del comportamiento real de estructuras. En este trabajo se estudiaron tres valores de excentricidad,  $e/b = 0.1, 0.2$  y  $0.3$ , y se examinaron varios periodos desacoplados, manteniendo constante la relación entre los periodos traslacionales ( $T_x/T_y = 0.8$ ). Las rigideces laterales de estos sistemas se determinaron en función de los periodos desacoplados que se estudiaron. Para el análisis de los modelos, se utilizaron dos grupos de sismos reales y uno generado artificialmente, los cuales fueron seleccionados de manera que fueran compatibles con el espectro de diseño utilizado.

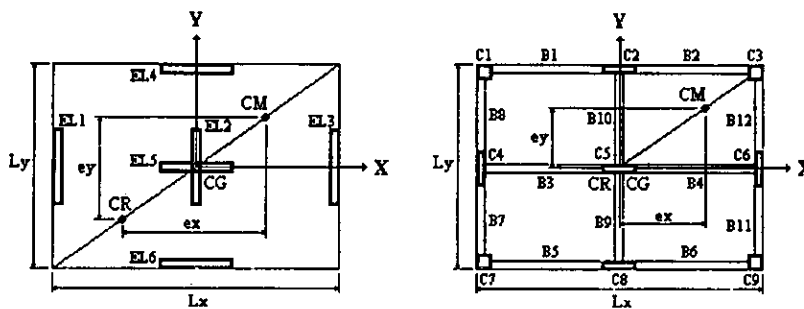


Figura 2.10.- Geometría de los sistemas analizados por Stathopoulos y Anagnostopoulos (2000)  
(a) Modelo de cortante (b) Modelo de flexión

En esta investigación se hace ver que el uso de modelos realistas que incluyan en sus elementos la posibilidad de que se formen articulaciones plásticas, conduce a resultados que pueden ser directamente aplicables a estructuras reales. Entre los resultados que arrojó esta investigación, se pueden comentar los siguientes:

Para los modelos de cortante estudiados, independientemente del tipo de asimetría estudiada, se presentaron demandas de ductilidad globales muy similares para los valores estudiados de excentricidad. No se observaron diferencias sustanciales de demandas de ductilidad para niveles importantes de asimetría entre los modelos excéntricos en masas y rigideces en una y dos direcciones.

Se observa que para periodos mayores de 0.8 s y excentricidades grandes en masa ( $e/L > 0.2$ ), en el caso de tener asimetría en dos direcciones, los elementos más alejados del CM son los que demandan mayores ductilidades, principalmente para periodos cortos. Una tendencia similar se observa para el caso de asimetría en rigideces.

## CAPÍTULO 3

### PARÁMETROS QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS ASIMÉTRICAS

#### 3.1 Criterios de análisis estático

Los códigos de construcción de diversos países requieren que los efectos de torsión sean considerados aplicando fuerzas estáticas equivalentes a una distancia  $e_d$  del centro de rigidez, cuando se realiza un análisis estático. La excentricidad de diseño  $e_d$  que se especifica en la mayoría de estos reglamentos tiene forma similar, ecs. 2.1 y 2.2.

$$e_d = \alpha e_s + \beta b$$

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

Donde  $e_s$  es la excentricidad estática ó estructural,  $b$  es la dimensión en planta perpendicular a la dirección de análisis,  $\alpha$ ,  $\delta$  y  $\beta$  son los coeficientes especificados en dichos códigos. Los primeros términos,  $\alpha e_s$  y  $\delta e_s$  son propuestos para tomar en cuenta las diferencias que existen entre los análisis estático y dinámico de la respuesta torsional acoplada, proveniente de asimetría en planta de la estructura, es decir, se reconoce la naturaleza dinámica del problema. El segundo término,  $\pm \beta b$ , se conoce como excentricidad accidental, y es introducida para tomar en cuenta excentricidades debidas a incertidumbres en la localización del centro de masas, del centro de rigidez, y discrepancias entre las distribuciones de resistencias usadas en el análisis respecto a las reales. Así mismo, esta excentricidad accidental intenta tomar en cuenta las vibraciones torsionales inducidas por excitaciones rotacionales en la base, y otras fuentes de torsión no consideradas explícitamente en el análisis.

Los coeficientes,  $\alpha$ ,  $\delta$  y  $\beta$  varían según el código, por ejemplo para el UBC (Uniform Building Code),  $\alpha = 1.0$ ,  $\delta = 1.0$  y  $\beta = 0.05$ , para el NBCC (National Building Code of Canada) toman los valores  $\alpha = 1.5$ ,  $\delta = 0.5$  y  $\beta = 0.1$ , y para el Distrito Federal, México  $\alpha = 1.0$ ,  $\delta = 1.5$  y  $\beta = 0.1$ .

La excentricidad accidental  $e_d$ , que la mayoría de los códigos establecen de  $0.05b$  ó  $0.1b$ , no considera la dependencia en la relación de frecuencias desacopladas ( $\Omega$ ).

#### 3.1.1 Incertidumbres en rigideces

Son varios los factores que influyen en la incertidumbre de la rigidez de los elementos estructurales, entre los más importantes podemos mencionar: incertidumbre en las propiedades del material y dimensiones del elemento, contribución de los elementos no estructurales, control de calidad y variabilidad en los métodos de fabricación, historia de carga del elemento, así como los modelos teóricos usados para calcular su rigidez. Debido a esto, los valores nominales que se usan en el análisis y diseño, son diferentes a los valores reales y conducen a discrepancias de distribución de rigidez en planta.

De la Llera y Chopra (1994) encontraron que las diferencias entre las rigideces reales y calculadas de los elementos estructurales, ocasionan que un edificio con planta nominalmente simétrica, posea algún grado desconocido de asimetría y experimente vibración torsional cuando sea sometido a movimientos del terreno puramente traslacionales, ocasionando un incremento en las deformaciones de los elementos estructurales.

### 3.1.2 Efectos rotacionales inducidos en la base del edificio

Uno de los primeros estudios formales sobre los efectos en la respuesta de una estructura debido a excitaciones rotacionales en su base fue el realizado por Newmark (1969). En este trabajo se presentó un método determinista para estimar los incrementos de desplazamiento en edificios simétricos en planta, causados por rotaciones en la base debido a la propagación de ondas sísmicas.

Este tipo de torsión accidental, resultado de la excitación rotacional en la base, produce un movimiento rotacional de la cimentación del edificio alrededor de un eje vertical, como consecuencia de la variación espacial no uniforme del movimiento del terreno. Esta variabilidad espacial del movimiento del terreno debajo de la cimentación, se le atribuye principalmente a dos efectos: a la propagación de las ondas y a la incoherencia del movimiento del terreno. El primero se refiere a que diferentes puntos de la superficie del terreno son excitados de manera distinta debido a un retraso o defasamiento de las ondas sísmicas. El segundo de ellos implica que diferentes puntos del terreno experimentan movimientos con diferentes amplitudes y características de la fase, debido a la llegada de ondas de diferentes partes de una fuente sísmica de gran extensión, reflexiones y refracciones de ondas alrededor de la cimentación de la estructura, o a los cambios que se producen en las ondas cuando viajan de la fuente de excitación a la estructura a través de caminos con diferentes propiedades físicas.

Según resultados obtenidos por De la Llera y Chopra (1994), la torsión accidental debida a la rotación de la base de un edificio, produce incrementos de desplazamientos en la estructura, en un promedio de menos del cinco por ciento para sistemas torsionalmente rígidos ( $\Omega > 1$ ), o que tengan periodos laterales de vibración mayores de medio segundo ( $T_y > 0.5$  s). Para periodos cortos ( $T_y < 0.5$  s) y sistemas torsionalmente flexibles ( $\Omega < 1$ ), los desplazamientos pueden experimentar incrementos significativos.

### 3.2 Parámetros generales del comportamiento elástico e inelástico de estructuras asimétricas

Para los propósitos y alcances de los códigos de diseño por torsión, es esencial el uso de parámetros de fácil evaluación. Desafortunadamente, la respuesta sísmica torsional de las estructuras depende de muchos parámetros elásticos e inelásticos. En las investigaciones que se han llevado a cabo se ha llegado a que esta respuesta depende de varios parámetros, de los cuales, los que han mostrado tener mayor influencia son: el nivel de excentricidad estructural ( $e_s$ ), el periodo desacoplado lateral de vibrar ( $T_x$  y  $T_y$ ), la relación que existe entre las frecuencias

desacopladas torsional a lateral ( $\Omega$ ), la sobrerresistencia en la estructura, es decir, el cociente de resistencia real a resistencia nominal, la distribución de resistencias y/o rigideces en planta, entre otros.

Para estructuras de un nivel, la respuesta en el rango lineal depende del número, localización y rigideces individuales de los elementos resistentes, de la frecuencia de vibración traslacional, de la relación de frecuencias desacopladas, de la excentricidad estructural y de la relación de amortiguamiento, Ayala y Barrón (1990).

Dentro de los parámetros elásticos, uno clave es la relación de frecuencias desacopladas  $\Omega$ , que se define como la relación de la frecuencia desacoplada torsional ( $\omega_\theta$ ), a la frecuencia lateral desacoplada ( $\omega_t$ ). Como  $\omega = 2\pi/T$ , en términos de periodos  $\Omega$  es igual a:

$$\Omega = \frac{\omega_\theta}{\omega_t} = \frac{2\pi T_t}{2\pi T_\theta} = \frac{T_t}{T_\theta}$$

La forma en que intervienen en la respuesta, el grado en que lo hacen y la forma en que se relacionan entre sí es aún difícil de entender. Si  $\Omega > 1$ , la estructura es definida como "torsionalmente rígida", en que la respuesta es principalmente traslacional. Por el contrario, si  $\Omega < 1$ , la respuesta se ve afectada en gran medida por un comportamiento torsional, y la estructura se clasifica como "torsionalmente flexible". Se ha acostumbrado trazar la línea entre sistemas rígidos y flexibles torsionalmente, en  $\Omega = 1$ . Usualmente, estructuras torsionalmente rígidas muestran un comportamiento sísmico más sencillo que las torsionalmente flexibles, Cosenza et al (2000).

El comportamiento torsional inelástico de estructuras ha sido profundamente investigado en los últimos años. Los resultados numéricos de esas investigaciones han mostrado que la respuesta en el rango no lineal, además de los parámetros que influyen en la respuesta elástica, depende en gran parte de la distribución en planta de las resistencias entre los planos resistentes, y por lo tanto del código de diseño sísmico que se utilice, del nivel de sobrerresistencia proporcionado y de la excitación sísmica considerada, entre otras.

Quizás el parámetro que afecta de manera importante es la distribución de resistencias en planta y el comportamiento histerético supuesto de los elementos resistentes. En algunas investigaciones se ha encontrado que distribuciones en planta similares en rigideces y resistencias conduce a un mejor comportamiento de la estructura. Lo anterior implica que los elementos resistentes deben ser proporcionales a sus rigideces.

Algunas investigaciones con modelos de un nivel han coincidido en que la excentricidad estructural tiene un efecto más grande en el rango de comportamiento no lineal que la relación de frecuencias desacopladas, y que la respuesta depende del nivel de fluencia y de las características fuerza-desplazamiento de los elementos resistentes que lo forman; así como del número y distribución en planta de los mismos, del nivel de excitación relativo a la resistencia de fluencia del sistema y del contenido de frecuencias de la excitación, principalmente en periodos más allá del periodo elástico, Tso y Sadek (1985).



Sin embargo, otros investigadores han encontrado que la respuesta es fuertemente dependiente de la relación de frecuencias desacopladas torsional a lateral ( $\Omega$ ), de las dimensiones en planta (B y D) y del periodo fundamental de la estructura ( $T_x$  y  $T_y$ ), Shakib et al (1991).

Ayala et al (1991), han encontrado que los parámetros que tienen la mayor incertidumbre son los correspondientes a la excitación sísmica, la localización del centro de masas y los valores de resistencia y rigidez de los elementos estructurales. De los anteriores, las características de los movimientos sísmicos son los que probablemente tienen el mayor impacto en la respuesta estructural.

A continuación se presenta en forma resumida, los parámetros elásticos e inelásticos que se ha encontrado tienen más influencia en el comportamiento sísmico torsional.

- Distribución de rigidez y/o resistencia en planta
- Excentricidad estática
- Periodo fundamental de vibrar
- Relación de frecuencias desacopladas
- Relación de aspecto de la planta
- Sobrerresistencia
- Relación de amortiguamiento

## CAPÍTULO 4

### DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS DE EDIFICIOS ESTUDIADOS

#### 4.1 Modelos seleccionados, niveles y tipos de asimetría

En este trabajo, con el fin de estudiar el efecto que tiene la variación del periodo en el comportamiento sísmico no lineal de edificios con efectos de torsión, se seleccionaron tres grupos de edificios asimétricos en planta, en los cuales se consideraron dos tipos de asimetría: en masas y en rigideces.

En los modelos excéntricos en masas, su excentricidad se debe a distribuciones en planta no uniformes de masa, cuya excentricidad se proporcionó moviendo el centro de masas respecto del centro geométrico, manteniéndose estas excentricidades constantes en todos los niveles de los modelos. El centro de torsión se mantuvo en el centro geométrico debido a que se consideró distribución uniforme en cuanto a rigideces.

En los modelos excéntricos en rigideces, la excentricidad en rigidez se proporcionó mediante la colocación de muros, con lo cual se lograron diferentes niveles de asimetría en rigideces en cada dirección de análisis para los grupos de 4, 8 y 15 niveles. En estos modelos, la distribución de masas se conservó uniforme en todos los niveles, por lo que se ubica en el centro geométrico de la planta.

Dentro de cada grupo existen dos modelos excéntricos en masas, dos excéntricos en rigideces y el correspondiente simétrico, que sirve como referencia para evaluar el comportamiento.

En los modelos excéntricos en masas se estudiaron las excentricidades de  $0.1b$  y  $0.2b$ . En los modelos excéntricos en rigideces, la asimetría fue proporcionada por distribuciones asimétricas en planta, mediante la colocación de muros. Debido a que la ubicación del centro de torsión varía con la altura de entrepiso a entrepiso, se llevaron a cabo varios análisis para determinar el grado de asimetría estructural, así como el número de muros en planta. Lo anterior se hizo con el objeto de ver la tendencia del centro de torsión al ser modificado por la variación del número de muros. Con el objetivo de lograr la asimetría buscada, en este caso se tomó el promedio de la asimetría en todos los entrepisos, al final se tomó para todos los modelos excéntricos en rigideces dos casos para cada grupo, uno con un solo muro de esquina en cada dirección de análisis, y otro con dos muros en la misma ubicación, puesto que en algunos casos el suministro de más muros no ayudaba a alcanzar la asimetría buscada. Se intentó que los niveles de excentricidad estructural alcanzados fueran equivalentes a los producidos por la asimetría en masas.

En cada grupo de edificios se consideraron diferente número de niveles, con el propósito de contar con diferentes periodos laterales de vibrar. Estos modelos se consideran representativos de edificios bajos, medianos y altos existentes en la ciudad de México. Los edificios se identifican en este trabajo como se indica a continuación:

**Grupo 1.- Edificios de 4 niveles.**

M400.- Modelo de cuatro niveles simétrico

MEM401.- Modelo de cuatro niveles excéntrico en masas, 0.1b

MEM402.- Modelo de cuatro niveles excéntrico en masas, 0.2b

MER411.- Modelo de cuatro niveles excéntrico en rigideces, 1 muro en cada dirección

MER422.- Modelo de cuatro niveles excéntrico en rigideces, 2 muros en cada dirección

**Grupo 2.- Edificios de 8 niveles.**

M800.- Modelo de ocho niveles simétrico

MEM801.- Modelo de ocho niveles excéntrico en masas, 0.1b

MEM802.- Modelo de ocho niveles excéntrico en masas, 0.2b

MER811.- Modelo de ocho niveles excéntrico en rigideces, 1 muro en cada dirección

MER822.- Modelo de ocho niveles excéntrico en rigideces, 2 muros en cada dirección

**Grupo 3.- Edificios de 15 niveles**

M1500.- Modelo de quince niveles simétrico

MEM1501.- Modelo de quince niveles excéntrico en masas, 0.1b

MEM1502.- Modelo de quince niveles excéntrico en masas, 0.2b

MER1511.- Modelo de quince niveles excéntrico en rigideces, 1 muro en cada dirección

MER1522.- Modelo de quince niveles excéntrico en rigideces, 2 muros en cada dirección

A continuación, en las tablas 4.1, 4.2 y 4.3, se muestran los periodos de vibrar de los grupos 1, 2 y 3, respectivamente, de los modelos de edificios estudiados y sus respectivas relaciones de frecuencias desacopladas ( $\Omega$ ). El primer modo rotacional varió según el modelo. En las tablas,  $\Omega$  se calculó con los primeros modos a traslación y rotación, los cuales se identifican con los superíndices t y  $\theta$ , respectivamente.

Modelo	Periodo, T (s)					$\Omega = T_t / T_\theta$
	Modo					
	1	2	3	4	5	
M400 (Sim)	0.6217 <sup>t</sup>	0.5717	0.4403 <sup><math>\theta</math></sup>	0.1810	0.1662	1.4119
MEM401	0.7399 <sup>t</sup>	0.5718	0.4252 <sup><math>\theta</math></sup>	0.2157	0.1662	1.7401
MEM402	0.8831 <sup>t</sup>	0.5644	0.4110 <sup><math>\theta</math></sup>	0.2572	0.1638	2.1486
MER411	0.6252 <sup>t</sup>	0.3095	0.1827	0.1315 <sup><math>\theta</math></sup>	0.0914	4.7555
MER422	0.6317 <sup>t</sup>	0.2011	0.1845	0.0917	0.0882 <sup><math>\theta</math></sup>	7.1631

Tabla 4.1 Periodos y relaciones de frecuencias desacopladas, grupo 1

Modelo	Periodo, T (s)					$\Omega = T_1 / T_0$
	Modo					
	1	2	3	4	5	
M800 (Sim)	1.0106 <sup>t</sup>	0.9304	0.7137 <sup>o</sup>	0.3183	0.2928	1.4160
MEM801	1.2001 <sup>t</sup>	0.9304	0.6908 <sup>o</sup>	0.3784	0.2928	1.7372
MEM802	1.4456 <sup>t</sup>	0.9277	0.6758 <sup>o</sup>	0.4564	0.2921	2.1391
MER811	1.0164 <sup>t</sup>	0.6692	0.3208	0.3098 <sup>o</sup>	0.1917	3.2803
MER822	1.0245 <sup>t</sup>	0.4688	0.3230	0.1929 <sup>o</sup>	0.1764	5.3105

Tabla 4.2 Periodos y relaciones de frecuencias desacopladas, grupo 2

Modelo	Periodo, T (Seg)					$\Omega = T_1 / T_0$
	Modo					
	1	2	3	4	5	
M1500 (Sim)	1.3975 <sup>t</sup>	1.2957	0.9756 <sup>o</sup>	0.4565	0.4225	1.4324
MEM1501	1.6313 <sup>t</sup>	1.2845	0.9436 <sup>o</sup>	0.5370	0.4207	1.7288
MEM1502	1.9621 <sup>t</sup>	1.2845	0.9301 <sup>o</sup>	0.6471	0.4207	2.1095
MER1511	1.3932 <sup>t</sup>	1.0978	0.5973 <sup>o</sup>	0.4566	0.3359	2.3326
MER1522	1.3211 <sup>t</sup>	0.8572	0.4357	0.3799 <sup>o</sup>	0.2546	3.4767

Tabla 4.3 Periodos y relaciones de frecuencias desacopladas, grupo 3

## 4.2 Características geométricas y estructurales de los edificios

Los modelos de edificios en estudio están formados por marcos de concreto reforzado, destinados para uso de oficinas, los cuales se suponen localizados dentro de la zona del lago, por lo que según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal son clasificadas dentro del grupo B, y se localizan en la zona III ( $c = 0.4$ ). El espesor de la losa se consideró de 12 cm. La planta tipo, adoptada de los modelos estudiados por Luaces (1995), tiene tres crujeas de 7.0 m. en sentido transversal (*dirección Y*) y cuatro en el longitudinal de 8 m. (*dirección X*), cuenta con traveses secundarios en el sentido longitudinal al centro de las crujeas de 7 m. La altura de entrepiso en todos los casos se tomó de 3.3 m.

En la figura 4.1 se muestran la planta tipo de los modelos de edificios excéntricos en masas. En las figuras 4.2 y 4.3 se muestran la planta tipo de los modelos de edificios excéntricos en rigideces con uno y dos muros, respectivamente.

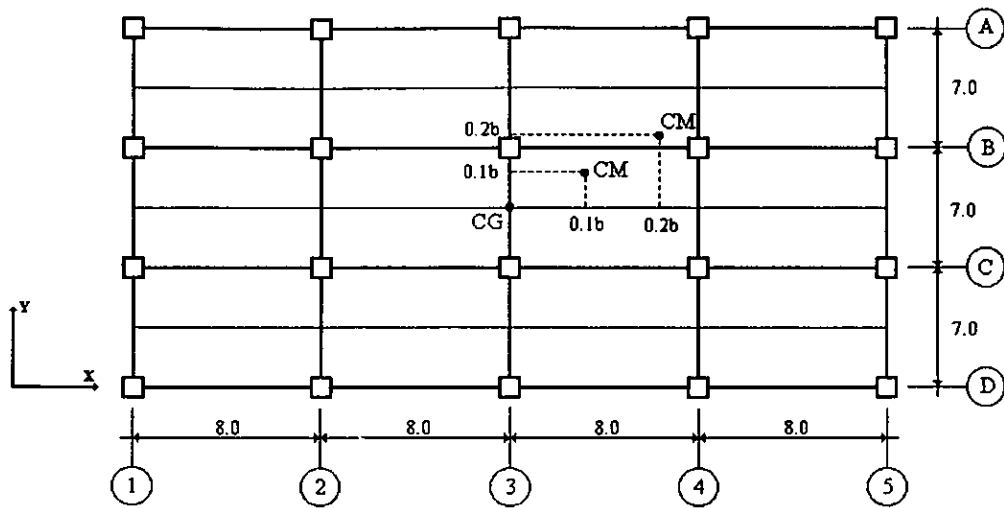


Figura 4.1 Planta de modelos excéntricos en masas.

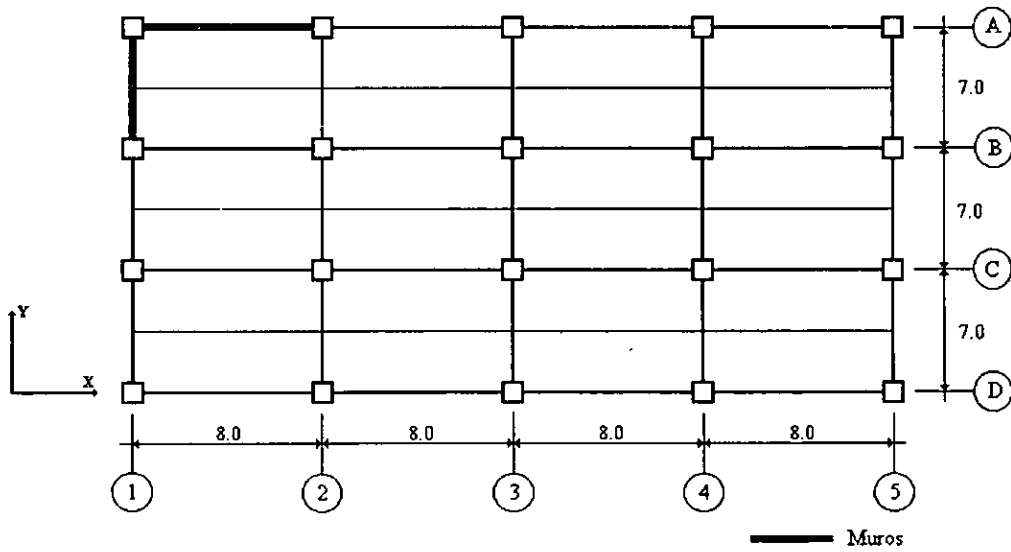


Figura 4.2 Planta de modelos excéntricos en rigideces, 1 muro en cada dirección.

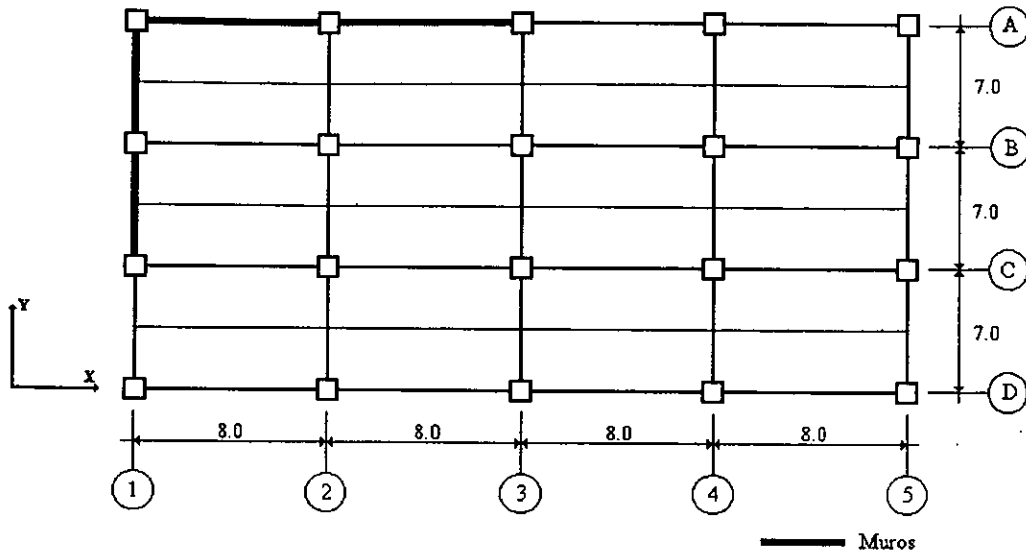


Figura 4.3 Planta de modelos excéntricos en rigideces, 2 muros en cada dirección.

En la figura 4.4 se muestra la elevación correspondiente a los grupos 1, 2 y 3.

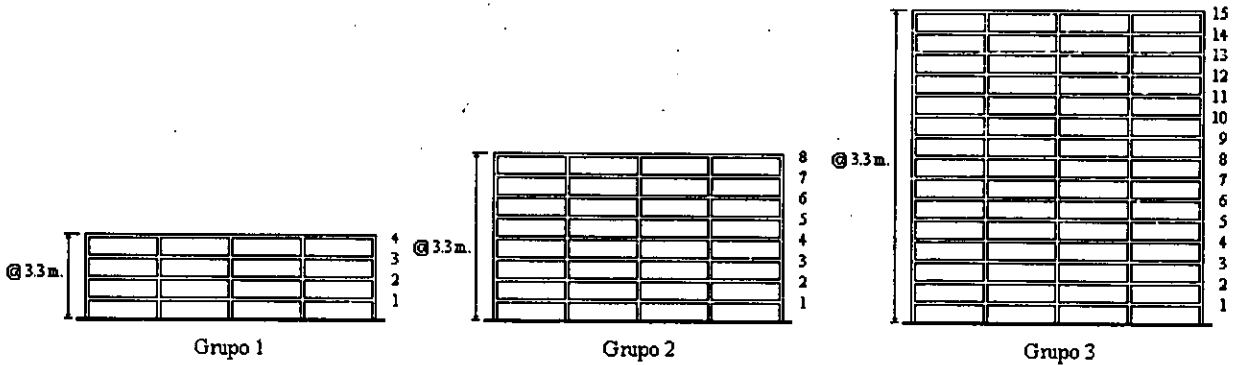


Figura 4.4 Elevación de los edificios estudiados, grupos 1, 2 y 3.

### 4.3 Dimensionamiento de los elementos estructurales

Los elementos estructurales se dimensionaron de acuerdo a sus demandas de resistencia y rigidez, con base en resultados de análisis estáticos y dinámicos. Las primeras se calculan de acuerdo a las fuerzas actuantes en los elementos estructurales: fuerzas axiales y cortantes, momentos flexionantes y torsionantes. Las demandas de rigidez se evaluaron con base en los desplazamientos de la estructura bajo cargas de servicio, los cuales se comparan con los desplazamientos permisibles según el RCDF-93, los cuales tienen entre otros objetivos, evitar daños a elementos no estructurales y no afectar su correcto funcionamiento.

En las tablas 4.31, 4.32 y 4.33 se presentan a continuación las dimensiones de columnas, traves principales, traves secundarias y muros para el grupo de 4, 8 y 15 niveles, respectivamente.

<b>Grupo 1</b>				
Nivel	Columnas (cm)	Traves principales (cm)	Traves secundarias (cm)	Muros (cm)
1 al 4	70 X 70	70 X 30	60 X 25	16

Tabla 4.31 Dimensiones de los elementos estructurales para el grupo 1

<b>Grupo 2</b>				
Nivel	Columnas (cm)	Traves principales (cm)	Traves secundarias (cm)	Muros (cm)
1 al 8	80 X 80	80 X 40	60 X 25	16

Tabla 4.32 Dimensiones de los elementos estructurales para el grupo 2

<b>Grupo 3</b>				
Nivel	Columnas (cm)	Traves principales (cm)	Traves secundarias (cm)	Muros (cm)
1 al 5	120 X 120	100 X 40	60 X 25	20
6 al 10	110 X 110	100 X 40	60 X 25	16
11 al 15	100 X 100	100 X 40	60 X 25	16

Tabla 4.33 Dimensiones de los elementos estructurales para el grupo 3

## CAPÍTULO 5

### CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Los grupos de edificios seleccionados para este estudio se clasifican como estructuras del grupo B y se suponen localizadas en la zona III, de acuerdo a la zonificación geotécnica de la ciudad de México, a la cual corresponde un coeficiente sísmico  $c = 0.4$ . Dadas las características de estructuración de los modelos, se seleccionó un factor de comportamiento sísmico  $Q = 4$ , sin embargo, en algunos casos donde los niveles de asimetría fueron importantes, se tuvieron reducciones en un 20 % de este factor como lo establece el RCDF-93.

#### 5.1 Materiales

Para fines de diseño, en este trabajo se consideraron los valores nominales de las propiedades del concreto y del acero, utilizados comúnmente en los despachos de cálculo estructural.

El concreto se consideró de clase I, con las siguientes características:

- Resistencia a la compresión:  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad:  $E_c = 221359 \text{ kg/cm}^2$
- Peso volumétrico:  $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$
- Módulo de Cortante:  $G = E_c / 2(1+\nu)$ , donde para concreto  $\nu = 0.2$  (Módulo de Poisson).

Las características del acero de refuerzo fueron las siguientes:

- Esfuerzo de fluencia :  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad :  $E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$ .

#### 5.2 Análisis de cargas

Para el análisis de cargas se consideró que los edificios fueran destinados para uso de oficinas. Con base en ello, se estimaron los pesos en los niveles intermedios y de azotea de los edificios, como se indica en las tablas 5.1 y 5.2, respectivamente. El peso propio de los elementos estructurales, es decir, el peso de columnas, traveses y muros, se consideró en forma automática por medio de los programas de análisis utilizados (SAP90 y ETABS).



Nivel Intermedio	Peso (kg/m <sup>2</sup> )
Losa de 12 cm. de espesor	288
Piso	65
Mortero Cemento-Arena	52
Falso Plafón	30
Muros intermedios	100
Carga adicional (Art. 197)	40
Total Carga Muerta	575
Carga viva instantánea	180
Carga viva máxima	250

Tabla 5.1 Cargas consideradas en los niveles intermedios.

Nivel de azotea	Peso (kg/cm <sup>2</sup> )
Losa de 12 cm. de espesor	288
Relleno para dar pendientes	100
Impermeabilizante	65
Falso plafón	30
Carga adicional (Art. 197)	40
Total Carga Muerta	523
Carga viva instantánea	70
Carga viva máxima	100

Tabla 5.2 Cargas consideradas en azotea.

A continuación en la tabla 5.3, se presentan en forma resumida las cargas vivas y muertas que se utilizaron en el análisis.

Nivel	Cargas Muertas (kg/m <sup>2</sup> )	Cargas Vivas (kg/m <sup>2</sup> )	
		Gravitacionales	Sismo
Azotea	523.0	100.0	70.0
Intermedio	575.0	250.0	100.0

Tabla 5.3 Cargas Vivas y Muertas que se utilizaron en el análisis

A continuación en las tablas 5.4, 5.5 y 5.6 se muestran los pesos por nivel para los edificios correspondientes a los grupos 1, 2 y 3, respectivamente.

Nivel	W nivel (Ton)		
	Modelos Excéntricos en Masas	Modelos Excéntricos en Rigideces	
		1 muro en c/dir	2 muros en c/dir
4	552.155	565.733	579.311
3	699.831	713.409	726.987
2	699.831	713.409	726.987
1	699.831	713.409	726.987

Tabla 5.4 Pesos de nivel Grupo 1

Nivel	W nivel (Ton)		
	Modelos Excéntricos en Masas	Modelos Excéntricos en Rigideces	
		1 muro en c/dir	2 muros en c/dir
8	611.358	624.222	637.084
7	770.918	783.774	796.638
6	770.918	783.774	796.638
5	770.918	783.774	796.638
4	770.918	783.774	796.638
3	770.918	783.774	796.638
2	770.918	783.774	796.638
1	770.918	783.774	796.638

Tabla 5.5 Pesos de nivel Grupo 2

Nivel	W nivel (Ton)		
	Modelos Excéntricos en Masas	Modelos Excéntricos en Rigideces	
		1 muro en c/dir	2 muros en c/dir
15	674.611	686.092	697.574
14	862.675	874.156	885.638
13	862.675	874.156	885.638
12	862.675	874.156	885.638
11	862.675	874.156	885.638
10	893.320	904.624	915.929
9	893.320	904.624	915.929
8	893.320	904.624	915.929
7	893.320	904.624	915.929
6	893.320	904.624	915.929
5	927.133	941.040	954.950
4	927.133	941.040	954.950
3	927.133	941.040	954.950
2	927.133	941.040	954.950
1	927.133	941.040	954.950

Tabla 5.6 Pesos de nivel Grupo 3

### 5.3 Factores de Carga y Resistencia

De acuerdo con el título VI del RCDF-93, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción,  $F_R$ . Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto establecen los siguientes valores de factores de carga y resistencia:

- Factores de carga :
- 1.4 para combinaciones de cargas permanentes y variables (Carga muerta + Carga viva).
  - 1.1 para combinaciones de cargas permanentes, variables y accidentales (Carga muerta + Carga viva + Sismo).
- Factores de resistencia :
- 0.9 para flexión.
  - 0.8 para cortante, flexocompresión y torsión.

### 5.4 Análisis estructural de los modelos

Para todos los modelos estudiados, se realizaron análisis del tipo sísmico estático y dinámico modal espectral, seleccionando para fines de diseño aquel que produjo condiciones de trabajo más severas en la estructura.

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas y masas por nivel, se consideró el peso de las columnas, trabes principales y secundarias, y en el caso de los modelos asimétricos en rigideces, se incluyó también el peso de los muros. A nivel de azotea, se consideró sólo la mitad del peso de las columnas del entrepiso inferior, mientras que en los niveles intermedios, se consideró su altura total.

Para los edificios con excentricidad estructural mayor que 0.1b, el RCDF en su sección 6 de las NTC señala que deberá afectarse por 0.8 el factor de comportamiento sísmico.

A continuación en las tablas 5.7, 5.8 y 5.9 se presenta el cálculo de las fuerzas sísmicas en los niveles de los edificios simétricos para los grupos 1, 2 y 3 respectivamente. Para los modelos asimétricos, las fuerzas sísmicas variaron ligeramente en función del peso y del nivel de asimetría cuando  $e_s$  rebasó 0.1b.

Grupo 1					
Nivel	Peso $W_i$ (Ton)	Altura $H_i$ (m)	$W_i \times h_i$ (Ton-m)	Fza. Sísmica $F_i$ (Ton)	Cortante $V_i$ (Ton)
4	552.155	13.2	7288.446	91.399	91.399
3	699.831	9.9	6928.327	86.883	178.282
2	699.831	6.6	4618.884	57.922	236.204
1	699.831	3.3	2309.442	28.961	265.165
Suma	2651.648		21145.099		

Tabla 5.7 Fuerzas Sísmicas, Grupo 1, modelo simétrico

Grupo 2					
Nivel	Peso Wi (Ton)	Altura Hi (m)	Wi X hi (Ton-m)	Fza. Sísmica Fi (Ton)	Cortante Vi (Ton)
8	611.356	26.4	16139.798	110.978	110.987
7	770.910	23.1	17808.206	122.450	233.437
6	770.910	19.8	15264.176	104.957	338.394
5	770.910	16.5	12720.147	87.464	425.858
4	770.910	13.2	10176.117	69.971	495.829
3	770.910	9.9	7632.088	52.478	548.307
2	770.910	6.6	5088.059	34.985	583.292
1	770.910	3.3	2544.029	17.429	600.721
Suma	6007.726		87372.620		

Tabla 5.8 Fuerzas Sísmicas, Grupo 2, modelo simétrico

Grupo 3					
Nivel	Peso Wi (Ton)	Altura Hi (m)	Wi X hi (Ton-m)	Fza. Sísmica Fi (Ton)	Cortante Vi (Ton)
15	674.611	49.5	33393.254	130.089	130.089
14	862.675	46.2	39855.594	155.264	285.353
13	862.675	42.9	37008.766	144.173	429.526
12	862.675	39.6	34161.937	133.083	562.610
11	862.675	36.3	31315.109	121.993	684.603
10	893.320	33.0	29479.560	114.842	799.446
9	893.320	29.7	26531.604	103.358	902.804
8	893.320	26.4	23583.648	91.874	994.678
7	893.320	23.1	20635.692	80.389	1075.061
6	893.320	19.8	17687.736	68.905	1143.976
5	927.133	16.5	15297.694	59.594	1203.563
4	927.133	13.2	12238.155	47.675	1251.241
3	927.133	9.9	9178.616	35.756	1287.009
2	927.133	6.6	6119.077	23.837	1310.838
1	927.133	3.3	3059.539	11.918	1322.757
Suma	13227.577		339545.986		

Tabla 5.9 Fuerzas Sísmicas, Grupo 3, modelo simétrico

## 5.5 Condiciones y combinaciones de carga

Con base en lo establecido en el RCDF, se utilizaron las siguientes combinaciones de cargas en los análisis realizados:

Combinación

1	$1.4 W_{mg} + 1.4 W_{vm\acute{a}x}$
2	$1.1 W_{mg} + 1.1 W_{vinst} + 1.1 F_{xsism} + 0.33 F_{ysism}$
3	$1.1 W_{mg} + 1.1 W_{vinst} + 1.1 F_{xsism} - 0.33 F_{ysism}$
4	$1.1 W_{mg} + 1.1 W_{vinst} - 1.1 F_{xsism} + 0.33 F_{ysism}$
5	$1.1 W_{mg} + 1.1 W_{vinst} - 1.1 F_{xsism} - 0.33 F_{ysism}$
6	$1.1 W_{mg} + 1.1 W_{vinst} + 0.33 F_{xsism} + 1.1 F_{ysism}$
7	$1.1 W_{mg} + 1.1 W_{vinst} + 0.33 F_{xsism} - 1.1 F_{ysism}$
8	$1.1 W_{mg} + 1.1 W_{vinst} - 0.33 F_{xsism} + 1.1 F_{ysism}$
9	$1.1 W_{mg} + 1.1 W_{vinst} - 0.33 F_{xsism} - 1.1 F_{ysism}$

donde:

(  $W_{mg}$  ) = Carga muerta gravitacional.

(  $W_{vm\acute{a}x}$  ) = Carga viva máxima.

(  $W_{vinst}$  ) = Carga viva instantánea.

(  $F_{xsism}$  ) = Fuerzas sísmicas laterales dirección X.

(  $F_{ysism}$  ) = Fuerzas sísmicas laterales dirección Y.

## 5.6 Excentricidades de diseño

En los análisis estáticos, se consideraron los efectos de torsión que indican las NTCDS, en función de las excentricidades de diseño, ecs. 5.1 y 5.2. Al respecto, la norma por torsión señala que para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable.

$$1.5 e_s + 0.1b \quad (5.1)$$

$$e_s - 0.1b \quad (5.2)$$

donde:

$e_s$  = Excentricidad estructural en cada entrepiso.

$b$  = Dimensión de la planta que se considera medida en la dirección de  $e_s$ .

Se señala que además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de  $e_s$  calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se

considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

### **5.7 Desplazamientos laterales permisibles**

El art. 209 del RCDF-93 señala que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico mencionado en el art. 203 del mismo, no excederán a 0.006 veces la diferencia de elevaciones, para el caso en que los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, estén separados de la estructura principal el límite en cuestión será de 0.012. Este es el límite que se consideró y se revisó que no se excediera.

### **5.8 Diseño de los edificios estudiados**

Para fines de este trabajo se diseñaron un total de 5 edificios por grupo, esto es, uno para el caso simétrico ( $e_s = 0.0b$ ) y otros dos diseños para los modelos excéntricos en masas y rigideces, respectivamente.

El diseño de muros, columnas, losas, trabes principales y secundarias se realizó de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC), en su sección para Marcos Dúctiles ( $Q=3$  ó  $4$ ).

El diseño final de los modelos de edificios fue racional, empleando algunas de las prácticas establecidas en los despachos de cálculo, como lo es la unificación de secciones de columnas y trabes en niveles similares, etc.

Los armados de los elementos estructurales de cada grupo de modelos se presentan en el anexo 1.

Adicionalmente, por ser de interés en este trabajo, en el anexo 2 se presentan en forma tabulada las posiciones de los centros de masa (CM) y los centros de resistencia de diseño (CR), para todos los modelos. De la misma manera, se presenta la ubicación en planta de los centros de torsión (CT) de los modelos asimétricos en rigideces, así como sus respectivas gráficas que muestran la variación con la altura del CT. Es importante señalar que la posición del centro de cortante (CC) es la misma que el CM, sólo que la primera se encuentra en el entrepiso.

## CAPÍTULO 6

### ANÁLISIS NO LINEAL DE LOS MODELOS

#### 6.1 Herramienta de análisis seleccionada

De los programas de análisis no lineal que existen en el medio, en este trabajo se seleccionó el programa CANNY-E, Li (1996), ya que entre los elementos estructurales que puede modelar se encuentra el elemento panel o muro. En investigaciones anteriores, Ye (1996), se encontró que los resultados que se obtienen con este programa son satisfactorios, y que las diferencias que se tienen al compararlos con otros, pe. IDARC, se le pueden atribuir a la modelación estructural y a los modelos de comportamiento histerético que utilizan cada programa. A continuación se hace una breve descripción de este programa.

##### 6.1.1 Programa de análisis no lineal CANNY-E

Este programa fue desarrollado para el análisis de sistemas estructurales a base de marcos de concreto reforzado y acero, los cuales pueden incluir muros de cortante. El programa incluye una variedad de modelos de histéresis que permiten representar el comportamiento no-lineal de varios materiales bajo acciones diversas. De esta manera, los modelos de elementos incluidos en el programa, permiten considerar acciones tales como tensión y compresión uniaxial, flexión uniaxial y biaxial, deformación por cortante, interacción entre flexión biaxial y carga axial, interacción de cortante biaxial, y torsión.

El programa es aplicable a estructuras cuyos elementos viga-columna están rígidamente conectados y pueden ser modelados mediante elementos lineales y/o elementos multi-resortes. Permite analizar estructuras de configuración y forma geométrica irregular, por lo que los elementos estructurales pueden estar orientados arbitrariamente.

El programa CANNY-E puede realizar análisis lineales y no lineales en dos y tres dimensiones, ya sean estáticos, dinámicos, pseudo-dinámicos, así como análisis estáticos bajo carga monótona creciente (pushover). Este último puede llevarse a cabo bajo cargas gravitacionales ó bajo cargas laterales gradualmente incrementadas, que pueden ser controlados por desplazamientos y/o cargas, los cuales pueden incluir efectos de P-delta. También se incluye el análisis de elementos aislados para simular pruebas de especímenes.

#### 6.2 Consideraciones para la modelación estructural

Para fines de este trabajo, se llevaron a cabo análisis dinámicos no lineales de los modelos de edificios seleccionados. En esta etapa fue necesario hacer algunas consideraciones y suposiciones en los modelos analíticos. Estos modelos de edificios fueron idealizados como un conjunto de elementos discretos conectados a nudos rígidos. Estos elementos son vigas, columnas y muros, en los cuales se toma en cuenta su comportamiento individual.



En el caso de los elementos viga y columna, se consideró la formación de articulaciones plásticas solamente en sus extremos, donde ocurre la fluencia, ignorando las variaciones de las propiedades en otros puntos del elemento.

Para llevar a cabo el análisis dinámico no lineal de los modelos estudiados, se consideraron las siguientes hipótesis básicas:

- a).- Se asume que los modelos poseen base rígida.
- b).- Se desprecia la interacción suelo-estructura.
- c).- Se desprecian los efectos P-Delta.
- d).- Se asume que el sistema de piso es indeformable en su plano, lo que permite estudiarlo en función de tres grados de libertad por nivel.
- e).- Las uniones viga-columna se suponen rígidas.
- f).- La masa del nivel se supone concentrada en un punto (centro de masas).
- g).- La estructura no pierde su geometría inicial durante el análisis y hasta antes del colapso.

Para llevar a cabo el análisis dinámico no lineal, seleccionó el Método de Newmark con  $\beta = 0.25$ , ya que este método es incondicionalmente estable.

### 6.3 Obtención de las propiedades de las secciones de los elementos

Un aspecto importante en el análisis inelástico de estructuras de concreto reforzado, es la determinación de las propiedades geométricas y la relación momento – curvatura de los elementos que la forman. Para llevar a cabo el análisis no lineal, el programa CANNY-E requiere entre otros datos, los valores positivos y negativos de los momentos resistentes de agrietamiento ( $M_{cr}$ ) y de fluencia ( $M_y$ ), así como la rigidez inicial y a la postfluencia de los elementos estructurales. Estas propiedades fueron calculadas con el programa MC, el cual es una herramienta auxiliar de CANNY-E para analizar secciones de concreto reforzado.

Para determinar la curva momento-rotación, fig. 6.8, el programa MC itera para definir la posición del eje neutro a partir de las condiciones de compatibilidad de deformaciones y de equilibrio, con base a las relaciones esfuerzo vs deformación del acero y concreto, y considera constante el efecto del recubrimiento del concreto y la carga axial. Para determinar la curva esfuerzo-deformación del concreto se adoptó el modelo de Kent-Park modificado, Park y Paulay (1997), y para el acero el modelo de Rodríguez y Botero (1994).

Es importante mencionar que la rigidez a la posfluencia que calcula el programa MC, fue revisada de acuerdo a los valores de ductilidad obtenidos a partir de los análisis de la sección transversal de los elementos.

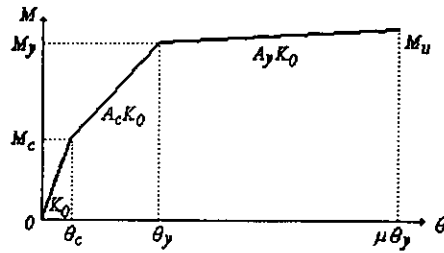


Fig. 6.8 Curva de la relación momento-rotación.

En la figura 6.9a y 6.9b se muestran las relaciones idealizadas de las curvas esfuerzo vs deformación del Concreto y Acero, respectivamente.

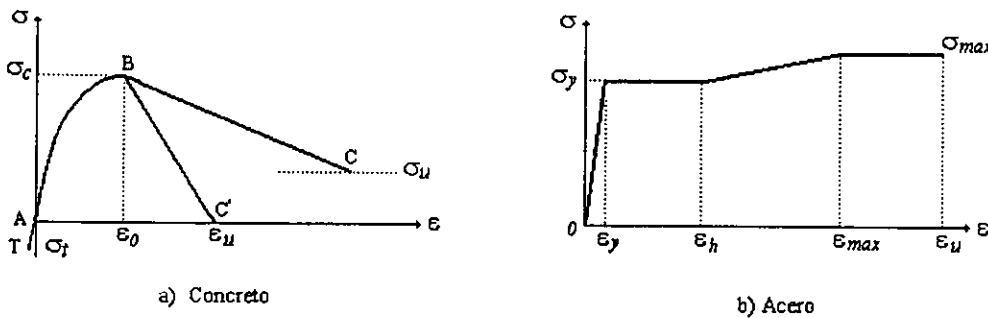


Figura 6.9 Curva de esfuerzo vs deformación para el Concreto y Acero.

## 6.4 Modelos de elementos estructurales

Para el análisis de los sistemas estructurales propuestos en este trabajo se emplearon modelos a base de marcos tridimensionales y marco-muro, con los cuales se pudieron estudiar diversos niveles y tipos de asimetría.

A continuación se describen las características empleadas para modelar el comportamiento de los diferentes elementos estructurales antes descritos, con base en los modelos de histéresis que están incluidos en el programa CANNY-E.

### 6.4.1 Elemento viga

El elemento viga se representa por un modelo sometido a flexión uniaxial (modelo de una componente), que puede incluir deformaciones axiales y por cortante. La deformación inelástica a flexión del elemento viga se supone concentrada en sus extremos, y se representa mediante dos resortes angulares, como se muestra en la figura 6.3. Las deformaciones axiales y por cortante de

la viga se aproximan por resortes independientes colocados al centro del claro. Debido a que en los modelos se asumió diafragma rígido, las deformaciones axiales en las vigas se despreciaron, y se consideró elástica la deformación por cortante. Este modelo no incluye las interacciones entre flexión, cortante y deformaciones axiales.

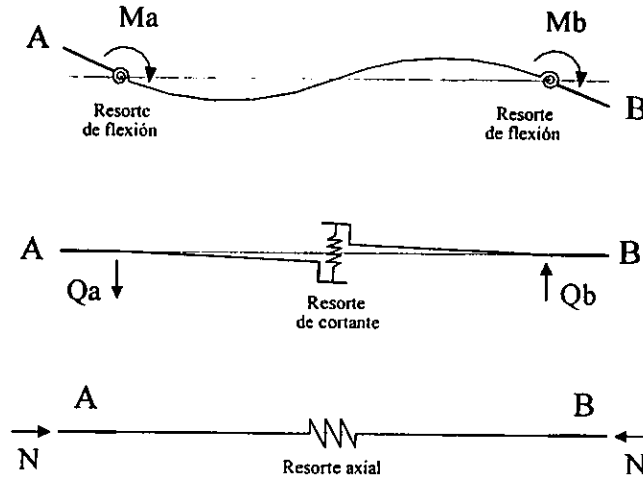


Figura 6.3 Modelo de viga de una componente

Para modelar el comportamiento histerético a flexión, en los elementos viga se adoptó el modelo de histéresis no.14, *CANNY Simple Model* con una relación trilineal fuerza – desplazamiento. Entre las características más importantes de este modelo, se puede mencionar que considera la degradación de rigidez y resistencia. Estos cambios en la rigidez a flexión, antes de que ocurra la fluencia, se consideraron importantes en este trabajo, para tratar de modelar con más realismo los modelos de estructuras estudiados, ya que pueden influir en su comportamiento global. Dado que el diseño de los modelos de edificios se realizó de acuerdo a la filosofía columna fuerte - viga débil, el comportamiento a cortante se supuso lineal. Este modelo no considera el deslizamiento de las barras dentro del concreto (*pinching*).

#### 6.4.2 Elemento columna

La interacción entre carga axial (variable) y los momentos flexionantes bidireccionales que experimentan las columnas de una estructura, afecta su comportamiento no lineal. El programa CANNY-E adoptó un modelo de multiresortes basado en los resultados de investigaciones anteriores, Lai et al (1984), como el que se muestra en la fig. 6.4. De esta manera, la columna tiene un elemento lineal y dos elementos de multiresortes (elemento MS) en la base y en la parte superior de la columna. En este elemento es necesario definir dos nodos internos entre el elemento lineal y el elemento MS.

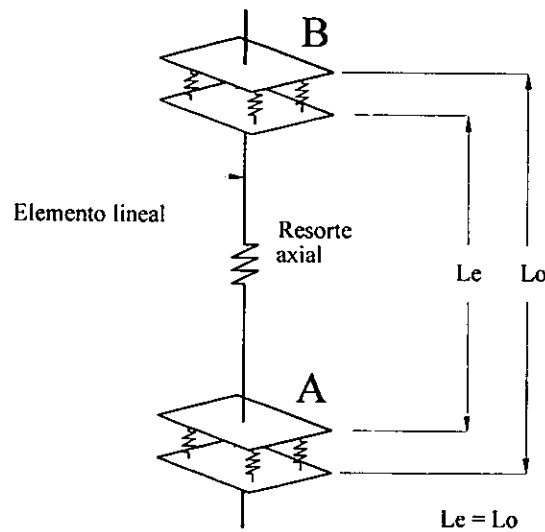


Figura 6.4 Modelo de columna

El elemento MS está formado por un conjunto de resortes uniaxiales de concreto y acero, los cuales se consideran de longitud nula al establecer la relación fuerza-desplazamiento de la columna. Cada resorte está sometido a fuerza axial y por lo tanto experimenta deformaciones del mismo tipo. El comportamiento del elemento se basa en la hipótesis de secciones planas, que producen deformaciones axiales en los elementos en función de la rotación inelástica por flexión y deformación axial del elemento MS. De esta manera, el elemento MS puede incluir la interacción entre la flexión bidireccional y la carga axial en la columna. El elemento MS está formado por al menos cuatro resortes uniaxiales, cuyo número depende de las propiedades del material y del tamaño de la sección, así como del arreglo de barras longitudinales de refuerzo de la columna. En este trabajo se consideró 16 resortes para el concreto (8 en el núcleo y 8 en el recubrimiento), mientras que para el acero, se tomó un resorte por cada barra de refuerzo longitudinal existente.

La consideración del elemento MS en los extremos de la columna causa cierta reducción en las rigideces iniciales del elemento, a menos que los resortes del MS sean tratados como zonas plásticas-rígidas, como se muestra en la figura 6.5.

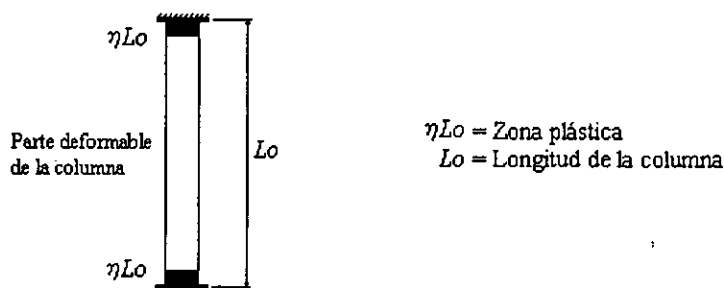


Figura 6.5 Zona plástica adoptada para la rigidez inicial del resorte

Con base en lo anterior, la rigidez inicial del resorte está dada por la ecuación 6.1:

$$K_{so}^i = \frac{E_i A_i}{\eta L_o} \quad (6.1)$$

En donde:

- $K_{so}^i$  = rigidez inicial del i-ésimo resorte
- $E_i$  = módulo de Young del material
- $A_i$  = área del resorte
- $\eta L_o$  = longitud de la zona plástica asumida

Empíricamente,  $\eta L_o$  es aproximadamente  $D/2$ , y toma valores  $\leq 0.2L_o$ , donde  $L_o$  es la longitud de la columna y  $D$  es el peralte de la sección transversal de la columna, CANNY-E, Li (1996).

El elemento lineal que posee la columna, figura 6.4, tiene un comportamiento elástico a flexión; también puede experimentar deformaciones inelásticas axiales y por cortante.

Para representar el comportamiento histerético de los resortes del modelo MS, la curva esfuerzo-deformación para los resortes de acero y concreto se supuso trilineal, con objeto de tomar en cuenta la degradación de rigidez antes de que alcance su resistencia de fluencia.

El modelo de histeréisis para representar el comportamiento de los resortes de acero tiene la característica de considerar cambios de rigidez antes y después de que ocurra la fluencia. El comportamiento histerético de los resortes de concreto, se basó en la curva esfuerzo-deformación para el concreto confinado mediante el uso de estribos cerrados. Este modelo tiene la característica de considerar la degradación de resistencia después de que haya alcanzado su resistencia máxima de compresión, así como también considera la degradación de la rigidez cuando sobrepasa un desplazamiento máximo.

Para modelar el comportamiento a cortante de las columnas sometidas a fuerzas laterales bidireccionales, se utilizó el modelo de cortante biaxial, *Biaxial shear model*, que consiste en un conjunto de resortes acomodados en forma radial, en la parte media de la columna, fig 6.6. Para este modelo, se consideró un total de 8 resortes, de los cuales se encuentran dos resortes paralelos a cada dirección principal ( X y Y). Cada resorte de cortante está sujeto a fuerza y desplazamiento lateral uniaxial.

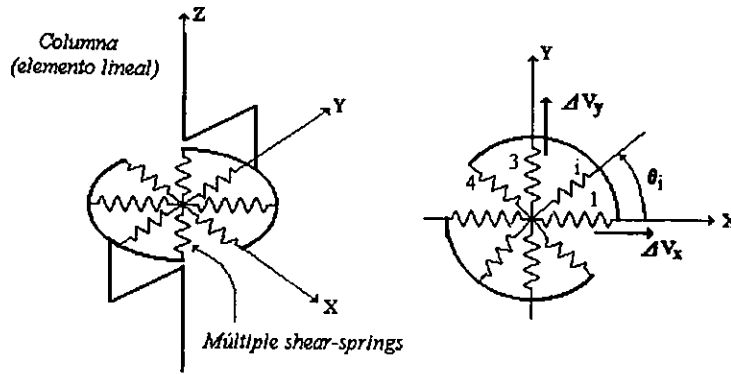


Figura 6.6 Modelo de Cortante Biaxial

Para modelar el comportamiento histérico a cortante, se adoptó el modelo de histéresis no.15, *CANNY Sophisticated Model*, con una relación fuerza – desplazamiento trilineal. El modelo considera la degradación de rigidez y resistencia, además de adelgazamiento en los lazos de histéresis, para considerar la posible pérdida de la adherencia entre el acero y el concreto. Es importante señalar que este modelo requiere de siete parámetros, los cuales controlan su comportamiento y nivel de degradación en rigidez y resistencia, así como la adherencia y el estrechamiento de los lazos de histéresis.

La deformación axial de la columna se consideró mediante un resorte uniaxial, cuyo comportamiento histérico se representó con el modelo de histéresis no.18, *Axial Stiffness Model*, el cual considera degradación de rigidez.

### 6.4.3 Elemento muro o panel de cortante

El elemento muro de cortante es considerado para tener flexión, cortante y deformación axial en su plano, y no tiene efectos fuera de él. Este elemento es también idealizado como un elemento lineal localizado en la línea central del muro, como se muestra en la figura 6.7. Los resortes de flexión, cortante y axial son resortes simples de un componente sin interacción entre ellos. La suposición de sección plana es aplicada para determinar la rotación del muro en las secciones de la base y parte superior a partir de las traslaciones verticales de los nodos en las cuatro esquinas del muro.

Cabe señalar que en el programa CANNY-E, el elemento panel puede o no tener columnas en sus extremos, las cuales son tratadas como elementos a tensión y compresión en el plano del muro. El empleo del elemento panel se permite cuando se encuentra localizado entre dos niveles cuyo comportamiento se idealiza como diafragma rígido. Fuera del plano del muro las columnas de borde pueden tener flexión y deformación por cortante, empleándose el modelo de multiresortes para representar la interacción entre la deformación axial y la flexión fuera del plano.

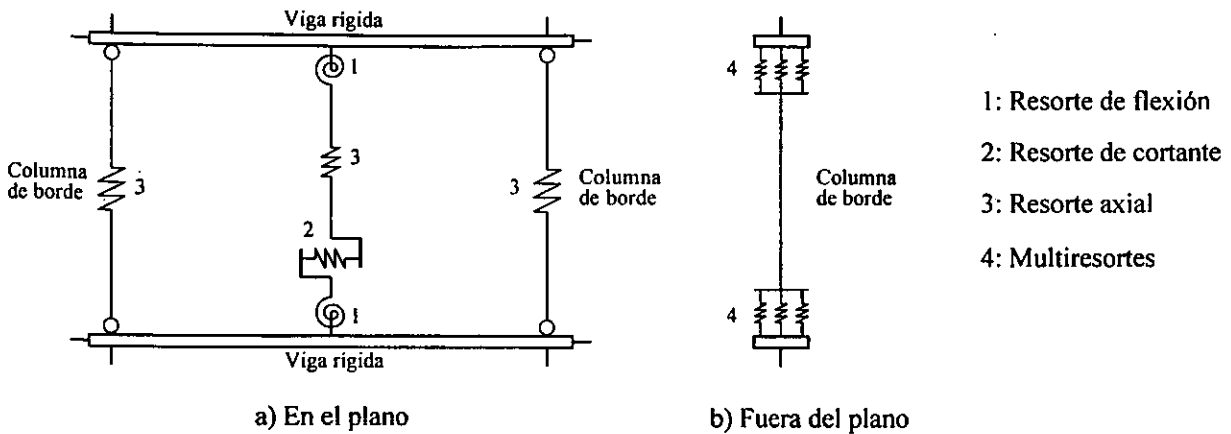


Figura 6.7 Elemento muro de cortante.

Para la modelación del comportamiento a flexión del muro, se utilizó el modelo de histéresis No. 15 *CANNY Sophisticated Model*, cuyas características fueron descritas previamente.

El comportamiento a cortante del muro, fue representado mediante el modelo de histéresis No. 8 *Origin-Oriented Model*, considerando una curva esfuerzo – deformación trilineal. Entre las características del modelo, se puede mencionar que la carga y descarga pasan a través del origen, lo que ocasiona una escasa disipación de energía.

El comportamiento axial del elemento central del muro se consideró elástico.

## 6.5 Excitación sísmica

Para evaluar el comportamiento sísmico torsional no lineal de los modelos de edificios considerados, se emplearon registros sísmicos reales obtenidos en suelo blando, correspondientes a la estación de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT); durante el sismo del 19 de Septiembre de 1985 en la ciudad de México, utilizando las dos componentes horizontales, SCT E-W y SCT N-S, por ser aquellos que presentaron las máximas aceleraciones en suelo blando.

## 6.6 Marco de referencia para evaluar la respuesta no lineal

Como se mencionó anteriormente, para evaluar el comportamiento de los modelos estructurales se calcularon las demandas cortante-torsión producidas en los entrepisos y se superpusieron sobre una envolvente de capacidad análoga a la propuesta por De la Llera y Chopra (1994). Adicionalmente, como parámetros complementarios, también se evaluó la variación en el tiempo del Centro Instantáneo de Rigidez (CIR) y del Centro Instantáneo de Cortante Sísmico (CICS), estudiados por Chípol (2001). Para todos los modelos se obtuvieron las demandas de ductilidad y la distribución de articulaciones plásticas en sus planos resistentes, sin embargo, dada la cantidad

tan grande de información sólo se presentan los casos más críticos. A continuación se hace una descripción de los parámetros de comportamiento.

### 6.6.1 Superficie Última de Corte y Torque ( SUCT ).

De la Llera y Chopra (1994), proponen para el estudio de estructuras monosimétricas el uso de una envolvente de resistencia de entrepiso llamada Superficie Última de Corte y Torque (SUCT), la cual define todas las combinaciones de cortante y momento torsionante por piso que aplicadas estáticamente sobre la estructura producen su colapso. Es importante mencionar que el procedimiento para la construcción de esta superficie se desarrolló con detalle en esta publicación, por lo que se considera innecesario plantear dicho procedimiento.

Para los fines de este trabajo y con la finalidad de evaluar la capacidad a cortante y torsión en los modelos estructurales estudiados, para la construcción de la SUCT se tomó únicamente el concepto que dio origen a esta superficie, así como sus propiedades. Para el cálculo de las resistencias de los planos resistentes de entrepiso fue necesario llevar a cabo varios análisis estáticos no lineales bajo carga monótona creciente (pushover), considerando tres grados de libertad por nivel (Chípol, 2001).

La distribución lateral de cargas utilizada en este tipo de análisis, se obtuvo de un análisis sísmico estático, incrementando su valor hasta el punto donde el desplazamiento del centro de masas de la azotea alcanzara 0.012 veces la altura del edificio (Ortiz, 2001) y considerando los efectos bidireccionales que marca el RCDF-93. Es importante mencionar, que la resistencia de los planos de un entrepiso, se obtuvo de la envolvente de las combinaciones de carga considerada.

Según la definición de la SUCT, para cualquier combinación de la demanda Corte - Torque alcance esta superficie produciría el colapso del entrepiso; sin embargo, para nuestro estudio no necesariamente se presenta esta condición, ya que el desplazamiento máximo permitido que se tomó como base para el cálculo de las resistencias de los planos (0.012 h), se encuentra entre los límites de los desplazamientos de servicio y colapso de una estructura, Reyes y Meli (1999).

### 6.6.2 Centro Instantáneo de Rigidez (CIR)

En la Cinemática existe un eje sobre el cual las partículas de un cuerpo rígido rotan en un instante cualquiera, cuando este describe un movimiento en el plano, y se le conoce como Eje Instantáneo de Rotación, Solar (1998). La ubicación de este punto se puede calcular una vez conocidas las direcciones de las velocidades de dos partículas, de dicho cuerpo rígido en el instante que se quiera conocer.

Estructuralmente hablando, la ubicación del centro de torsión (CT) en un nivel o entrepiso de un edificio, obtenido de un análisis estático, corresponde a la ubicación de un eje de rotación. Dado que el CT no solamente depende de las características geométricas y estructurales del edificio, sino también de la distribución lateral de cargas aplicadas, para el caso de un análisis dinámico, podremos referirnos a la existencia de un Centro Instantáneo de Torsión ó Centro instantáneo de Rigidez (CIR), el cual estará ubicado sobre un Eje Instantáneo de Rotación. El conocimiento de



este punto, nos permite calcular el momento torsionante efectivo que produce la fuerza sísmica en un entrepiso cualquiera, necesario para calcular las demandas de Fuerza Cortante vs Momento Torsionante que se presentan en este trabajo. Es importante señalar que en este trabajo solamente se presentan las demandas de Fuerza Cortante vs Momento Torsionante en la dirección principal de análisis, en este caso la dirección Y.

El cálculo del CIR se llevó a cabo mediante un análisis considerando tres grados de libertad por nivel ( $d_x$ ,  $d_y$ ,  $\phi_z$ ). Conocidos los desplazamientos del centro de masa, fue posible calcular los desplazamientos de cada uno de los planos resistentes, lo que permitió determinar la rigidez de entrepiso asociada al cortante actuante en dichos planos. De esta manera, fue posible construir una matriz de rigidez de entrepiso, ec. 6.8, análoga a la matriz de rigidez de edificios.

$$\begin{bmatrix} [K_{xx}] & [K_{xy}] & [K_{x\theta}] \\ [K_{yx}] & [K_{yy}] & [K_{y\theta}] \\ [K_{\theta x}] & [K_{\theta y}] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \quad (6.8)$$

Se puede demostrar que si los marcos son ortogonales  $K_{xy} = K_{yx} = 0$ . Por otro lado, los desplazamientos traslacionales por efecto de la rotación que experimenta un entrepiso, referidos al CIR, son nulos, con lo cual se tiene que  $K_{\theta x}$  y  $K_{\theta y}$  son nulos. Con base en lo anterior, mediante las ecs. 6.9 y 6.10, se pudo calcular, las coordenadas "X" y "Y", respectivamente del CIR.

$$[K_{x\theta}] = \sum [K_D]_j \cos \beta_j r_j \quad (6.81)$$

$$[K_{y\theta}] = \sum [K_D]_j \sen \beta_j r_j \quad (6.82)$$

Donde  $\beta_j$  es el ángulo que forma el eje X con el marco  $j$ ,  $r_j$  muestra la posición del marco respecto al origen del sistema global de referencia, y se mide perpendicularmente a su eje.  $K_D$  es la matriz de rigidez lateral del marco. Los elementos restantes de la matriz de rigidez de entrepiso  $K_{xx}$  y  $K_{yy}$  se obtuvieron mediante la sumatoria de las rigideces de los marcos que contribuyen en cada dirección de análisis. Estas rigideces se calcularon como el cociente entre la fuerza cortante actuante y el desplazamiento del entrepiso. Finalmente,  $K_{\theta\theta}$  se obtuvo con base en las posiciones en planta de los marcos y las rigideces antes mencionadas.

### 6.6.3 Centro Instantáneo de Cortante Sísmico (CICS)

La distribución de resistencias en planta fue uno de los parámetros importantes en el estudio del comportamiento sísmico torsional de modelos de edificios de un nivel; este parámetro estuvo definido mediante el centroide de las resistencias de los elementos estructurales del modelo, Gómez et al (1987). Al respecto, Chípol (2001) estudió la variación en el tiempo de la fuerza cortante sísmica de entrepiso en estructuras asimétricas mediante un punto al que se le llamó Centro Instantáneo de Cortante Sísmico (CICS), definido como el punto donde se localiza la resultante de la demanda de la fuerza cortante en cada paso de análisis. Este punto es similar al centro de las resistencias definidas por el diseño que marca el RCDF-93, tomado como base en estudios previos sobre torsión inelástica.

## CAPÍTULO 7

### ANÁLISIS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

Debido al volumen tan grande de información que se obtuvo de este estudio, se hizo una selección de la misma con la finalidad de ilustrar globalmente el comportamiento de los modelos de edificios estudiados.

Para todos los modelos estudiados, se obtuvieron demandas de entrepiso en función del cortante y momento torsionante producidos por el análisis inelástico en la dirección principal de análisis (Y). Las demandas de Cortante vs Momento Torsionante se superpusieron a la envolvente de capacidad de entrepiso correspondiente. Asimismo, se presenta la variación de la posición del Centro Instantáneo de Rigidez (CIR) y del Centro Instantáneo de Cortante Sísmico (CICS), que nos permitieron contar con elementos adicionales en la interpretación de la respuesta sísmica experimentada por los grupos de edificios estudiados. Para estudiar la variación del CIR fue necesario estudiar su ubicación antes, durante y después de la fase intensa. En este trabajo se presenta la respuesta durante toda la duración del sismo. Adicionalmente, se presentan esquematizadas las demandas de ductilidad y la distribución de articulaciones plásticas en planos resistentes de modelos simétricos y asimétricos que se consideraron presentaron las mayores demandas, es decir, para los modelos M800, MEM801, MER811, M1500, MEM1501 y MER1511.

Es importante mencionar que la forma asimétrica que presentan algunas superficies de capacidad de entrepiso, se debe a la existencia de distribuciones asimétricas en resistencias, obtenidas del análisis estructural de los modelos realizado mediante el pushover. La demanda de momento torsionante efectivo en el entrepiso se calculó con respecto al CIR. Cabe mencionar que para todos los modelos, incluyendo el caso simétrico, en el análisis inelástico, se consideró la incertidumbre en la ubicación del CM. Con respecto a la estimación de la dispersión del CICS, sólo se realizó para los modelos simétricos y excéntricos en masas, puesto que en el caso de los modelos asimétricos en rigideces, puede cometerse errores al calcular estas dispersiones debido a que el programa CANNY-E modela el muro de tal forma que las columnas adyacentes a éste, no toman fuerza cortante.

A continuación se describe el comportamiento experimentado por los grupos de edificios estudiados (4, 8 y 15 niveles).

#### 7.1 Edificios del grupo 1

##### 7.1.1. Centro Instantáneo de Cortante Sísmico (CICS)

Las figuras 7.1.1a, 7.1.2a, 7.1.3a, 7.1.4a, 7.1.5a, 7.2.1a, 7.2.2a, 7.2.3a, 7.2.4a y 7.2.5a muestran la variación del CICS en el primer y tercer entrepiso de los modelos de edificios de cuatro niveles (M400, MEM401, MEM402, MER411 y MER422). Del análisis de estas figuras, se observa que, en términos generales, para todos los modelos asimétricos en masas, incluyendo el simétrico, el CICS presenta una concentración alrededor de centro de resistencias de diseño. En los modelos

asimétricos en rigideces, el CICS tiende ubicarse alrededor del CC en el entrepiso basal, mientras que en los entrepisos superiores tiende a moverse hacia el centro de resistencias. Para el caso simétrico, las diferencias en la dirección principal de análisis entre estos dos puntos alcanzaron valores promedio de 19% del ancho de la planta ( $b$ ) para el entrepiso 1, y de 12% de  $b$  en el entrepiso 3, mientras que en la dirección perpendicular estas diferencias estuvieron en un rango de 28% para el entrepiso 1 y 27% para el tercero.

Las mayores dispersiones del CICS ocurrieron en los modelos asimétricos en rigideces, siendo el modelo simétrico el que presentó la menor variación. Fue notorio el decremento en la dispersión con el incremento en la altura de este grupo de edificios. Se observaron incrementos en la dispersión conforme aumentó la excentricidad estructural. El modelo que presentó la mayor dispersión del grupo correspondió al modelo MER411.

### 7.1.2. Centro Instantáneo de Rigidez (CIR)

En las figuras 7.1.1b y 7.2.1b, se muestra la variación en el tiempo de la posición del CIR para el entrepiso 1 y 3, respectivamente, del modelo M400. Se pudo determinar que la concentración de este punto antes y durante la fase intensa del sismo, se produjo alrededor del centro de torsión elástico, el cual coincide con el centro geométrico de la planta. Después de la fase intensa, el CIR presentó un comportamiento irregular y su ubicación fue dispersa.

En las figuras 7.1.2b y 7.2.3b se presenta el CIR para el primer entrepiso de los modelos MEM401 y MEM402, respectivamente, y en las figuras 7.2.2b y 7.2.3b para el entrepiso 3 de los mismos modelos. Se observa que el CIR presenta tendencias muy similares en los dos entrepisos estudiados, y un comportamiento muy similar a los modelos simétricos.

En las figuras 7.1.4b y 7.1.5b se presenta el CIR para el primer entrepiso de los modelos MER411 y MER422, respectivamente, y en las figuras 7.2.4b y 7.2.5b para el entrepiso 3 de los mismos modelos. Al analizar este punto antes y durante la fase intensa el CIR se tiende a concentrarse en la zona de mayor rigidez; después de ello se aprecia cierta dispersión, particularmente en el entrepiso 1 del modelo MER411.

### 7.1.3. Respuesta Cortante vs Momento Torsionante

En las figuras 7.1.1c y 7.2.1c, se presentan las demandas de cortante vs momento torsionante del modelo M400, superpuestas a las superficies de capacidad, para los entrepisos 1 y 3 respectivamente. Se observa que la respuesta está gobernada principalmente por mecanismos de traslación, debido a la simetría del modelo. En ningún caso la demanda rebasó la superficie de capacidad. La demanda resultó mayor en el primer entrepiso y se mantiene la misma tendencia de producir mecanismos predominantemente traslacionales en los entrepisos superiores.

En las figuras 7.1.2c y 7.1.3c se presentan las demandas de cortante vs momento torsionante para el primer entrepiso de los modelos MEM401 y MEM402, respectivamente, y en las figs 7.2.2c y 7.2.3c para el tercer entrepiso de los mismos modelos, superpuestas a las superficies de capacidad. En estos modelos se observan efectos torsionales moderados, los cuales disminuyen

en el tercer entrepiso, manteniéndose las mismas tendencias en los dos modelos y en los dos entrespisos. En ningún caso la demanda rebasó la superficie de capacidad. La demanda resultó mayor en el caso de 0.2b.

Las figuras 7.1.4c y 7.1.5c muestran las demandas de cortante vs momento torsionante de los modelos MER411 y MER422 superpuestas a las superficies de capacidad del entrepiso 1, y las figs 7.2.4c y 7.2.5c para el tercer entrepiso, de los mismos modelos. De estas figuras se observa que la demanda de momento torsionante se incrementó respecto al caso simétrico; para ambos modelos la demanda disminuye en el tercer entrepiso, manteniéndose las mismas tendencias en los dos modelos y en los dos entrespisos. En ningún caso la demanda rebasó la superficie de capacidad, siendo esta mayor en el modelo MER422.

Del análisis de las demandas de cortante vs momento torsionante, se observa que los modelos asimétricos en rigideces presentan los mayores efectos torsionales.

En los modelos asimétricos en rigideces, la mayor parte del comportamiento no lineal experimentado por los entrespisos se produjo a lo largo de ramas paralelas con pendiente negativa de la superficie de capacidad, correspondientes a la resistencia que proporcionan los elementos más rígidos (eje 1), que de acuerdo a la definición de esta superficie; implica que este eje se mantenga elástico, mientras que los demás experimenten los mayores desplazamientos por la rotación de los niveles del edificio. Con base en ello, se esperaría que el eje o plano resistente 5, experimente las mayores demandas de desplazamiento.

En los modelos asimétricos en masas, se observó que el comportamiento no lineal producido en los entrespisos presentó efectos torsionales menores, comparados con los modelos asimétricos en rigideces, cuyos mecanismos fueron predominantes en traslación.

Este resultado es congruente si observamos la concentración que tuvo el CIR, la cual se ubicó para este tipo de modelos, cercana al centro de masas, produciendo menores niveles de excentricidad que en el caso de los modelos asimétricos en rigideces. A pesar de la reducción de los efectos torsionales, el plano resistente más demandado corresponde también al número 5.

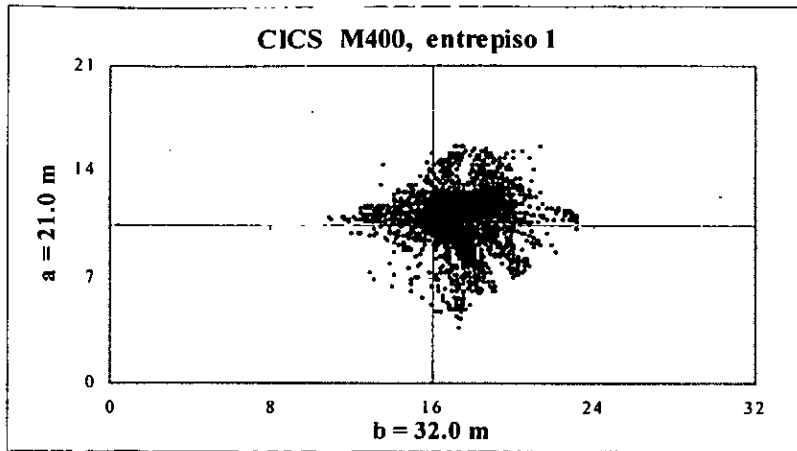


Figura 7.1.1a. CICS para el modelo M400

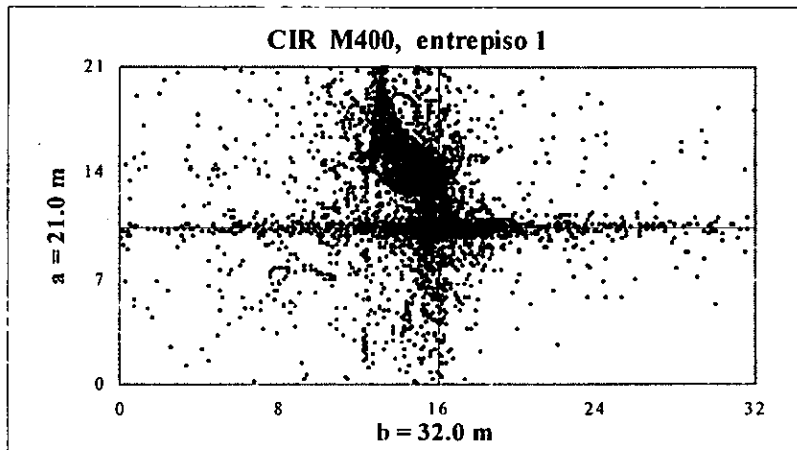


Figura 7.1.1b. CIR para el modelo M400

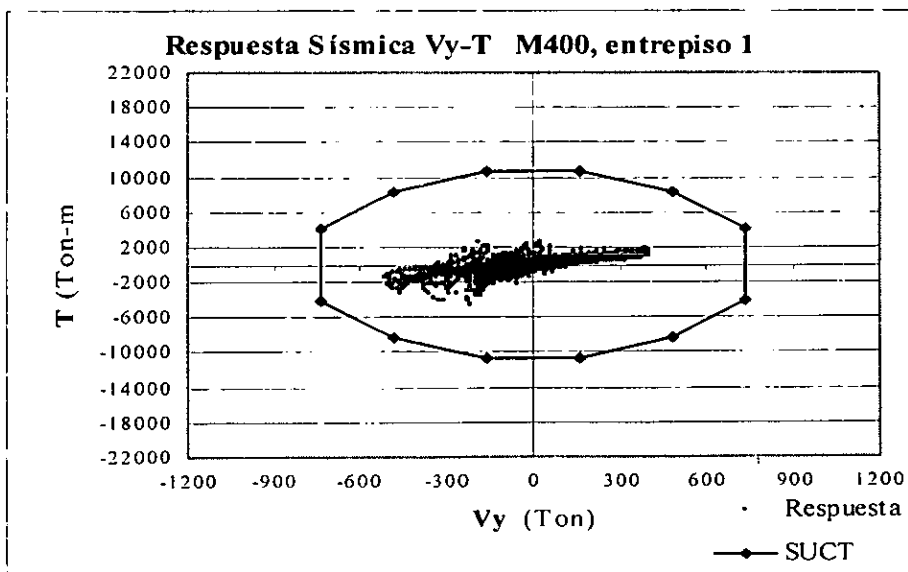
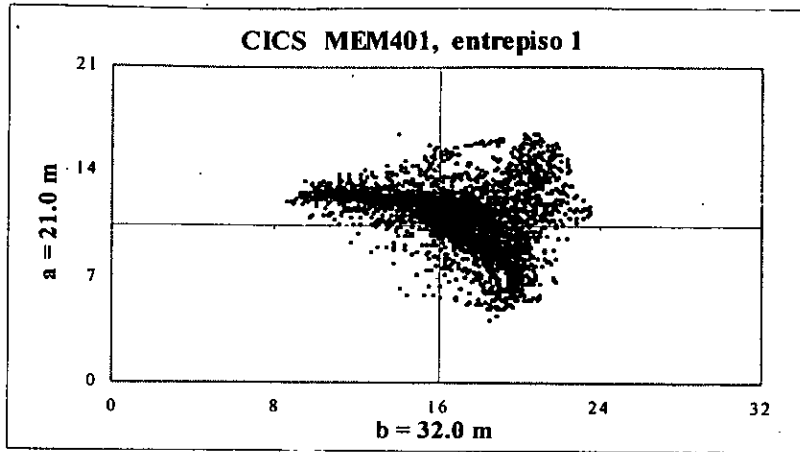


Figura 7.1.1c. Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo M400



CM (22.40,14.70)  
CR (16.02,10.52)

Figura 7.1.2a. CICS para el modelo MEM401

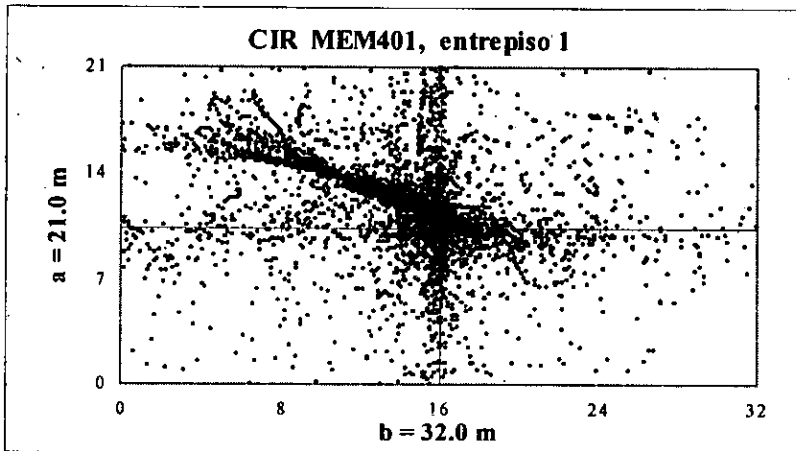


Figura 7.1.2b. CIR para el modelo MEM401

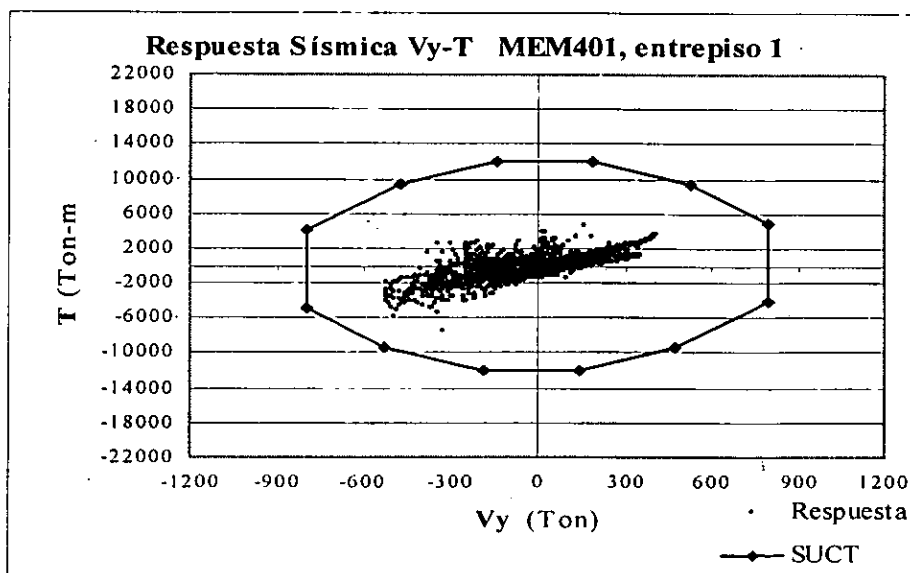


Figura 7.1.2c. Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MEM401

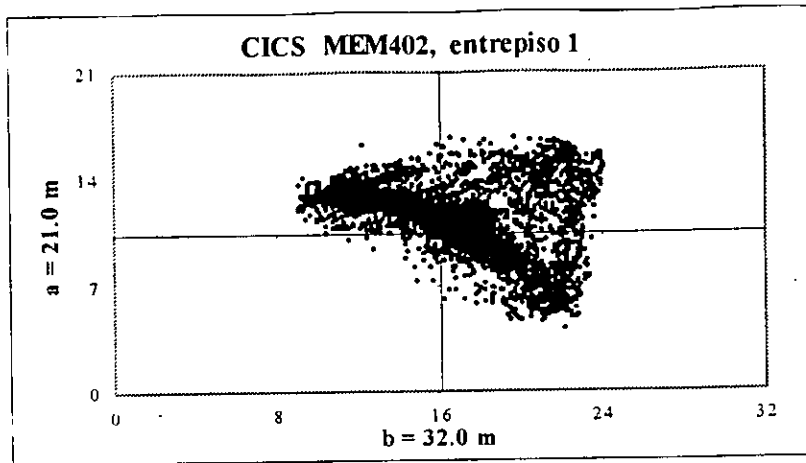


Figura 7.1.3a. CICS para el modelo MEM402

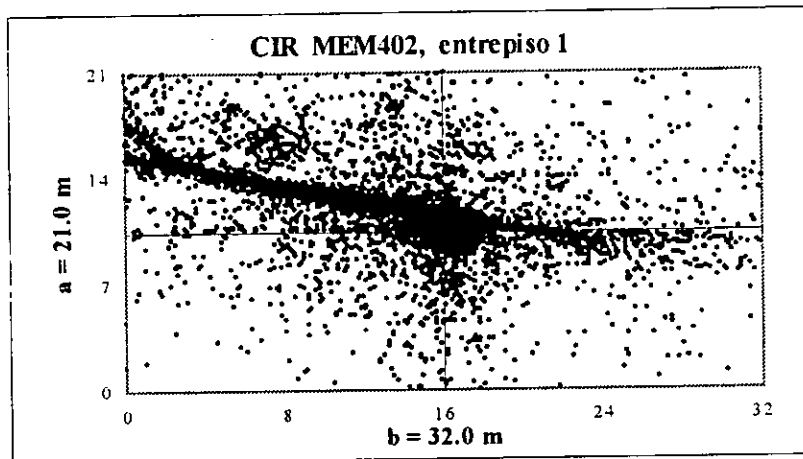


Figura 7.1.3b. CIR para el modelo MEM402

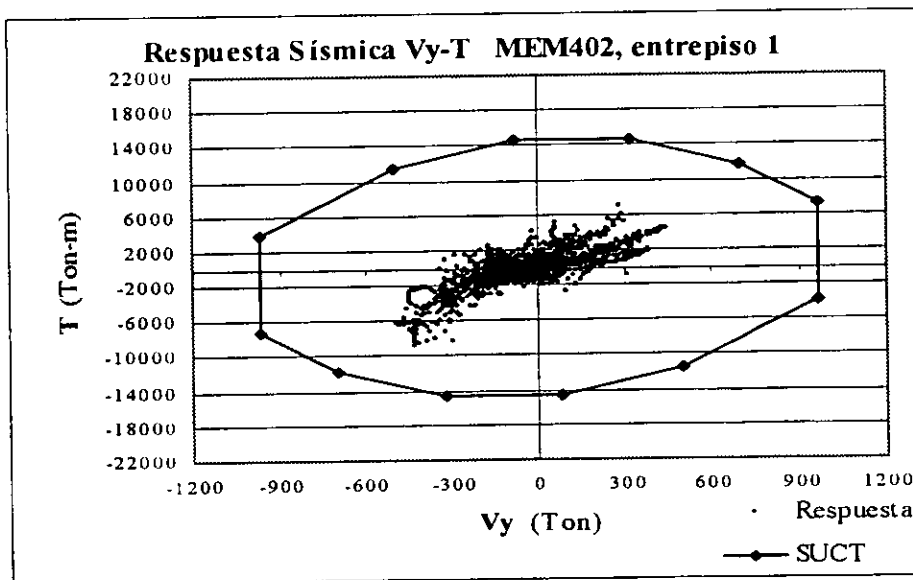


Figura 7.1.3c. Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MEM402

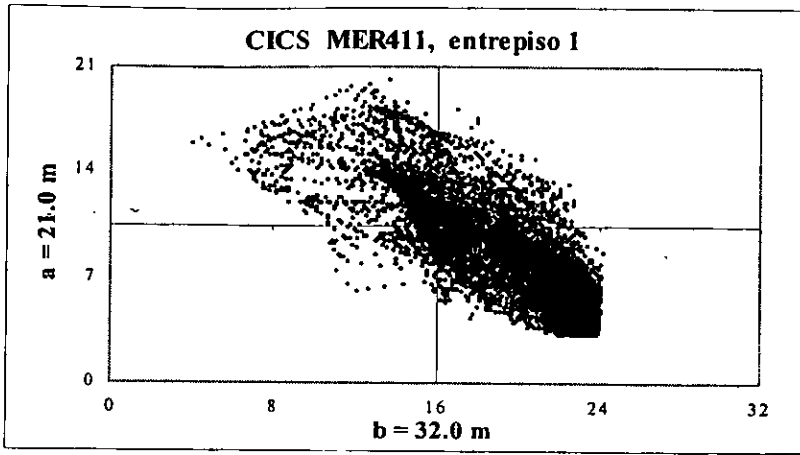


Figura 7.1.4a. CICS para el modelo MER411

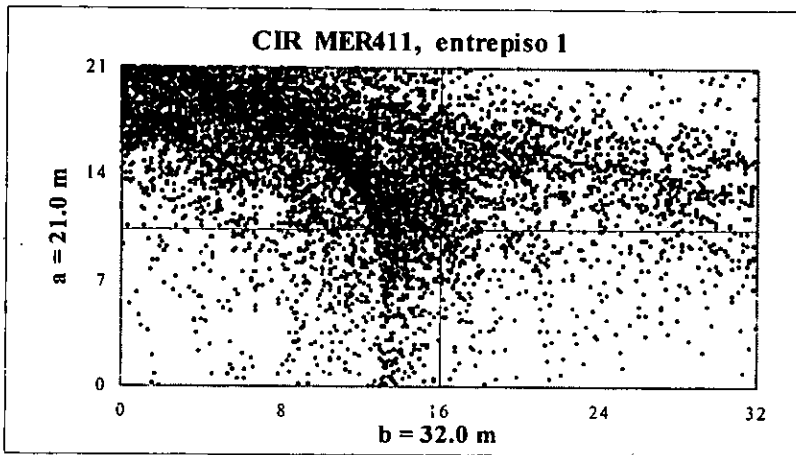


Figura 7.1.4b CIR para el modelo MER411

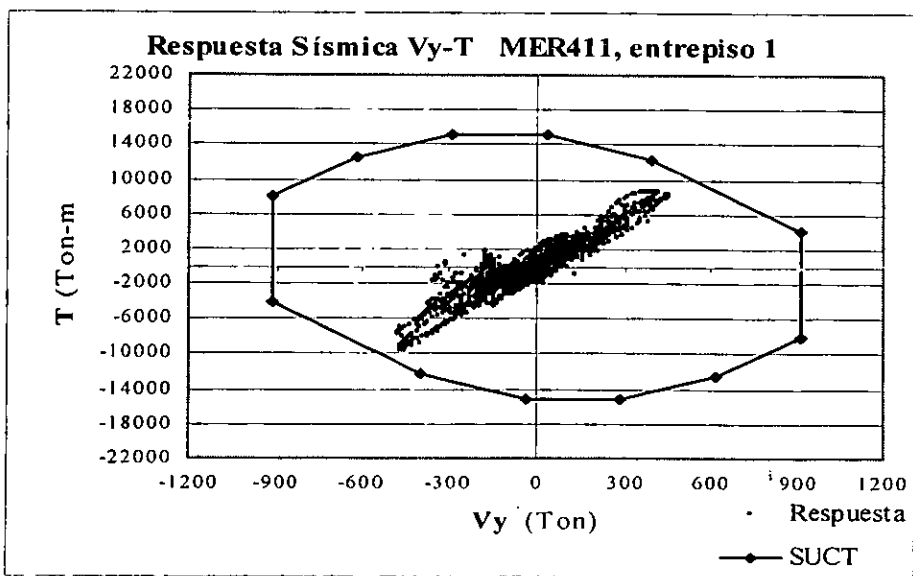


Figura 7.1.4c. Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MER411



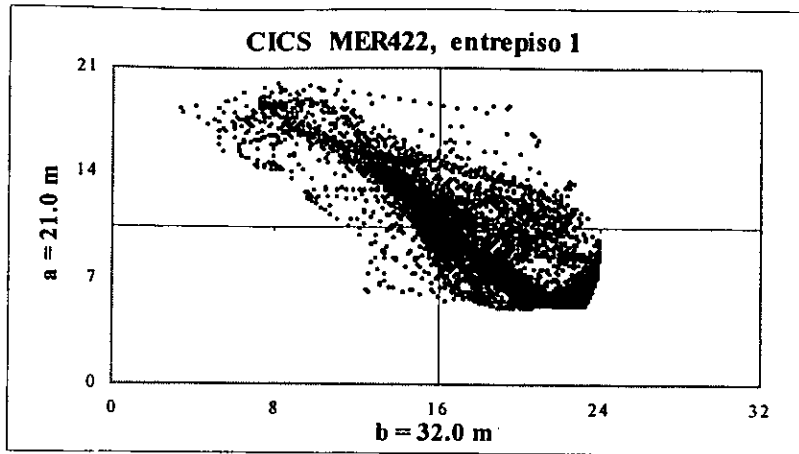


Figura 7.1.5a CICS para el modelo MER422

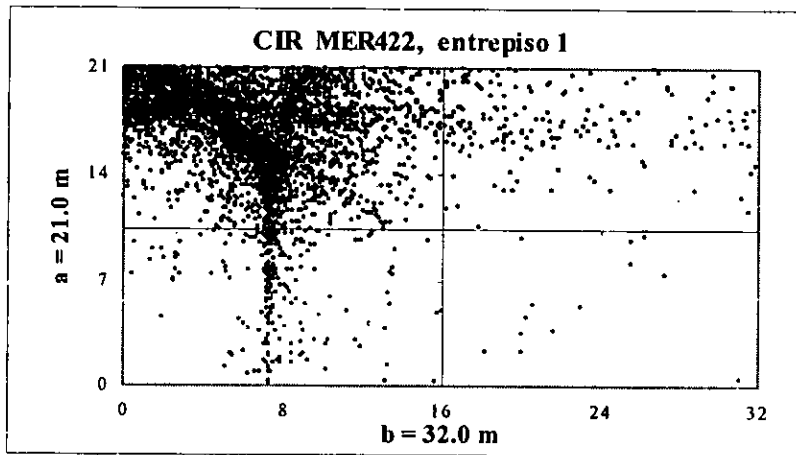


Figura 7.1.5b CIR para el modelo MER422

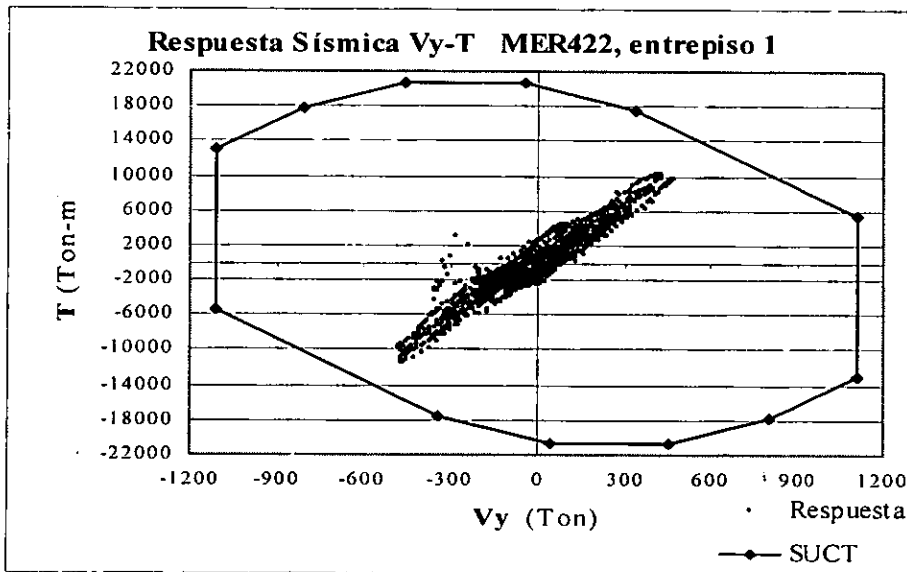
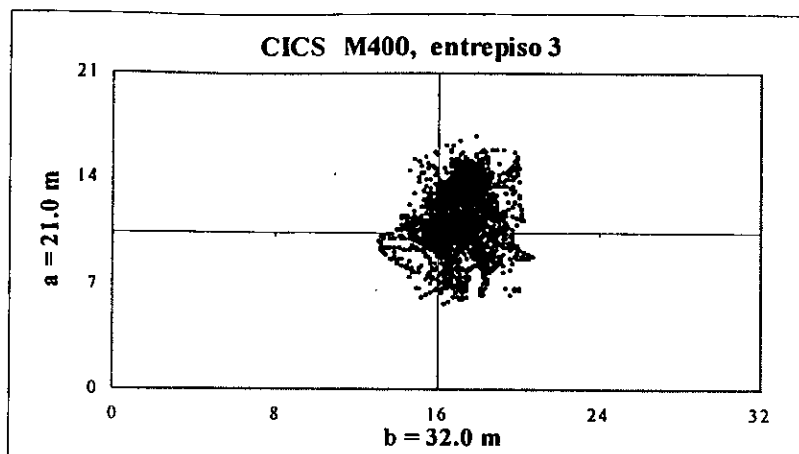


Figura 7.1.5c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MER422



CM (19.20,12.60)  
CR (16.00,10.50)

Figura 7.2.1a CICS para el modelo M400

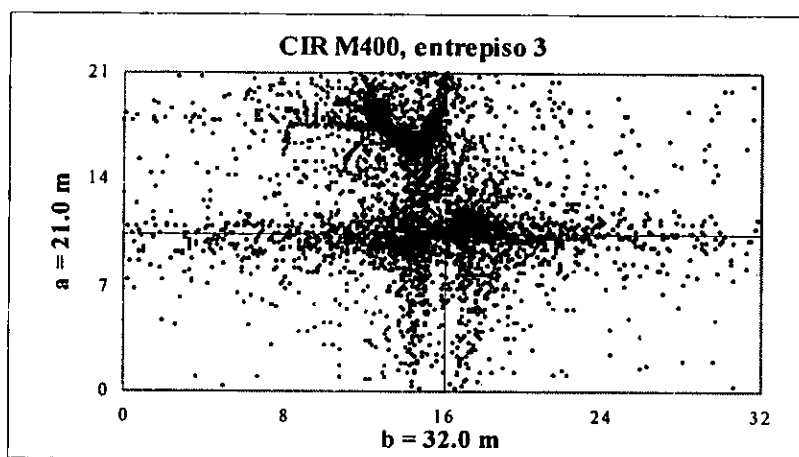


Figura 7.2.1b CIR para el modelo M400

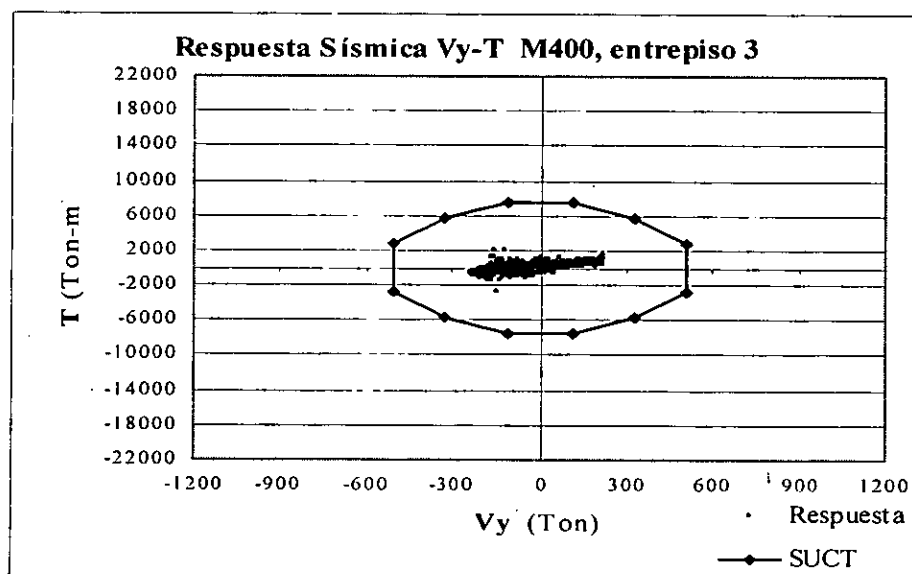
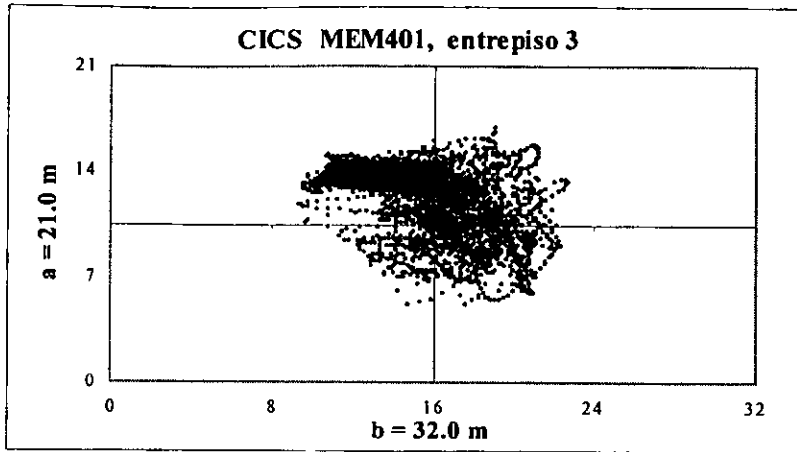


Figura 7.2.1c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo M400



CM (22.40,14.70)  
CR (16.00,10.50)

Figura 7.2.2a CICS para el modelo MEM401

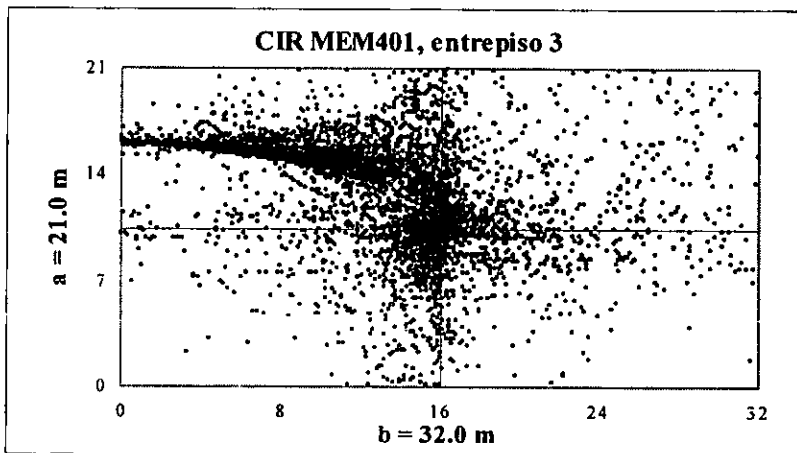


Figura 7.2.2b CIR para el modelo MEM401

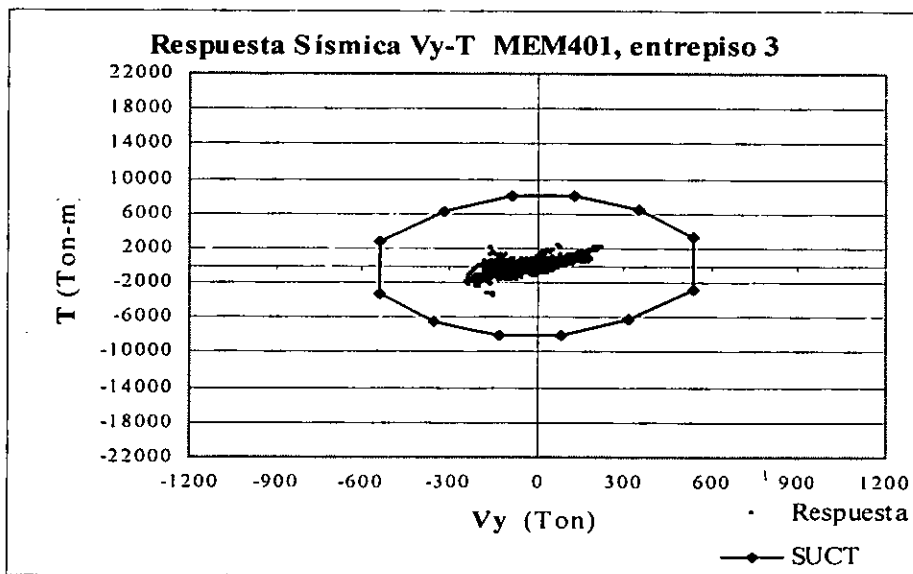
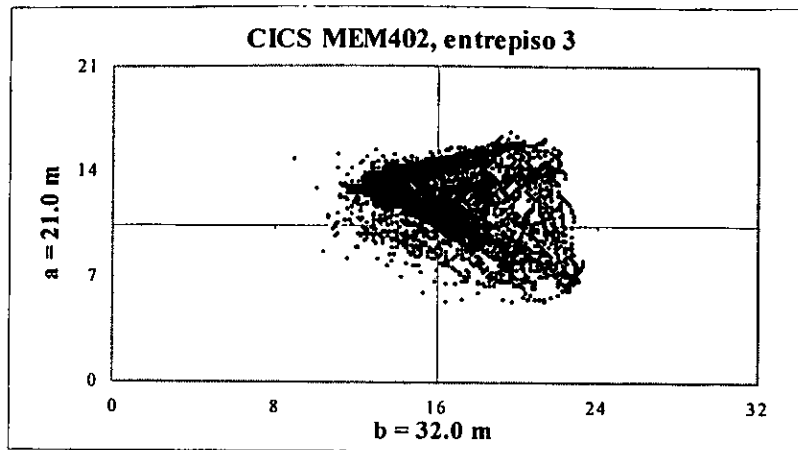


Figura 7.2.2c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MEM401



CM (25.60,16.80)  
CR (16.00,10.50)

Figura 7.2.3a CICS para el modelo MEM402

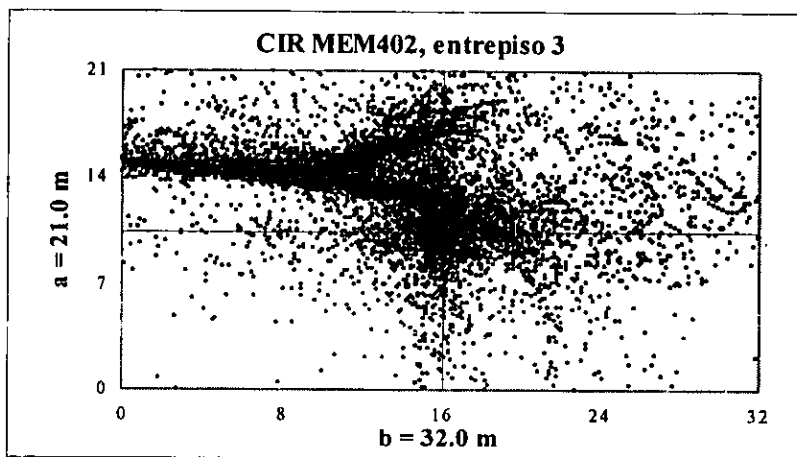


Figura 7.2.3b CIR para el modelo MEM402

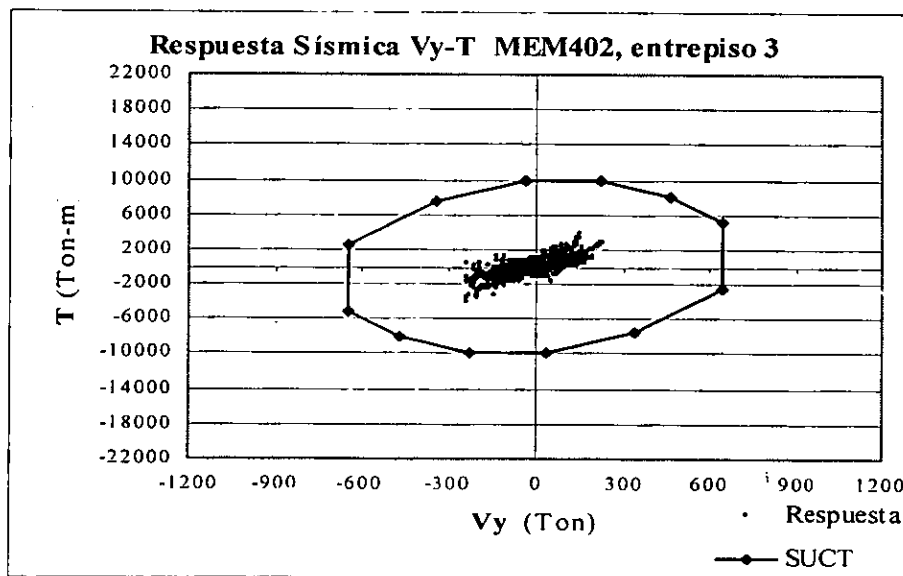
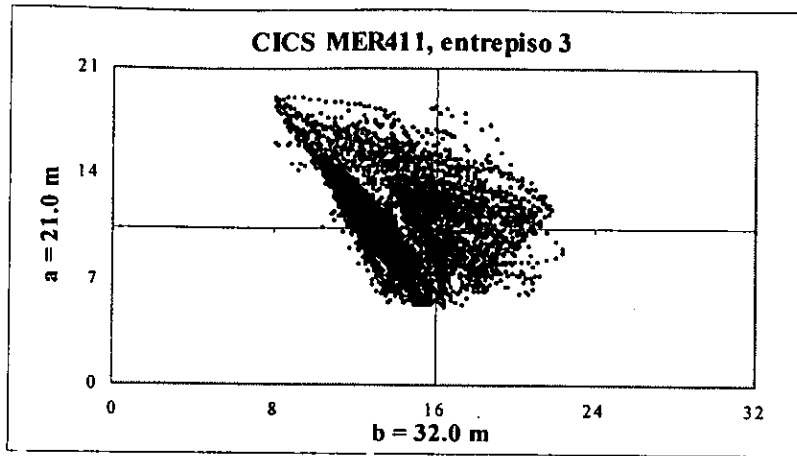


Figura 7.2.3c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MEM402



CM (19.20,8.40)  
CR (15.00,11.25)

Figura 7.2.4a CICS para el modelo MER411

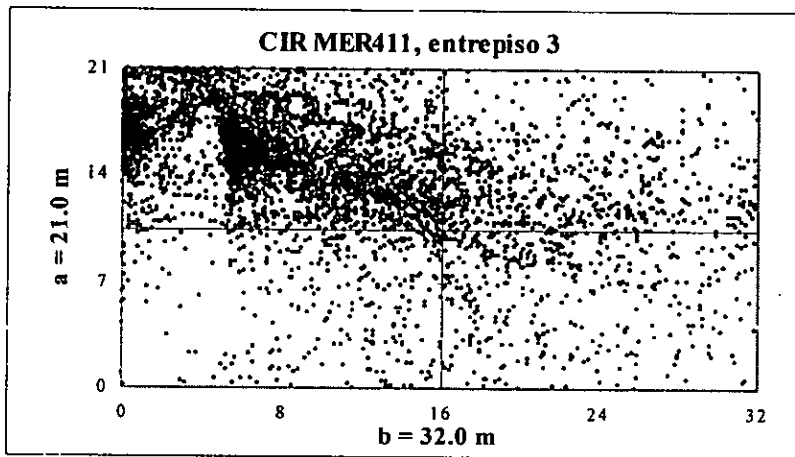


Figura 7.2.4b CIR para el modelo MER411

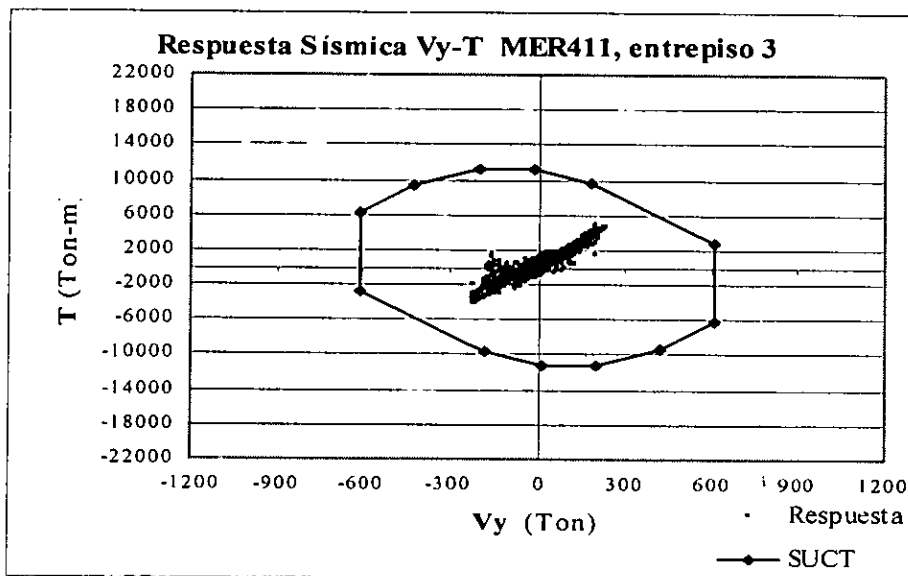
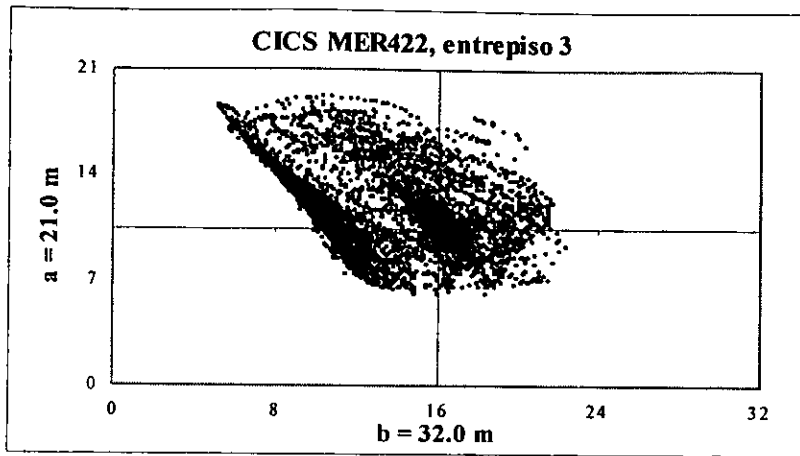


Figura 7.2.4c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MER411



CM (19.20,8.40)  
CR (14.12,11.90)

Figura 7.2.5a CICS para el modelo MER422

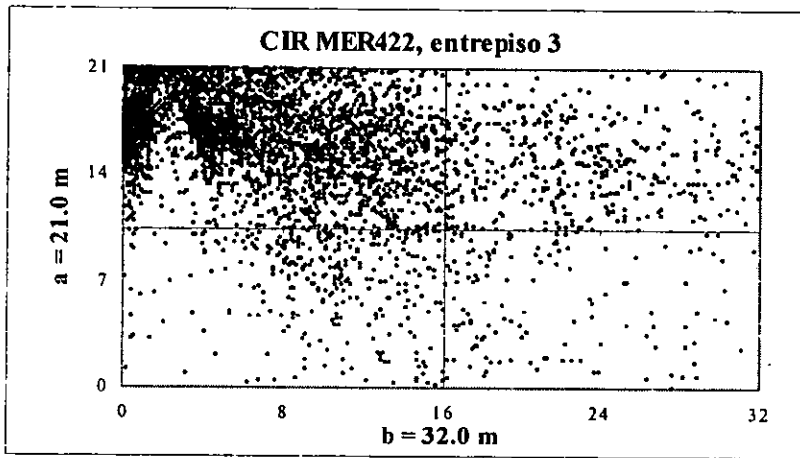


Figura 7.2.5b CIR para el modelo MER422

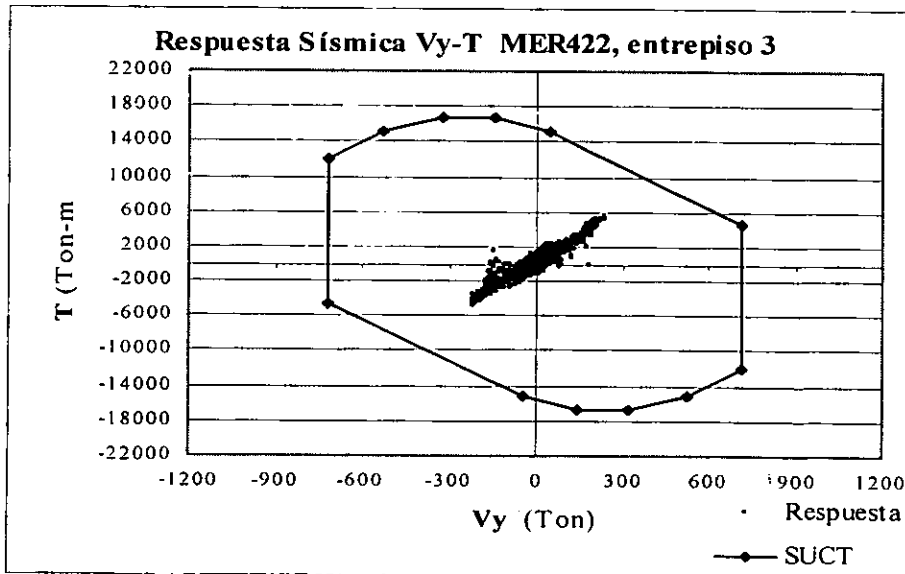


Figura 7.2.5c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MER422

## 7.2 Edificios del grupo 2

### 7.2.1. Centro Instantáneo de Cortante Sísmico (CICS)

En las figuras 7.3.1a - 7.3.5a, 7.4.1a - 7.4.5a y 7.5.1a - 7.5.5a se muestra la variación del CICS para el primero, tercero y octavo entrepiso, respectivamente, de los modelos de 8 niveles (M800, MEM801, MEM802, MER811 y MER822).

De estas figuras se observa que el CICS en el modelo simétrico y en los excéntricos en masas presenta una concentración alrededor del centro de resistencias de diseño, cuya dispersión disminuye conforme se incrementa la altura. En los modelos asimétricos en rigideces, se observa en los entrepisos 1 y 3 una concentración de este punto alrededor del CC, a excepción del modelo MER811 en el entrepiso 3, en el cual la concentración del CICS se encuentra alrededor del centro de resistencias. En el entrepiso 8 se observa que esta concentración tiende a moverse hacia la zona más rígida y hacia el centro de resistencias de diseño.

En el modelo simétrico, las dispersiones en la dirección de análisis que se tienen entre el centro de resistencias de diseño y el CICS alcanzaron valores promedio de 26%, 29% y 7% para los entrepisos 1, 3 y 8, respectivamente, y en la dirección perpendicular estas diferencias alcanzaron valores de 28%, 32% y 16% para los mismos entrepisos. En los modelos asimétricos en masas, las diferencias entre estos dos puntos fueron de 27%, 30% y 12% para los entrepisos 1, 3 y 8, respectivamente, y en la dirección perpendicular se tuvieron dispersiones de 32%, 35% y 18%, para los mismos entrepisos. Nuevamente las mayores dispersiones del CICS se presentaron en los modelos asimétricos en rigideces, siendo el modelo simétrico el que presentó las menores variaciones. Las dispersiones del CICS se incrementan conforme aumenta la excentricidad estructural y disminuyen con la altura.

### 7.2.2. Centro Instantáneo de Rigidez (CIR)

En las figuras 7.3.1b, 7.4.1b y 7.5.1b, se muestra la variación en el tiempo de la posición del CIR para el entrepiso 1, 3 y 8, respectivamente, para el modelo M800. Se pudo determinar que la concentración de este punto antes y durante la fase intensa, se produjo alrededor del centro de torsión elástico, el cual coincide en este caso con el centro geométrico de la planta. Después de la fase intensa presenta un comportamiento irregular y su ubicación se dispersa, sin embargo, debido a la disminución de las fuerzas sísmicas, los efectos sobre la estructura son de poco impacto.

En las figuras 7.3.2b, 7.4.2b y 7.5.2b se presenta la variación del CIR para los entrepisos 1, 3 y 8, respectivamente, para el modelo MEM801. Las figuras 7.3.3b, 7.4.3b y 7.5.3b muestran la variación del CIR para los entrepisos 1, 3 y 8, respectivamente, para el modelo MEM802. Del análisis de las figuras, se observa que, para ambos modelos, el CIR presenta tendencias muy similares en los tres entrepisos estudiados antes y durante la fase intensa, concentrándose alrededor del centro de torsión elástico; después de la fase intensa no tienen un comportamiento bien definido.

En las figuras 7.3.4b, 7.4.4b y 7.5.4b se presenta la variación del CIR para los entresijos 1, 3 y 8, respectivamente, para el modelo MER811. Las figuras 7.3.5b, 7.4.5b y 7.5.5b muestran la variación del CIR para los entresijos 1, 3 y 8, respectivamente, para el modelo MER822. Al analizar la variación del CIR antes y durante la fase intensa, en ambos modelos el CIR en el entresijo 1 tiende a concentrarse en la zona de mayor rigidez, después de ello no se tiene una tendencia definida.

### 7.2.3. Respuesta Cortante vs Momento Torsionante

En las figuras 7.3.1c, 7.4.1c y 7.5.1c, se presentan las demandas de cortante vs momento torsionante del modelo simétrico (M800), superpuestas a las superficies de capacidad, para los entresijos 1, 3 y 8 respectivamente. En estas figuras se observa que la respuesta está gobernada principalmente por mecanismos de traslación. Por otro lado, la demanda rebasó la capacidad del primer y tercer entresijo, mientras que en el octavo la capacidad fue superior. La tendencia presentada por la demanda sísmica en los entresijos fue similar a la experimentada por los modelos de cuatro niveles. En los casos donde la demanda rebasó la capacidad del entresijo, se observa la presencia de mecanismos predominantemente de traslación con efectos moderados de torsión. La aparición de efectos torsionantes se debe principalmente al hecho de que en los modelos simétricos se consideró la incertidumbre en la ubicación del centro de masas.

En las figuras 7.3.2c, 7.4.2c y 7.5.2c se presentan las demandas de cortante vs momento torsionante del modelo MEM801, superpuestas a las superficies de capacidad, para los entresijos 1, 3 y 8, respectivamente. En las figuras 7.3.3c, 7.4.3c y 7.5.3c se muestran las demandas de cortante vs momento torsionante para los entresijos 1, 3 y 8, respectivamente, para el modelo MEM802. Del análisis de estas figuras, se observa que la respuesta involucra mecanismos de torsión importantes en el entresijo 1 y 3, mientras que en el entresijo 8 la demanda torsional fue pequeña. Al respecto, se pudo observar que la demanda rebasó ligeramente la superficie de capacidad en el primer y tercer entresijo de ambos modelos, y no la sobrepasa en el octavo. Es importante destacar que el modelo de mayor asimetría (MEM802), fue el que presentó un mejor comportamiento, debido en parte a la forma geométrica de su superficie de capacidad, la cual estuvo influenciada por la existencia de planos más resistentes, que se refleja en ramas más alargadas. Para estos dos modelos, la demanda se incrementó conforme se incrementó la excentricidad, manteniéndose la misma tendencia que presenta la respuesta. Al estudiar la demanda sísmica superpuesta a la superficie de capacidad, se observa que la mayor parte del comportamiento torsional experimentado por los entresijos se produjo a lo largo de ramas paralelas con pendiente negativa de la superficie de capacidad, correspondientes a la resistencia que proporcionan los elementos más alejados del centro de masas (eje 1), que de acuerdo a la definición de esta superficie, implicaría que este eje tendió a mantenerse elástico, mientras que los demás experimentaron desplazamientos importantes debido a la rotación del diafragma. Con base en ello, se esperaría que, como sucedió en el modelo de cuatro niveles, el eje o plano resistente 5, experimente las mayores demandas de desplazamiento.

En las figuras 7.3.4c, 7.4.4c y 7.5.4c se presentan las demandas de cortante vs momento torsionante del modelo MER811, superpuestas a las superficies de capacidad, para los entresijos 1, 3 y 8, respectivamente. Esto mismo se hace para el modelo MER822 en las figuras 7.3.5c, 7.4.5c y 7.5.5c. Del análisis de estas figuras se observa que en estos modelos se presentaron los



mayores efectos torsionantes, en donde la demanda rebasó la capacidad de entrepiso en los entrepisos 1 y 3. De manera evidente se identifica que la mayor parte de los efectos torsionantes no lineales experimentados por los entrepisos, se produjeron sobre ramas paralelas de la superficie con pendiente negativa, asociadas a los elementos más rígidos (eje 1), lo que implica que si este eje se mantuvo elástico, los demás planos experimentaron desplazamientos inelásticos por la rotación del diafragma respecto al plano que permaneció elástico. Por su distancia respecto al plano que permaneció elástico, se esperaba que el eje o plano resistente 5, experimente las mayores demandas de desplazamiento.

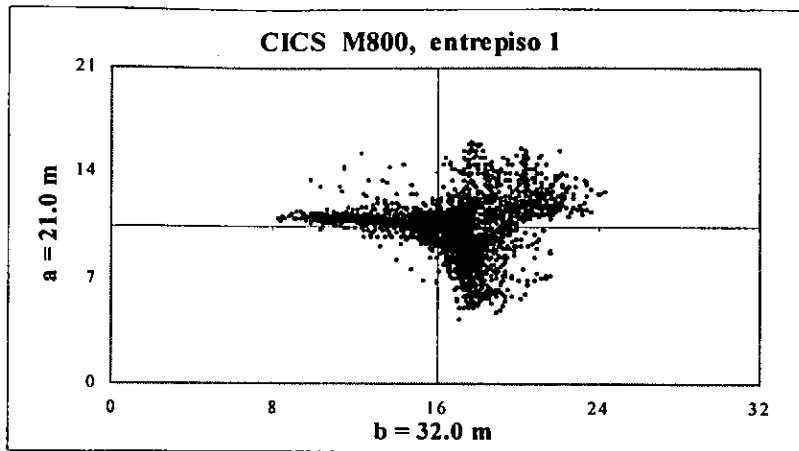


Figura 7.3.1a CICS para el modelo M800

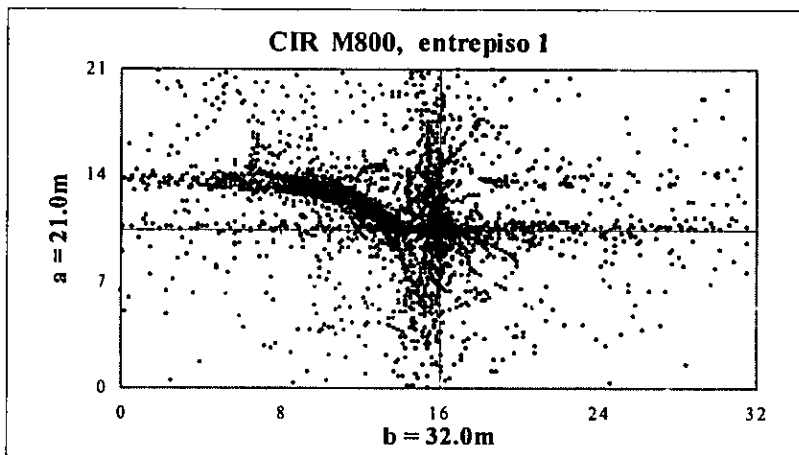


Figura 7.3.1b CIR para el modelo M800

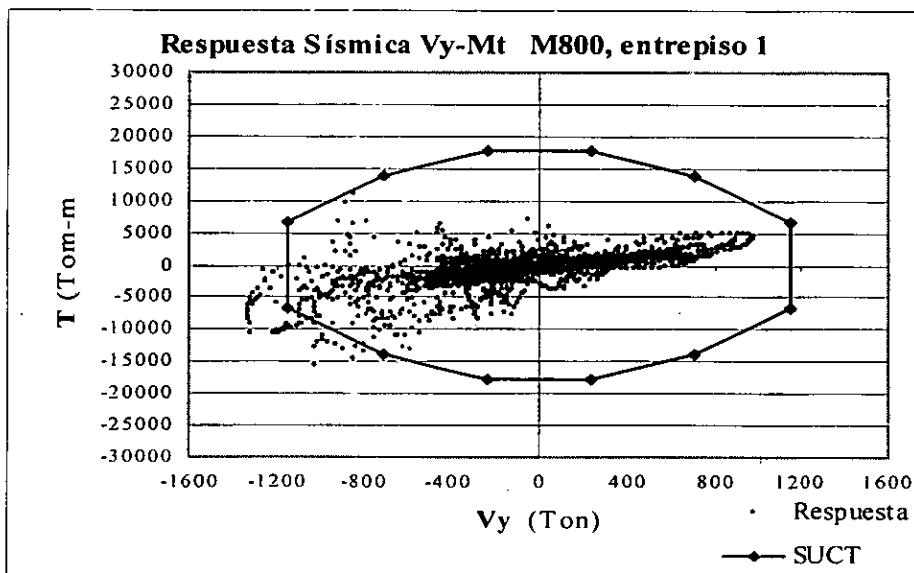
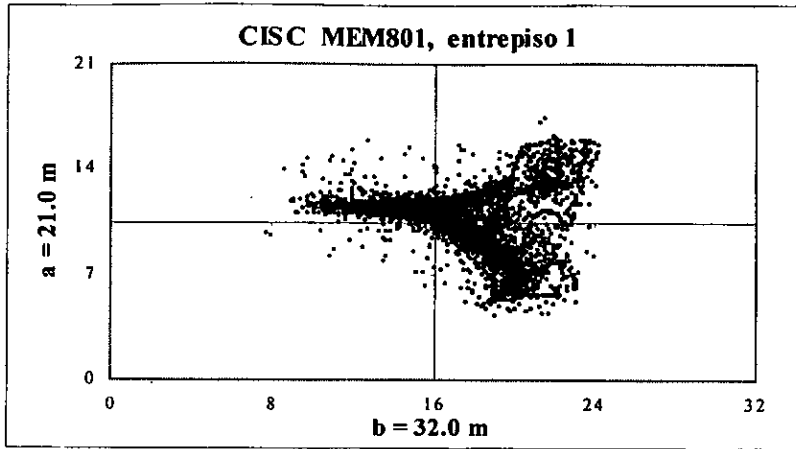


Figura 7.3.1c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo M800



CM (22.40,14.70)  
CR (16.01,10.51)

Figura 7.3.2a CISC para el modelo MEM801

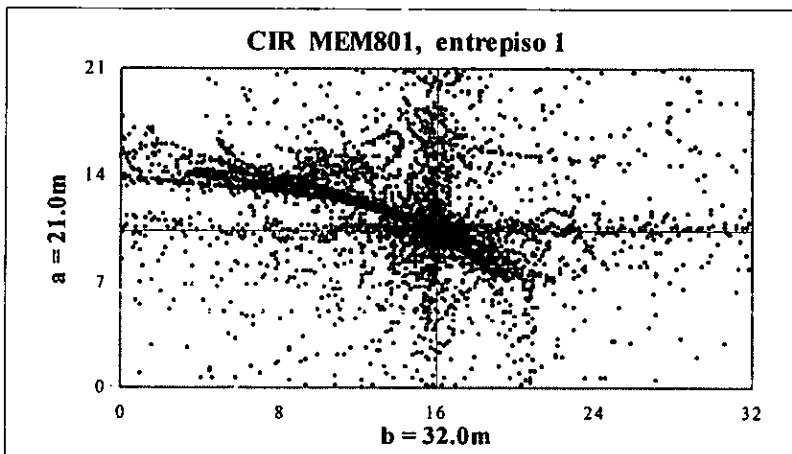


Figura 7.3.2b CIR para el modelo MEM801

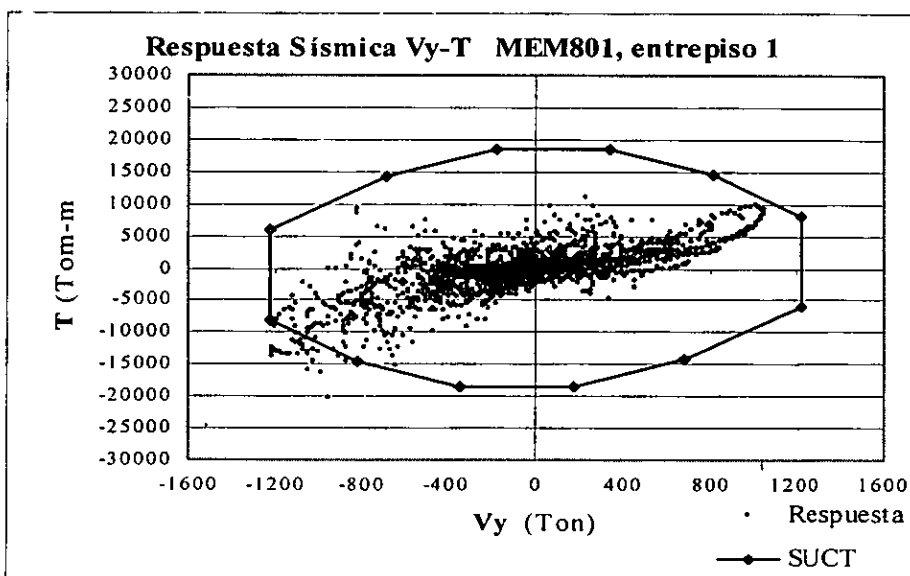


Figura 7.3.2c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MEM801

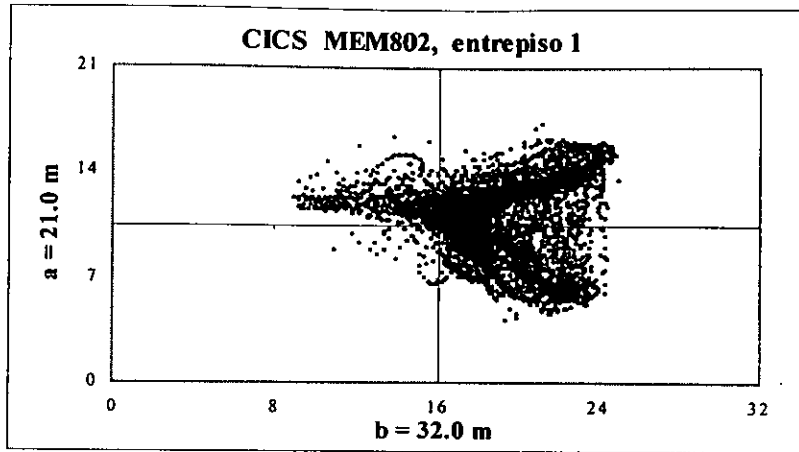


Figura 7.3.3a CICS para el modelo MEM802

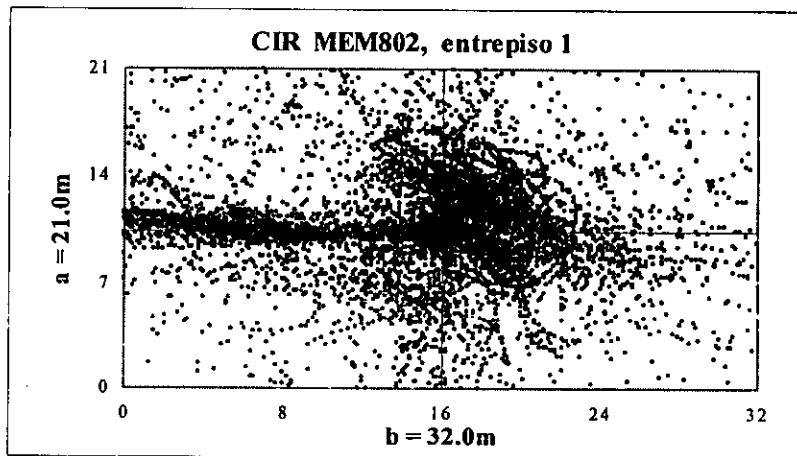


Figura 7.3.3b CIR para el modelo MEM802

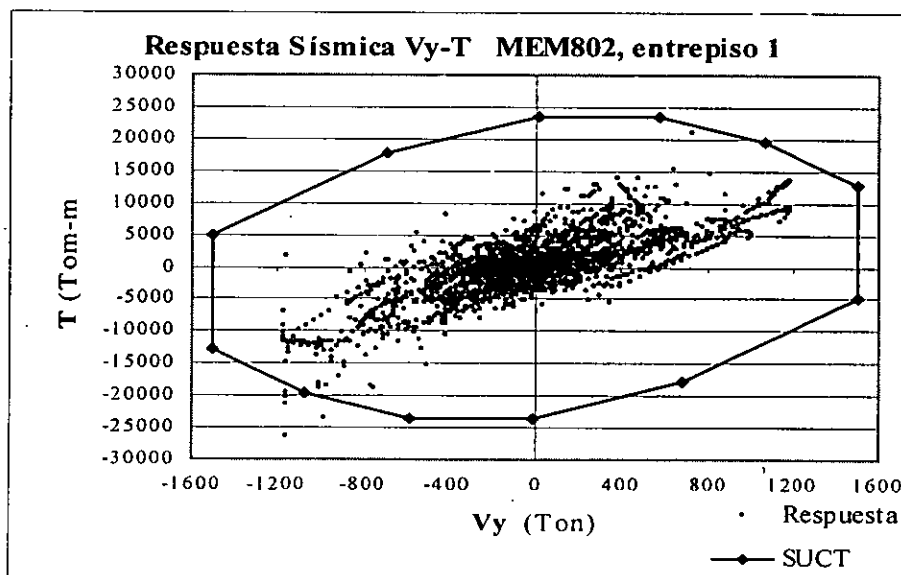
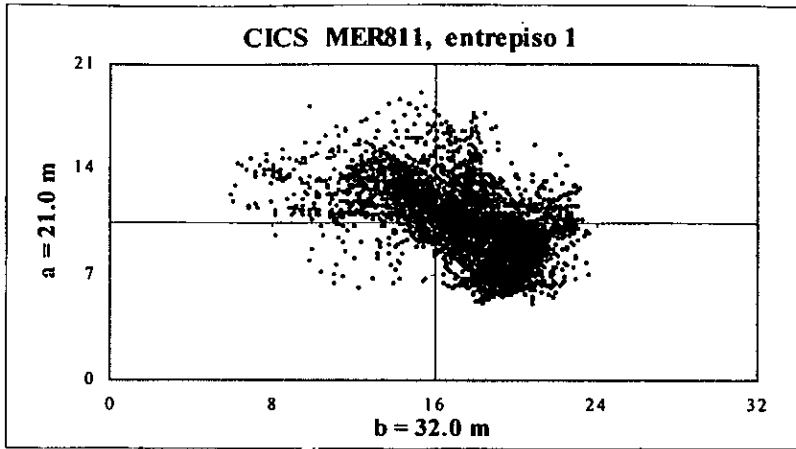


Figura 7.3.3c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MEM802



CM (19.20,8.40)  
CR (15.01,11.41)

Figura 7.3.4a CICS para el modelo MER811

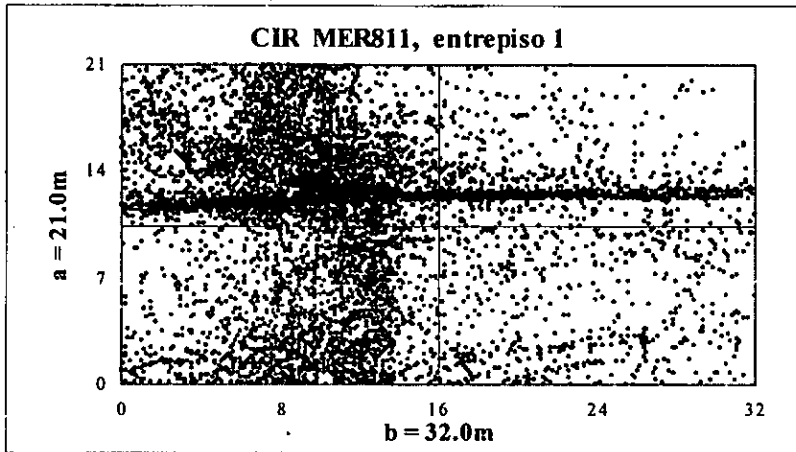


Figura 7.3.4b CIR para el modelo MER811

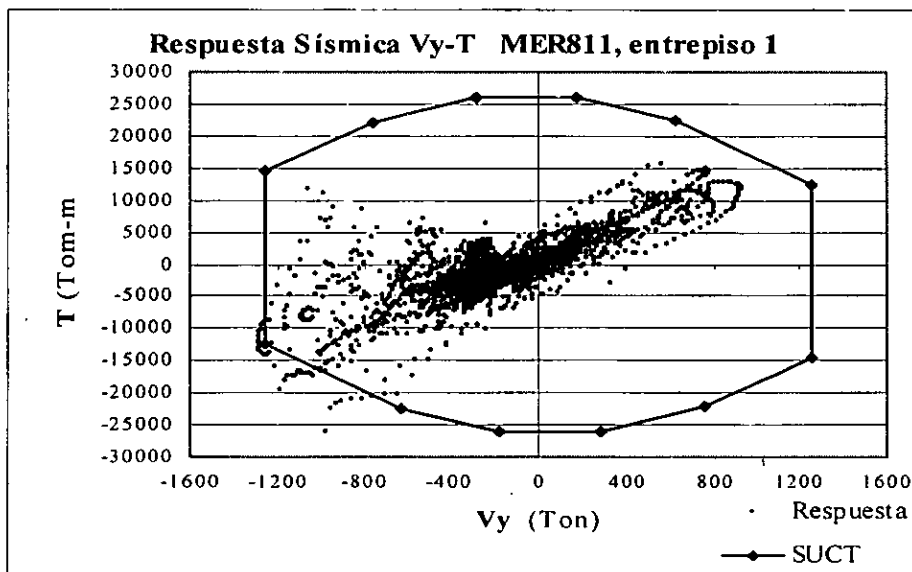


Figura 7.3.4c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MER811

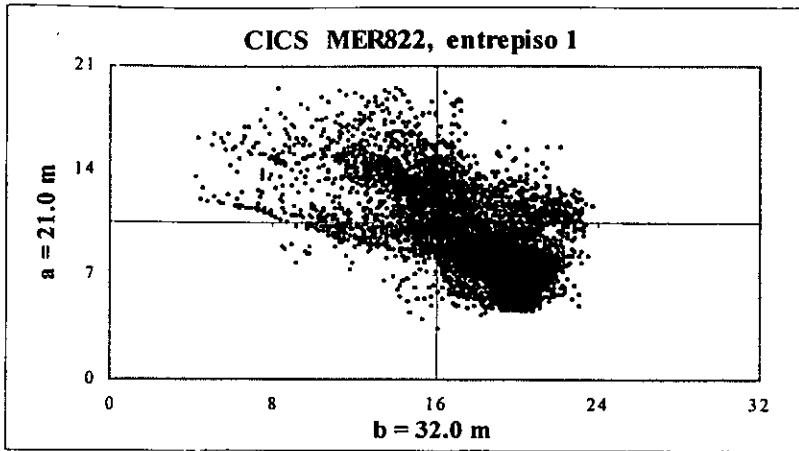


Figura 7.3.5a CICS para el modelo MER822

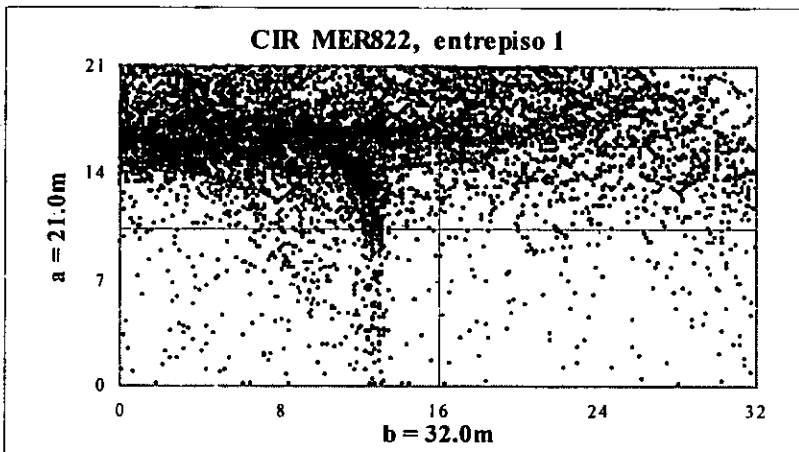


Figura 7.3.5b CIR para el modelo MER822

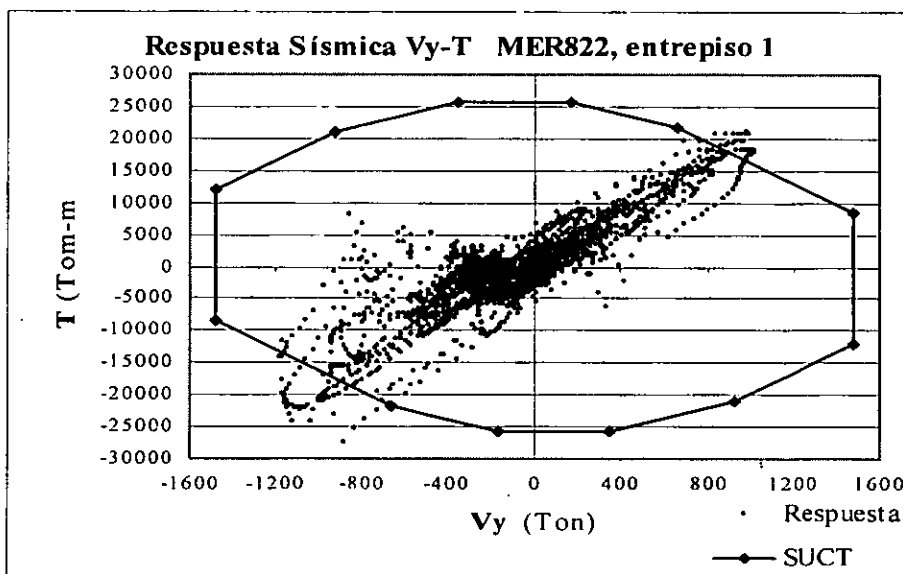


Figura 7.3.5c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MER822

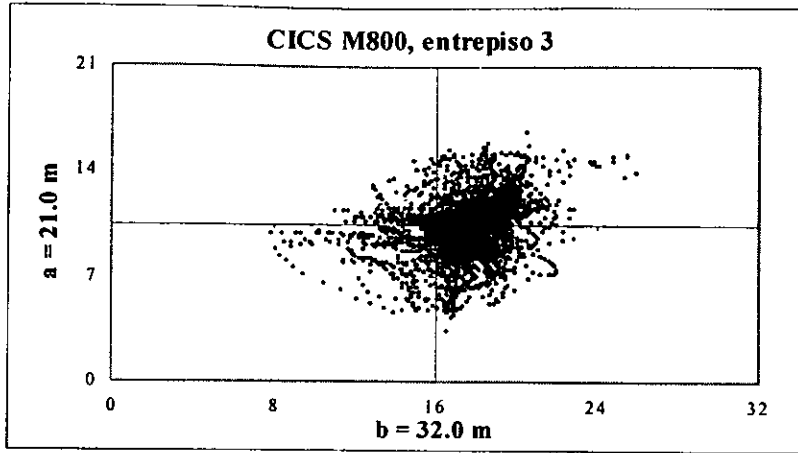


Figura 7.4.1a CICS para el modelo M800

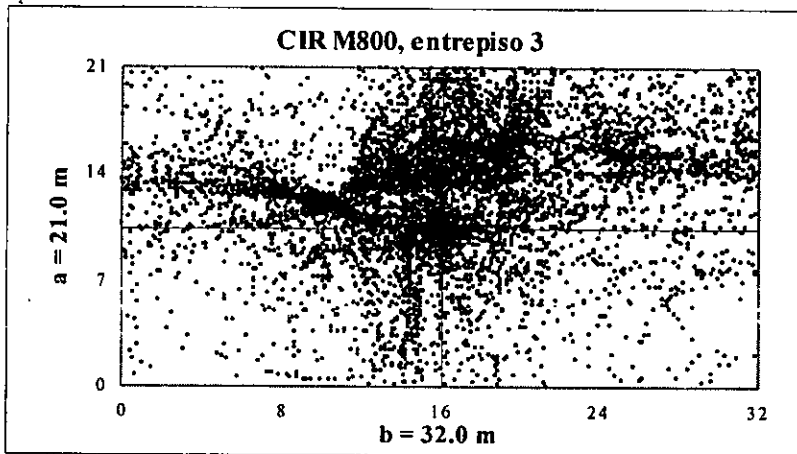


Figura 7.4.1b CIR para el modelo M800

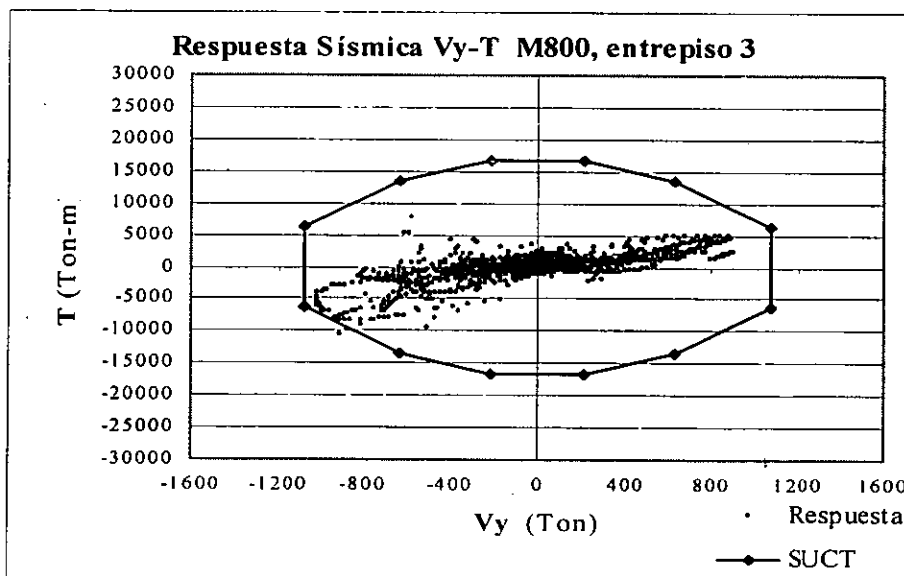


Figura 7.4.1c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo M800

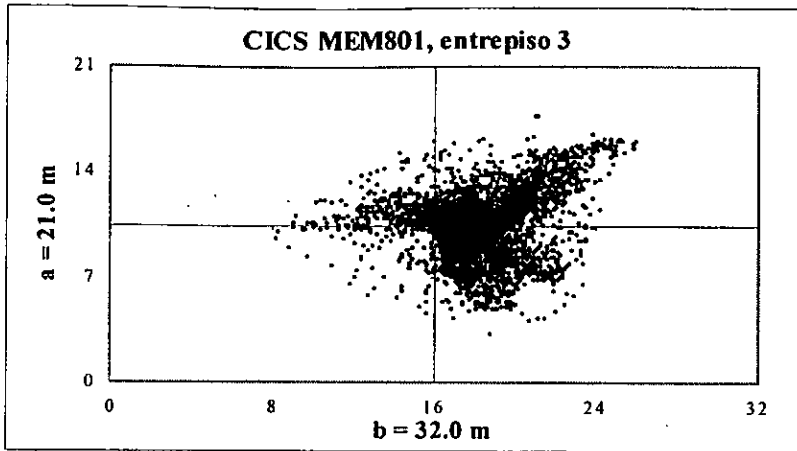


Figura 7.4.2a CICS para el modelo MEM801

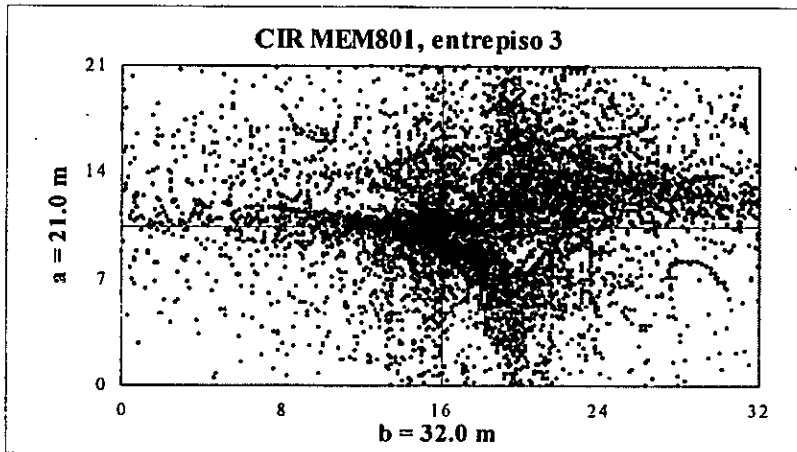


Figura 7.4.2b CIR para el modelo MEM801

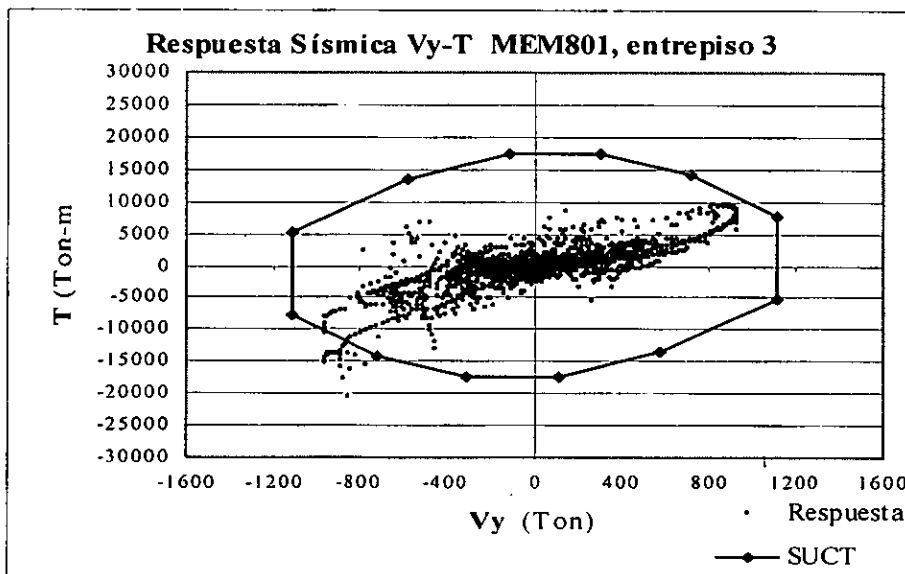


Figura 7.4.2c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MEM801



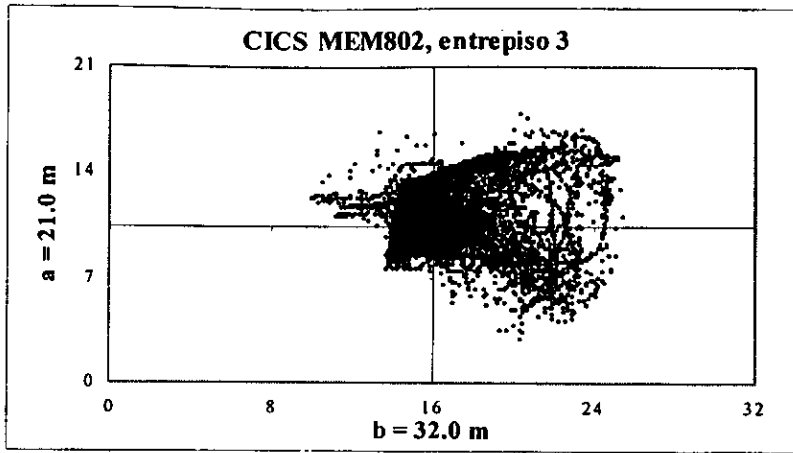


Figura 7.4.3a CICS para el modelo MEM802

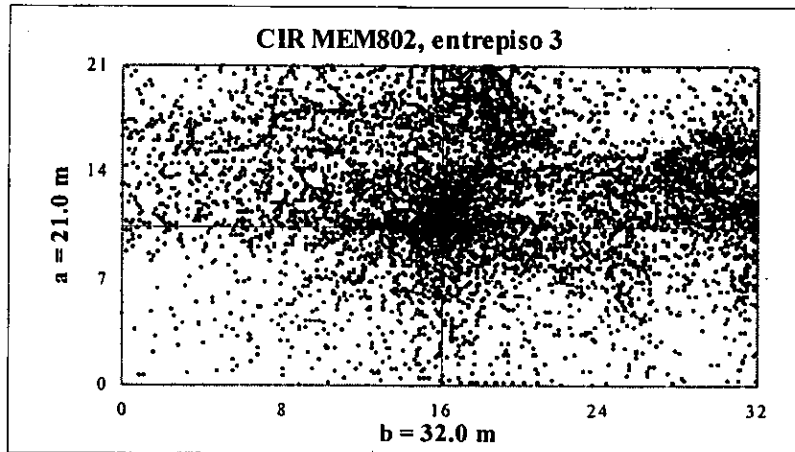


Figura 7.4.3b CIR para el modelo MEM802

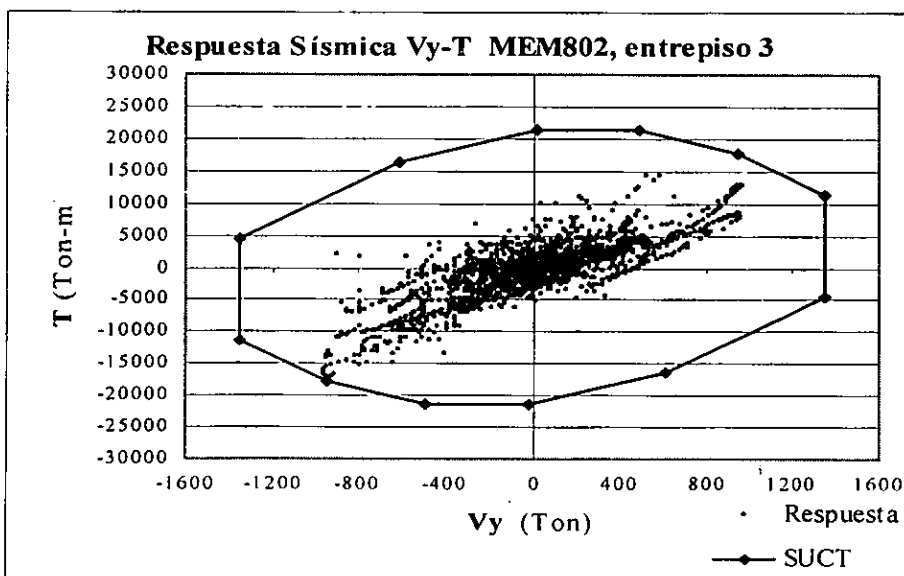
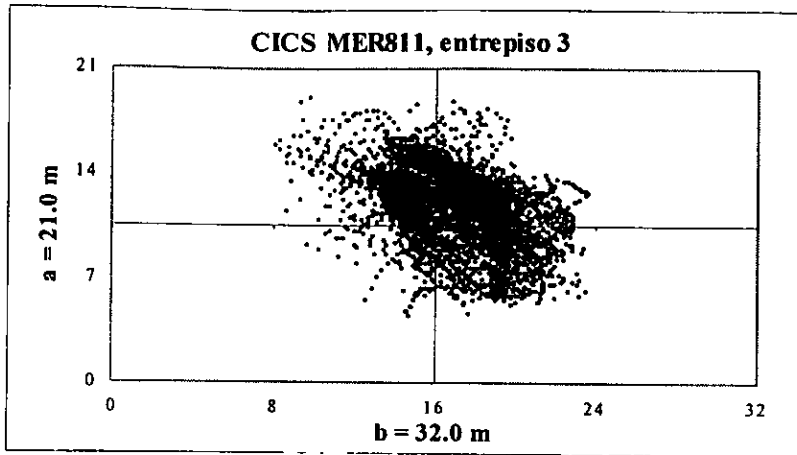


Figura 7.4.3c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MEM802



CM (19.20,8.40)  
CR (15.14,11.30)

Figura 7.4.4a CICS para el modelo MER811

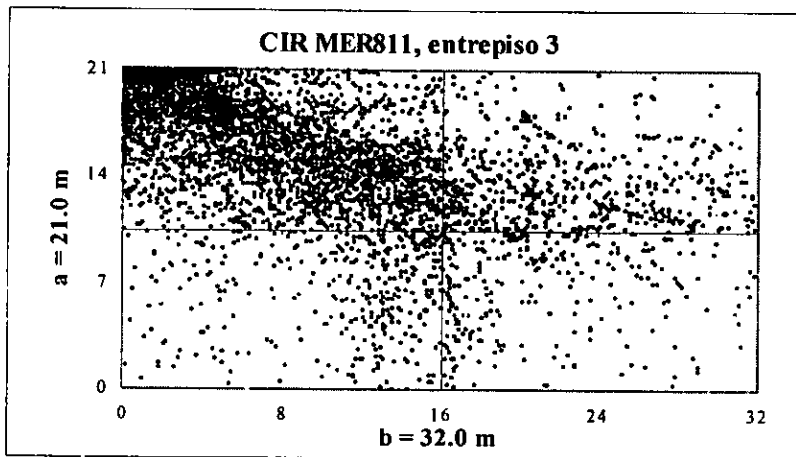


Figura 7.4.4b CIR para el modelo MER811

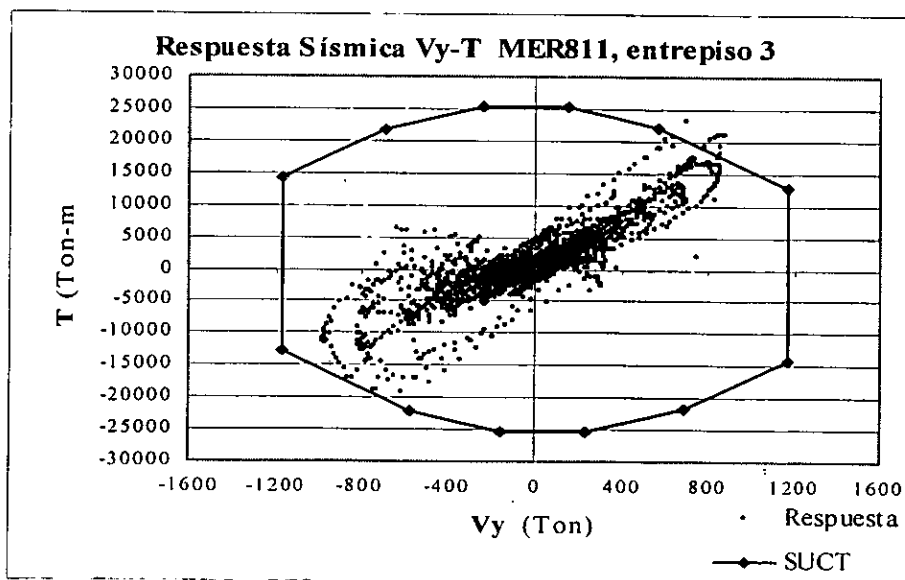
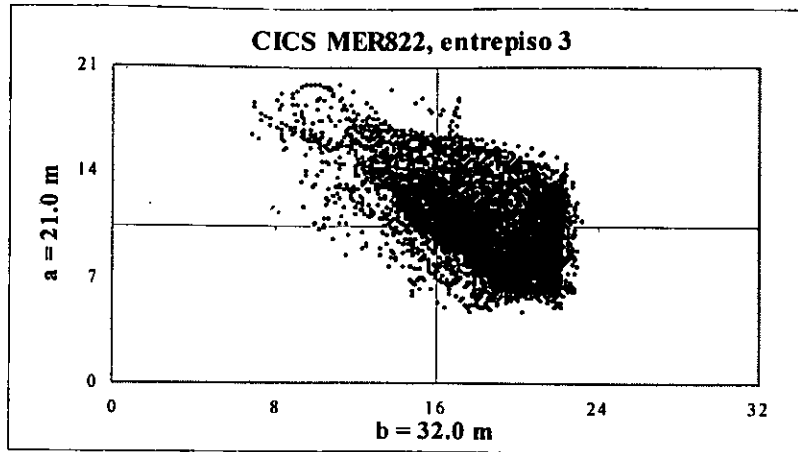


Figura 7.4.4c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MER811



CM (19.20,8.40)  
CR (14.42,11.70)

Figura 7.4.5a CICS para el modelo MER822

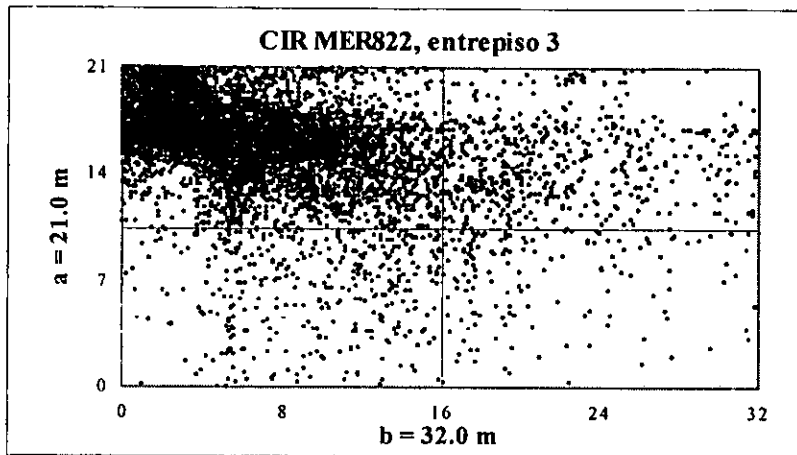


Figura 7.4.5b CIR para el modelo MER822

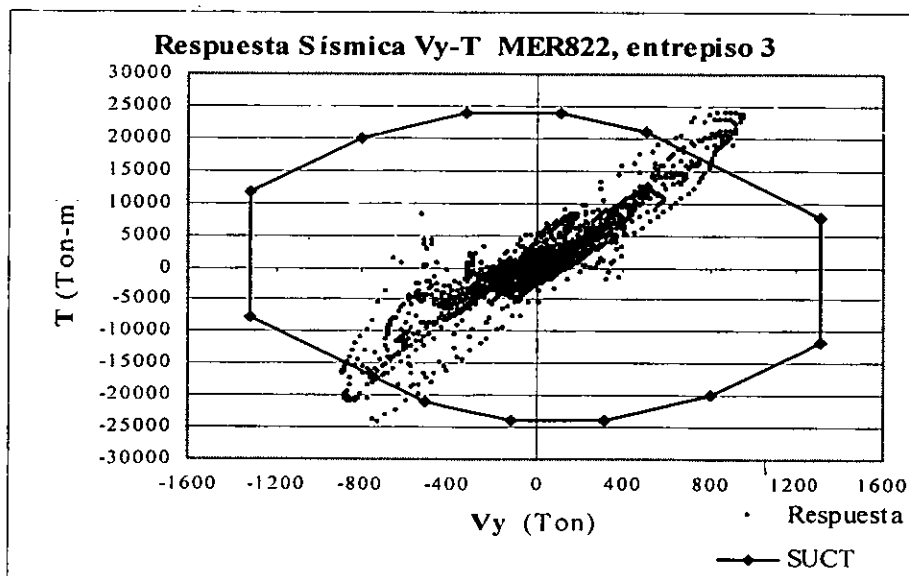


Figura 7.4.5c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MER822

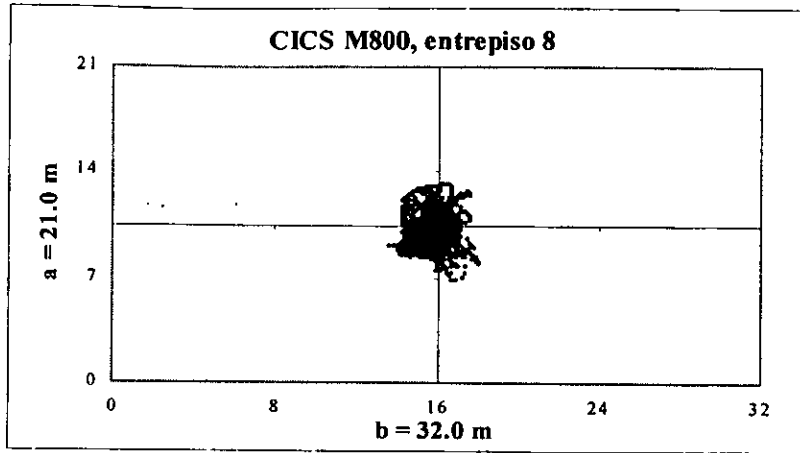


Figura 7.5.1a CICS para el modelo M800

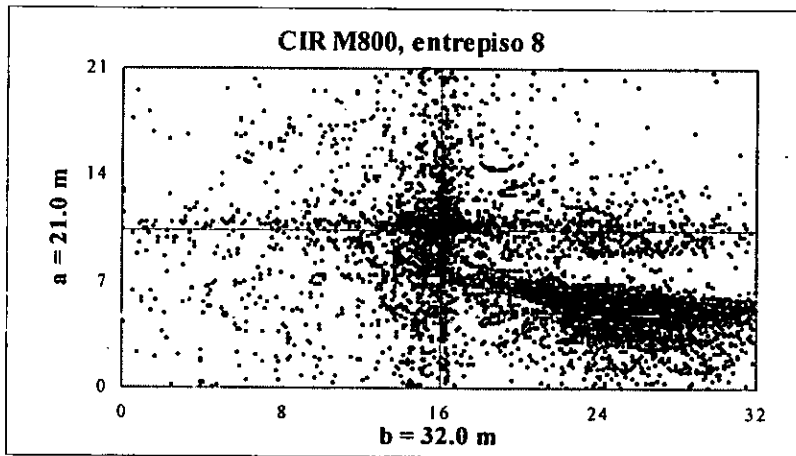


Figura 7.5.1b CIR para el modelo M800

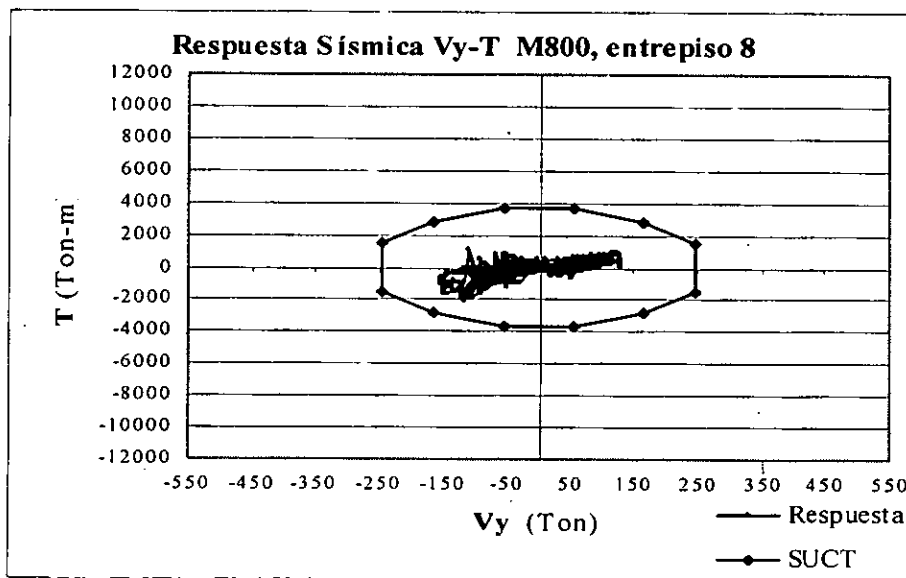


Figura 7.5.1c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo M800

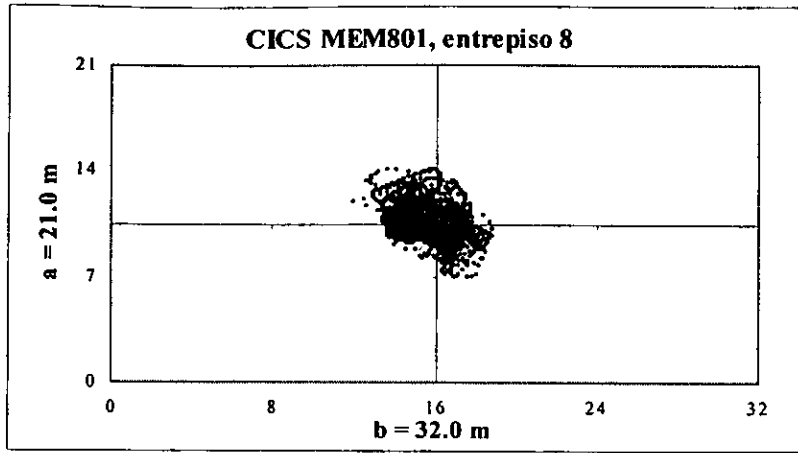


Figura 7.5.2a CICS para el modelo MEM801

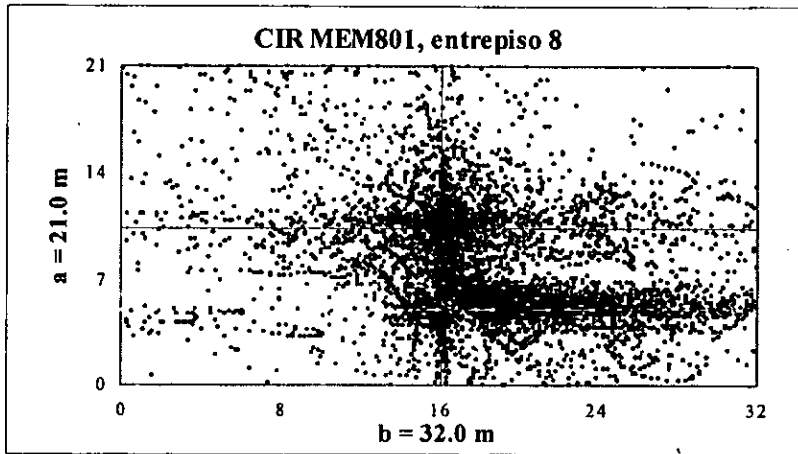


Figura 7.5.2b CIR para el modelo MEM801

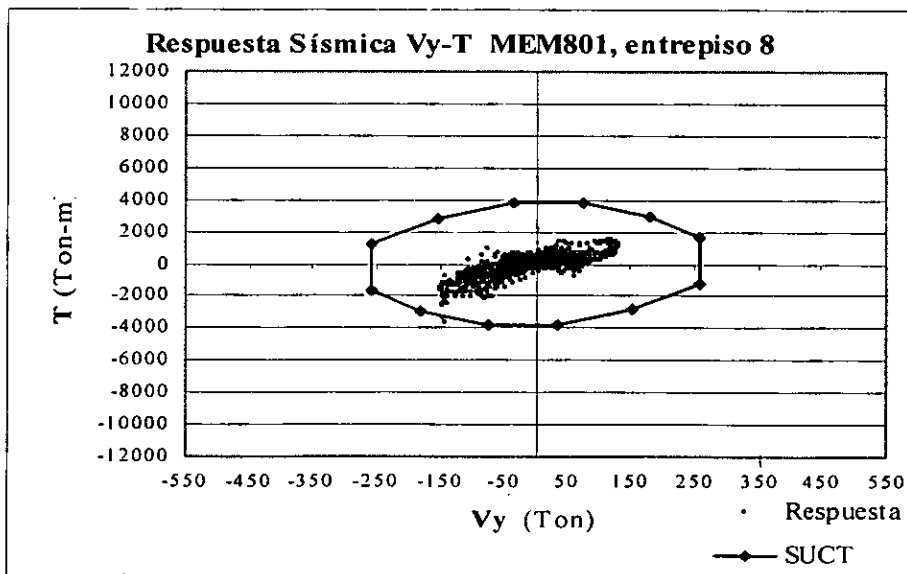
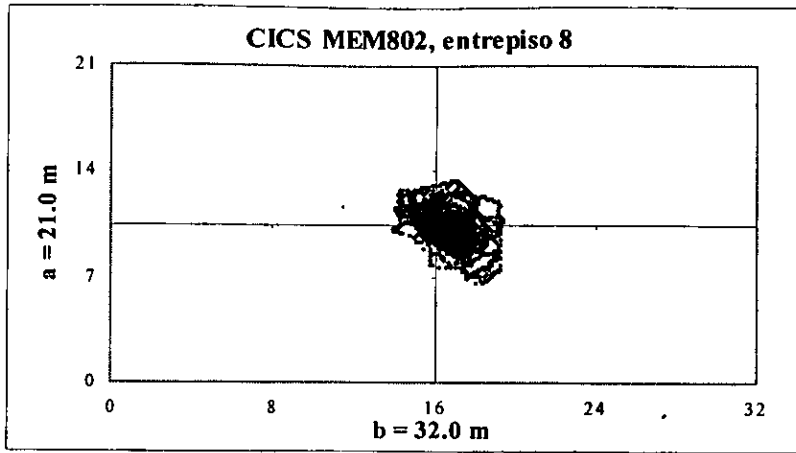


Figura 7.5.2c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MEM801



CM (25.60,16.80)  
CR (16.00,10.50)

Figura 7.5.3a CICS para el modelo MEM802

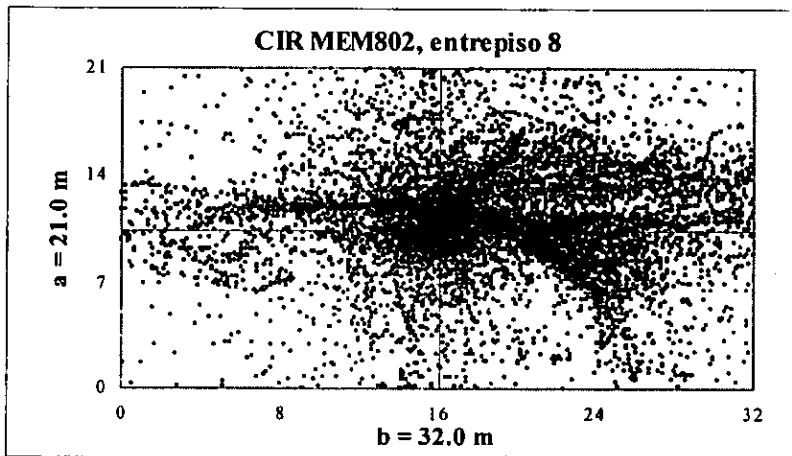


Figura 7.5.3b CIR para el modelo MEM802

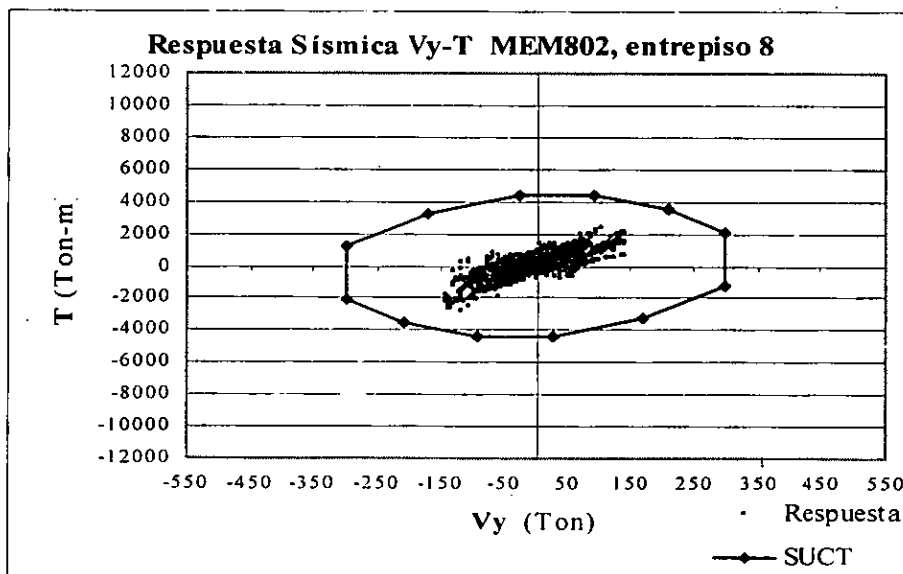
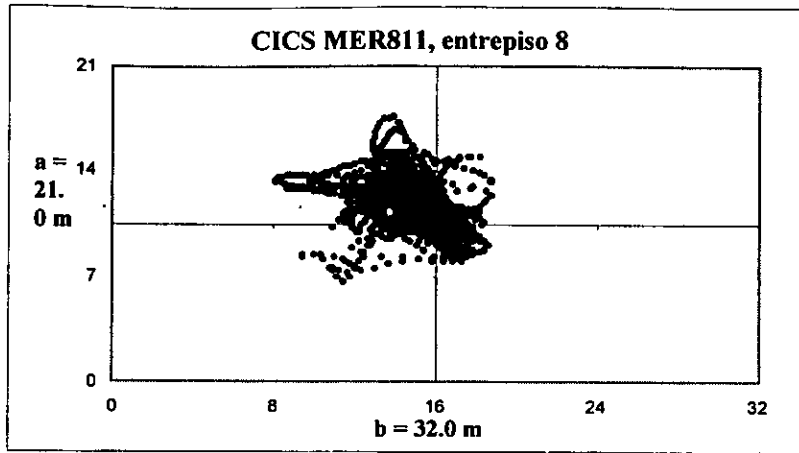


Figura 7.5.3c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MEM802



CM (19.20,8.40)  
CR (15.15,11.14)

Figura 7.5.4a CICS para el modelo MER811

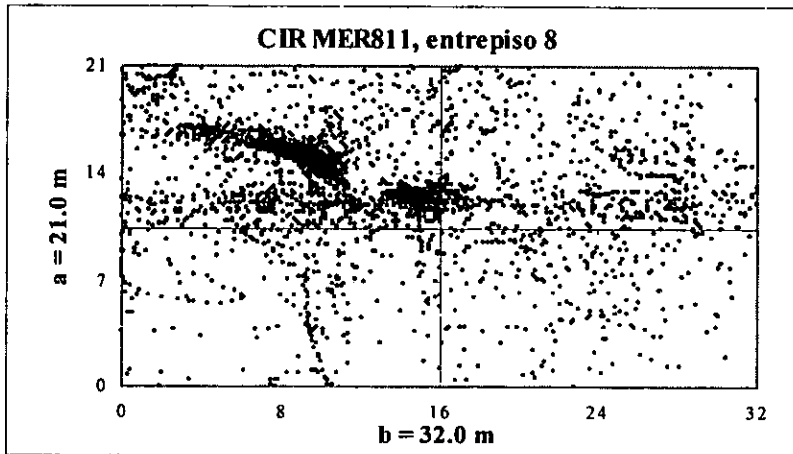


Figura 7.5.4b CIR para el modelo MER811

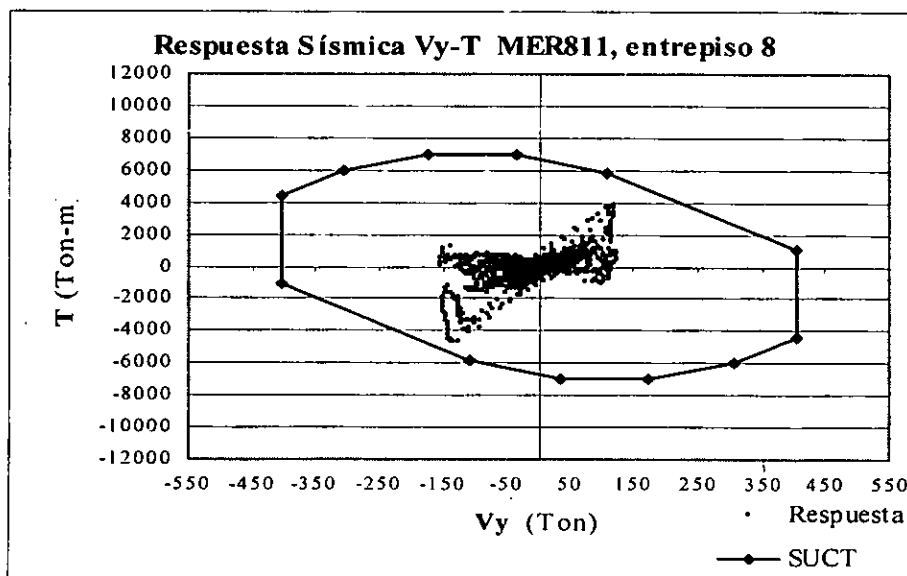


Figura 7.5.4c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MER811

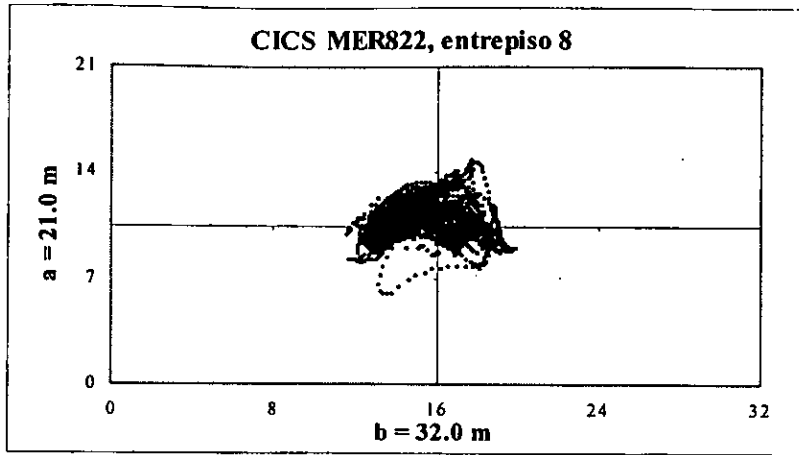


Figura 7.5.5a CICS para el modelo MER822

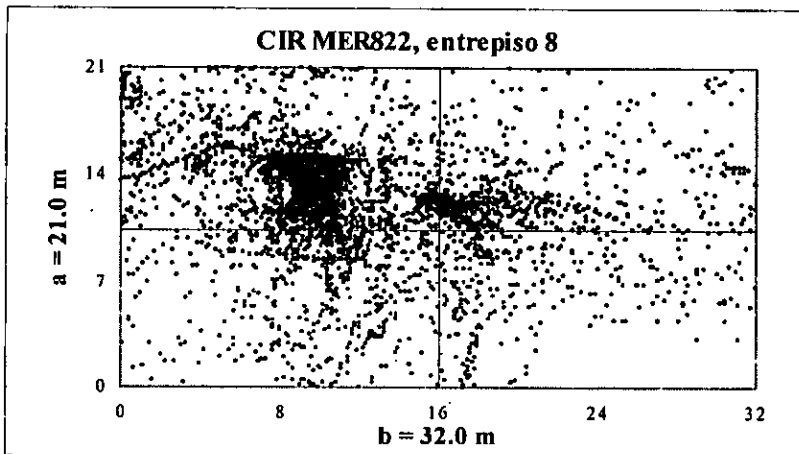


Figura 7.5.5b CIR para el modelo MER822

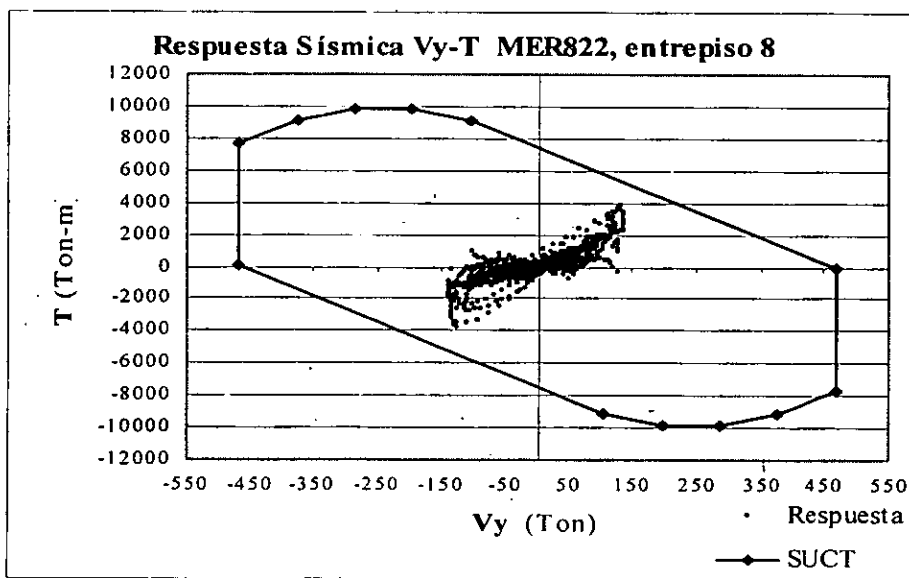


Figura 7.5.5c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MER822



### 7.3 Edificios del grupo 3

#### 7.3.1. Centro Instantáneo de Cortante Sísmico (CICS)

En las figuras 7.6.1a - 7.6.5a, 7.7.1a - 7.7.5a y 7.8.1a - 7.8.5a se muestra la variación del CICS en los modelos de 15 niveles (M1500, MEM1501, MEM1502, MER1511 y MER1522), para los entrepisos 1, 3 y 15, respectivamente. Del análisis de estas figuras, se observa que para el modelo simétrico en los tres entrepisos estudiados, el CICS tiende a ubicarse alrededor del centro de resistencias de diseño.

Para el caso de los modelos asimétricos en masas, el CICS presenta, en general, una concentración en la zona entre el CC y el centro de resistencias de diseño en los entrepisos 1 y 3. En el entrepiso 15, se observa que la concentración de este punto tiende a ubicarse alrededor del centro de resistencias de diseño. Al analizar la ubicación del CICS en los modelos asimétricos en rigideces, se pudo observar que en los entrepisos 1 y 3 la concentración de este punto se encuentra en una zona entre el CC y el centro de torsión elástico.

Las mayores dispersiones del CICS respecto al centro de resistencias de diseño en la dirección principal de análisis del modelo simétrico, alcanzaron valores promedio de 28%, 28% y 11%, en los entrepisos 1, 3 y 15, respectivamente. En la dirección perpendicular a esta, la mayor dispersión se presentó en el entrepiso 3, alcanzando un valor de 35%, mientras que la dispersión menor fue de 16%, en el entrepiso 15.

En los modelos asimétricos en masas, las dispersiones antes mencionadas fueron de 25%, 26% y 11% para los entrepisos 1, 3 y 15, respectivamente; en la dirección perpendicular se tuvieron dispersiones de 28%, 35% y 21%, para los mismos entrepisos.

Como se puede observar, las mayores dispersiones del CICS se presentaron en los modelos asimétricos en rigideces. Se observa además, que la dispersión se incrementa conforme aumenta la excentricidad, y disminuye al incrementarse la altura.

#### 7.3.2. Centro Instantáneo de Rigidez (CIR)

En las figuras 7.6.1b, 7.7.1b y 7.8.1b, se muestra la variación en el tiempo del CIR del modelo simétrico de 15 niveles (M1500), para los entrepisos 1, 3 y 15, respectivamente. Al analizar la ubicación de este punto antes y durante la fase intensa, se pudo observar que se concentra alrededor del centro de torsión elástico, que en este caso coincide con el centro geométrico de la planta.

En las figuras 7.6.2b, 7.7.2b y 7.8.2b se presenta la variación del CIR del modelo MEM1501 para los entrepisos 1, 3 y 15, respectivamente. De igual forma, en las figuras 7.6.3b, 7.7.3b y 7.8.3b se muestra la variación del CIR para el modelo MEM1502. Del análisis de estas figuras, se observa que en ambos modelos, antes y durante la fase intensa, el CIR presenta tendencias muy similares en los tres entrepisos estudiados, concentrándose alrededor del centro de torsión elástico, el cual coincide con el centro geométrico de la planta.

En las figuras 7.6.4b, 7.7.4b y 7.8.4b se presenta la variación del CIR del modelo MER1511 para los entresijos 1, 3 y 15, respectivamente. De igual forma, en las figuras 7.6.5b, 7.7.5b y 7.8.5b se muestra la variación del CIR para el modelo MER1522. Del análisis de estas figuras, se observa que, en ambos modelos, la ubicación del CIR antes y durante la fase intensa de la excitación sísmica tiende a concentrarse en la zona de mayor rigidez.

Para todos los casos, se observó que después de la fase intensa, el CIR presenta un comportamiento irregular y su ubicación se dispersa, sin embargo, como ocurrió en los modelos de 4 y 8 niveles, el impacto que se produjo en el comportamiento de estas estructuras no fue significativo.

### 7.3.3. Respuesta Cortante vs Momento Torsionante

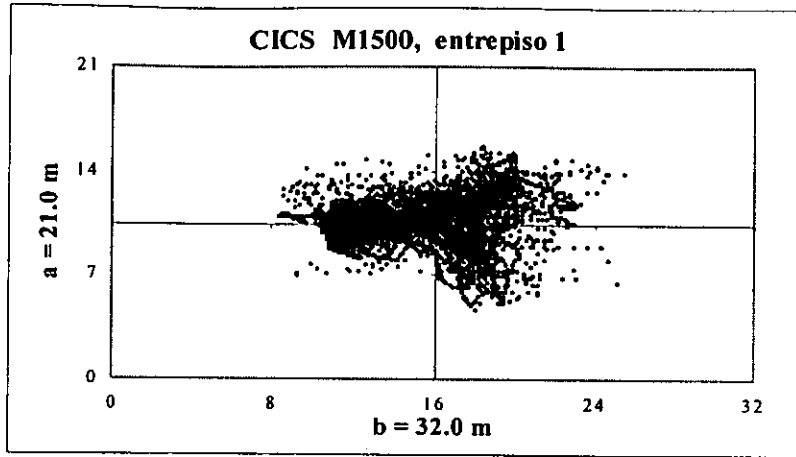
En las figuras 7.6.1c, 7.7.1c y 7.8.1c, se presentan las demandas de cortante vs momento torsionante del modelo simétrico (M1500), superpuestas a las superficies de capacidad, para los entresijos 1, 3 y 15 respectivamente. Al analizar estas figuras, se observa que la respuesta está gobernada principalmente por mecanismos de traslación. Por otro lado, se observa que la demanda sísmica rebasó la capacidad en los entresijos 1 y 3, principalmente en este último, mientras que en el entresijo 15 su capacidad fue superior. Las demandas en los entresijos 1 y 3 son muy similares, en magnitud y tendencia, produciendo mecanismos predominantes de traslación, que rebasan la superficie de capacidad en ramas verticales. Se observan efectos torsionantes, asociados a la consideración de la incertidumbre en la localización del centro de masas.

En las figuras 7.6.2c, 7.7.2c y 7.8.2c se presentan las demandas de cortante vs momento torsionante del modelo MEM1501, para los entresijos 1, 3 y 15, respectivamente. De la misma forma en las figuras 7.6.3c, 7.7.3c y 7.8.3c se hace lo propio para el modelo MEM1502. Se observa que la respuesta involucra mecanismos de torsión importantes en los entresijos 1 y 3, principalmente en el modelo MEM1502. En el entresijo 15 la respuesta torsional quedó cubierta por la capacidad de este, no así en el primer y tercer entresijo de ambos modelos. La demanda en los entresijos 1 y 3 fue muy similar, en magnitud y tendencia.

En las figuras 7.6.4c, 7.7.4c y 7.8.4c se presentan las demandas de cortante vs momento torsionante del modelo MER1511, para los entresijos 1, 3 y 15, respectivamente. Para los mismos entresijos, las figuras 7.6.5c, 7.7.5c y 7.8.5c muestran estas demandas para el modelo MER1522. Estas figuras muestran una reducción notoria en los efectos de torsión en los entresijos 1 y 3, respecto a los experimentados por los modelos asimétricos en masas. Este resultado es contrario al obtenido hasta el momento en los modelos de 4 y 8 niveles, sin embargo, puede explicarse al observar la tendencia del CIR, el cual se desplaza hacia una zona de menor rigidez, donde se ubica el centro de cortante, dando como resultado una disminución en las excentricidades, y por tanto en los momentos torsionantes. En estos dos casos, la demanda rebasó ligeramente la superficie de capacidad en el primer y tercer entresijo. En estos modelos, se observa que la mayor parte del comportamiento no lineal experimentado por los entresijos se produjo a lo largo de ramas paralelas con pendiente negativa de la superficie de capacidad, correspondientes a la resistencia que proporcionan los elementos más rígidos (eje 1), lo que implica que este eje se mantuvo elástico, mientras que los demás experimentaron los mayores

desplazamientos por la rotación de los niveles. Con base en ello, se esperaría que el eje o plano resistente 5, experimente las mayores demandas de desplazamiento.

En todos los casos estudiados en este grupo de edificios, la capacidad de los últimos entrepisos, fue superior a la demanda sísmica. Además, la demanda fue mayor conforme se incrementó la excentricidad estructural, manteniéndose la misma tendencia en la respuesta de cortante vs momento torsionante. Similarmente a lo ocurrido en los modelos de 4 y 8 niveles, los planos resistentes más demandados fueron los más cercanos al centro de masas.



CM (19.20,12.60)  
CR (16.00,10.50)

Figura 7.6.1a CICS para el modelo M1500

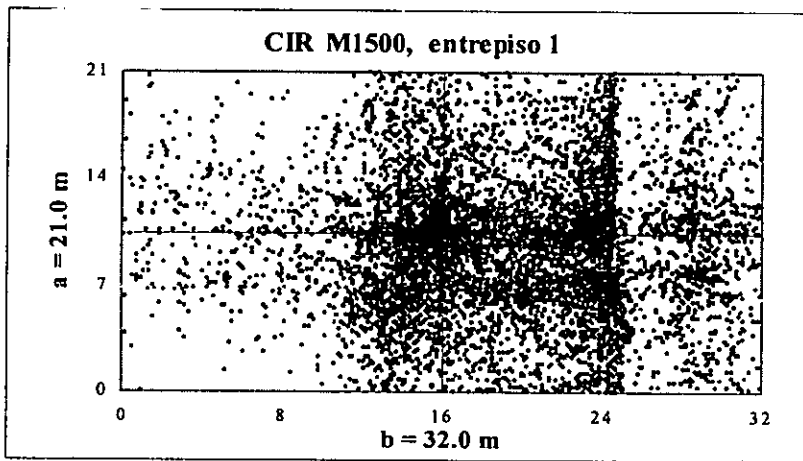


Figura 7.6.1b CIR para el modelo M1500

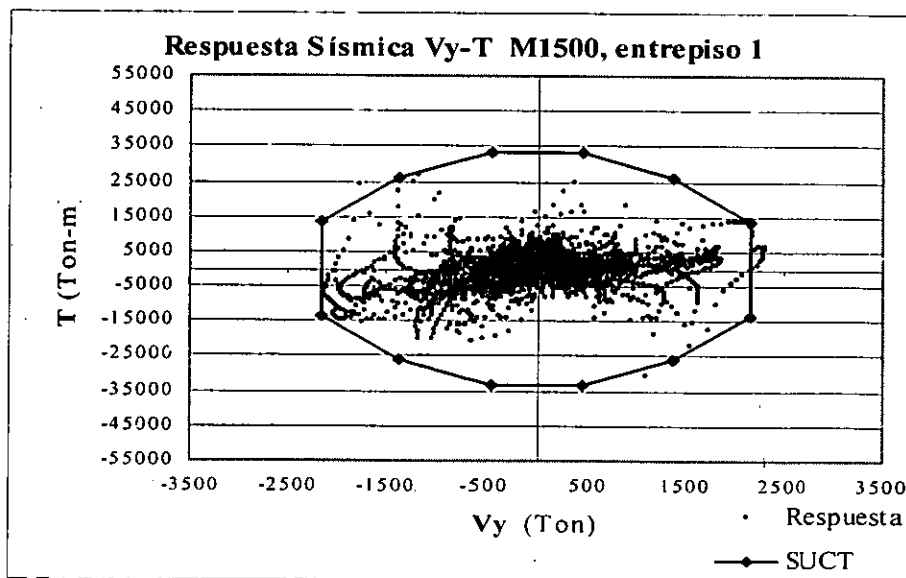


Figura 7.6.1c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo M1500

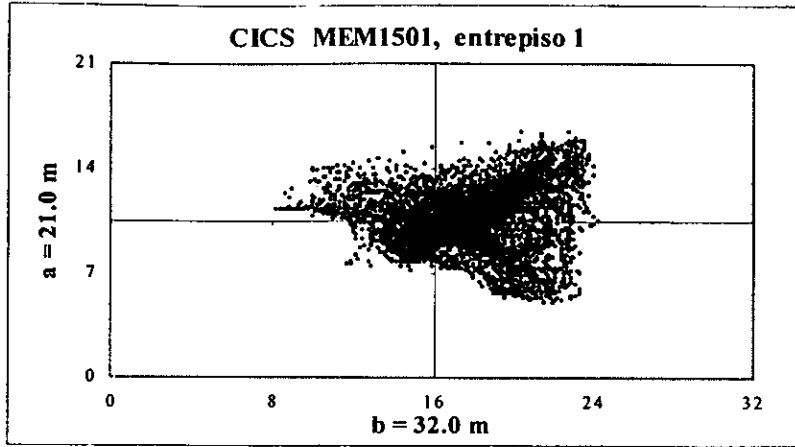


Figura 7.6.2a CICS para el modelo MEM1501

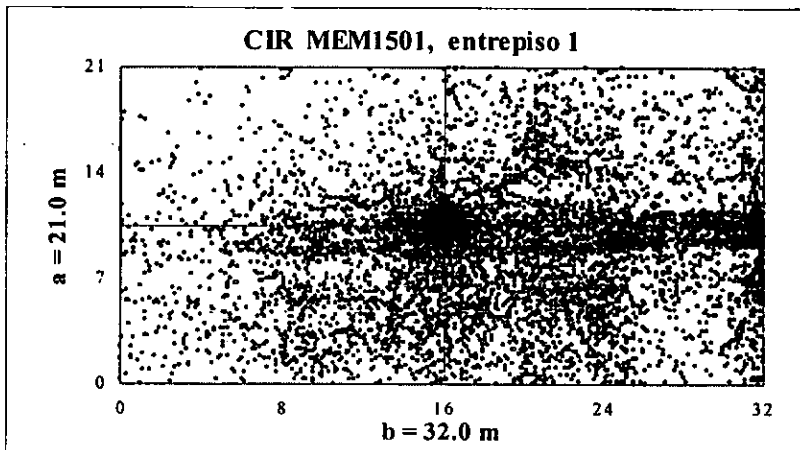


Figura 7.6.2b CIR para el modelo MEM1501

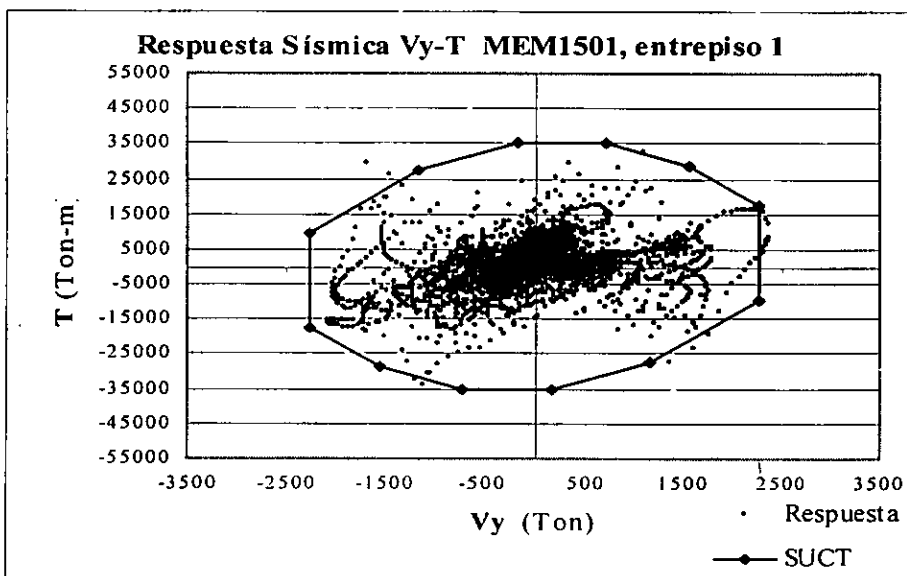


Figura 7.6.2c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MEM1501

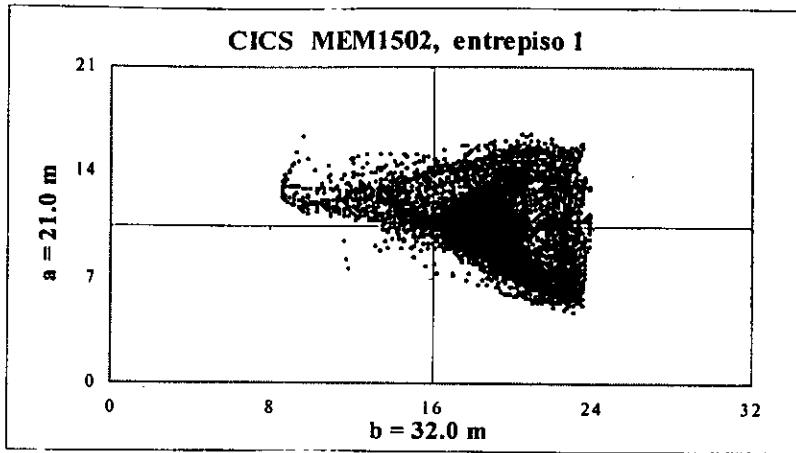


Figura 7.6.3a CICS para el modelo MEM1502

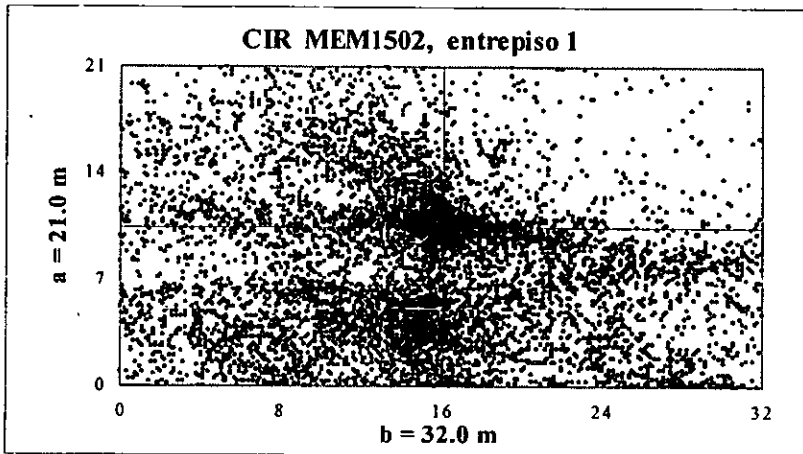


Figura 7.6.3b CIR para el modelo MEM1502

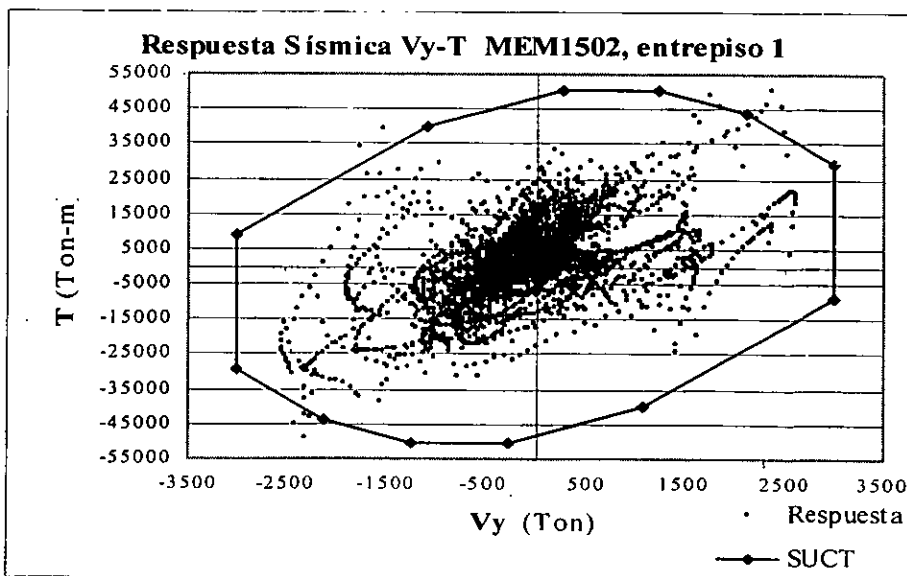


Figura 7.6.3c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MEM1502

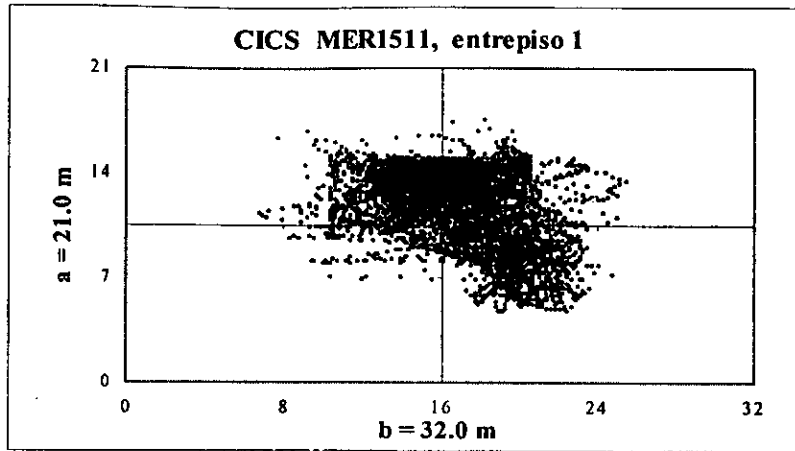


Figura 7.6.4a CICS para el modelo MER1511

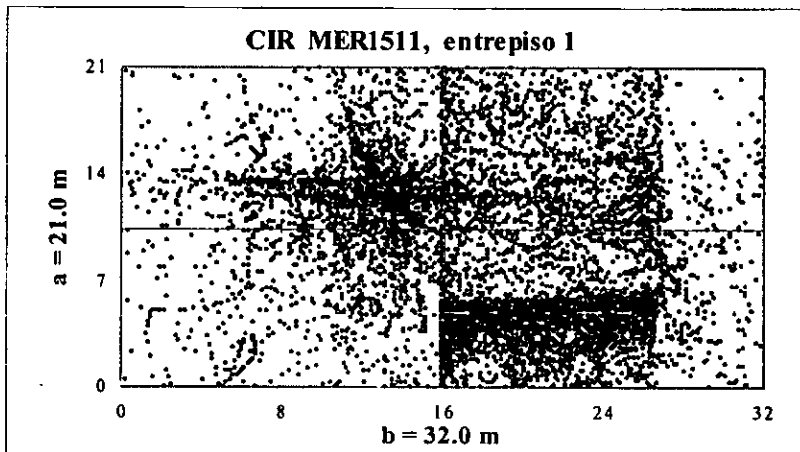


Figura 7.6.4b CIR para el modelo MER1511

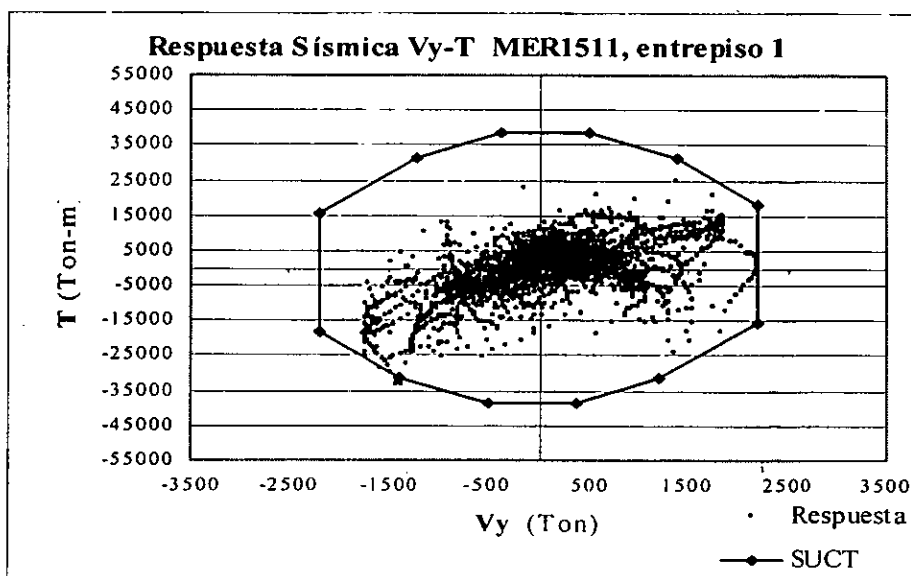
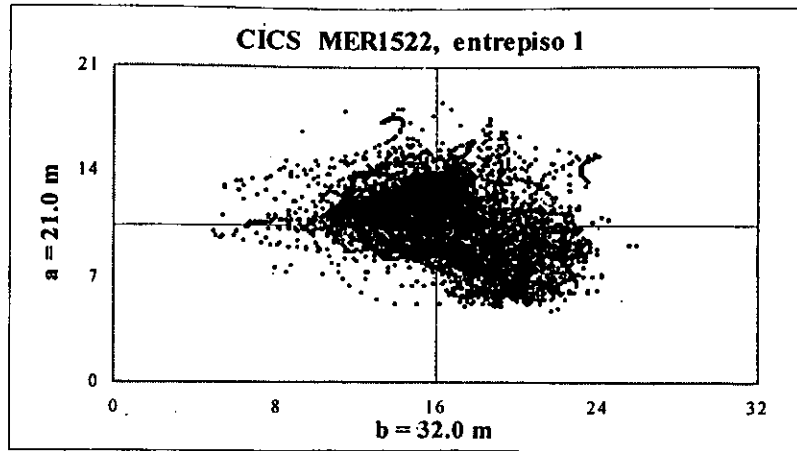


Figura 7.6.4c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MER1511



CM (19.20,8.40)  
CR (15.10,11.36)

Figura 7.6.5a CICS para el modelo MER1522

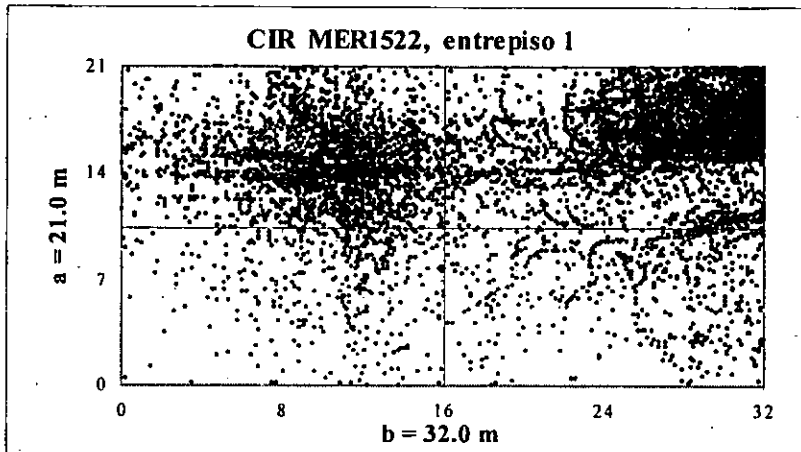


Figura 7.6.5b CIR para el modelo MER1522

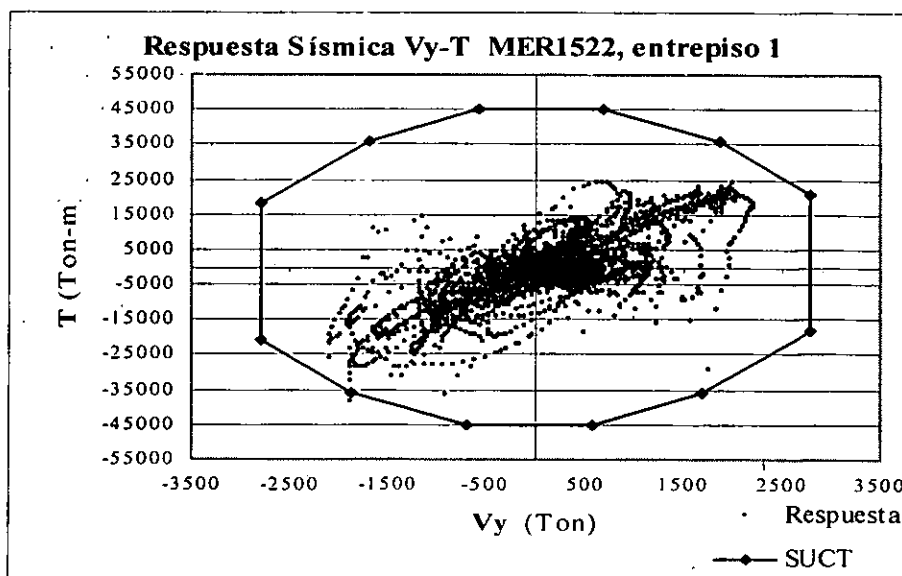


Figura 7.6.5c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MER1522



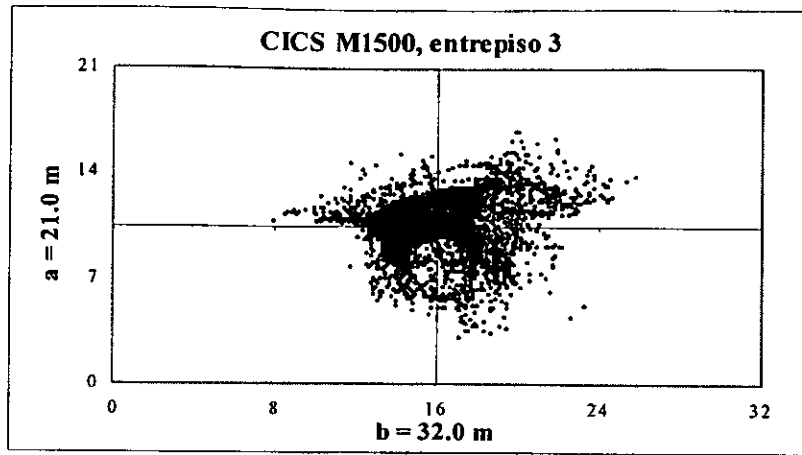


Figura 7.7.1a CICS para el modelo M1500

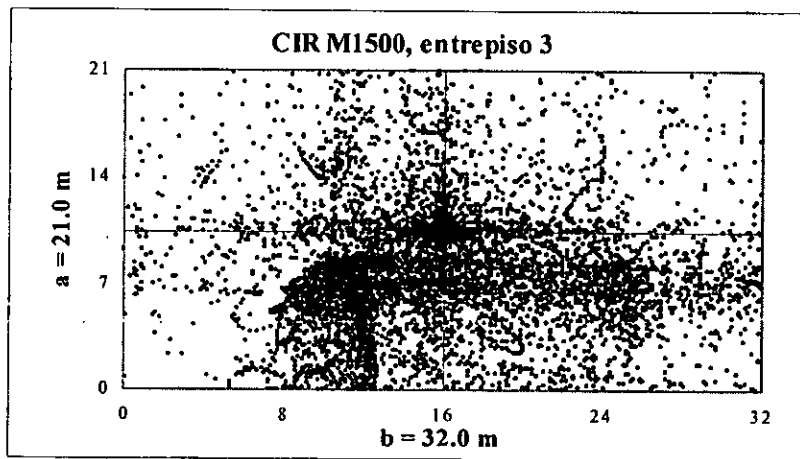


Figura 7.7.1b CIR para el modelo M1500

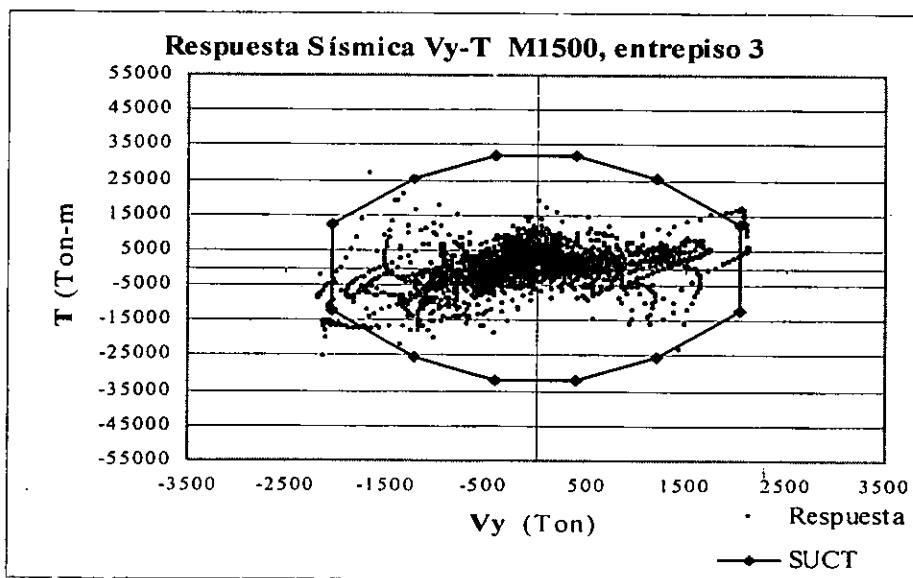


Figura 7.7.1c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo M1500

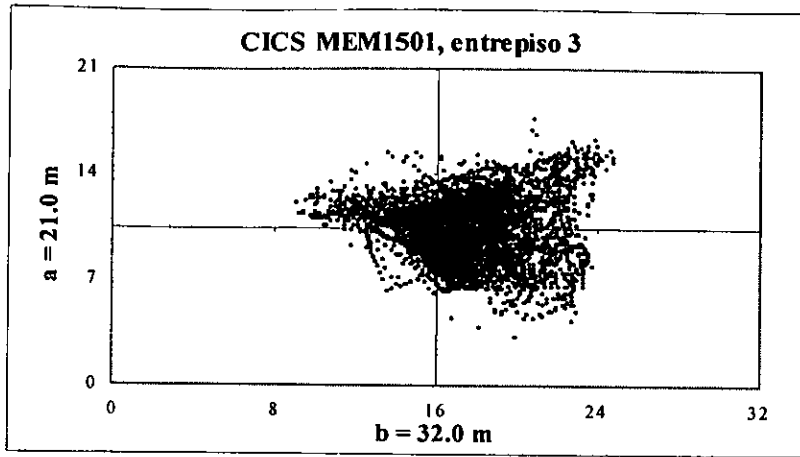


Figura 7.7.2a CICS para el modelo MEM1501

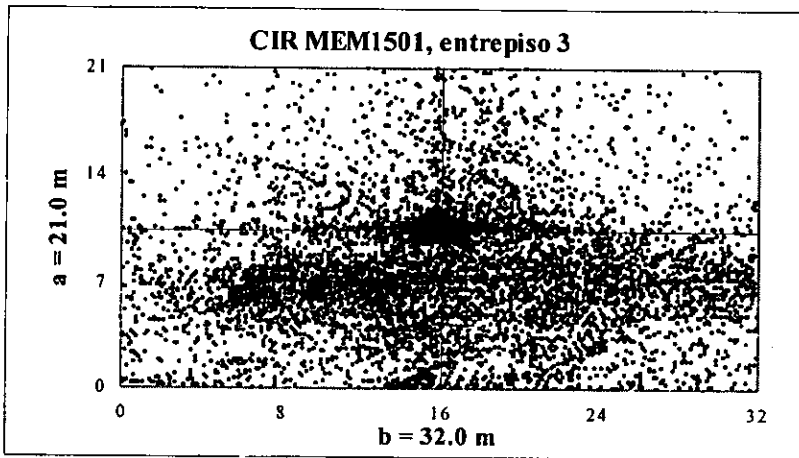


Figura 7.7.2b CIR para el modelo MEM1501

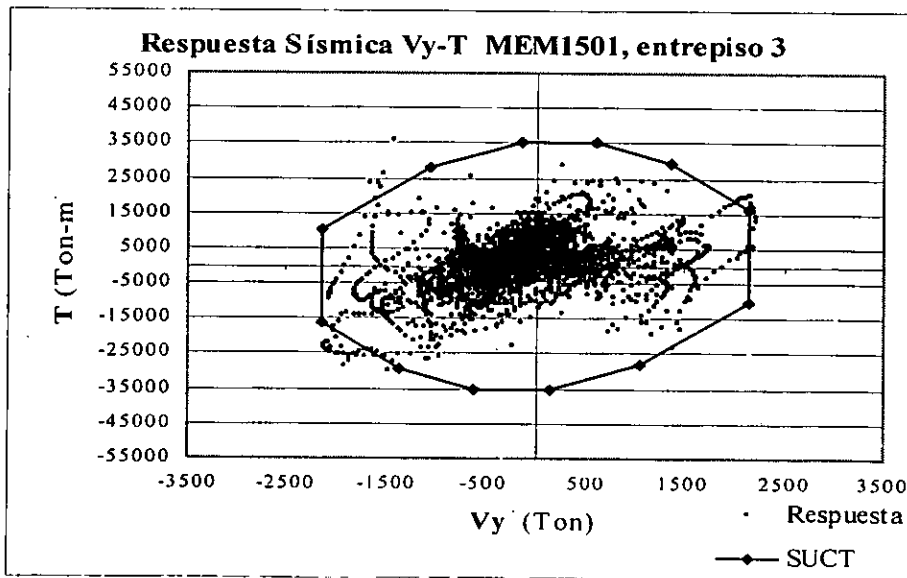
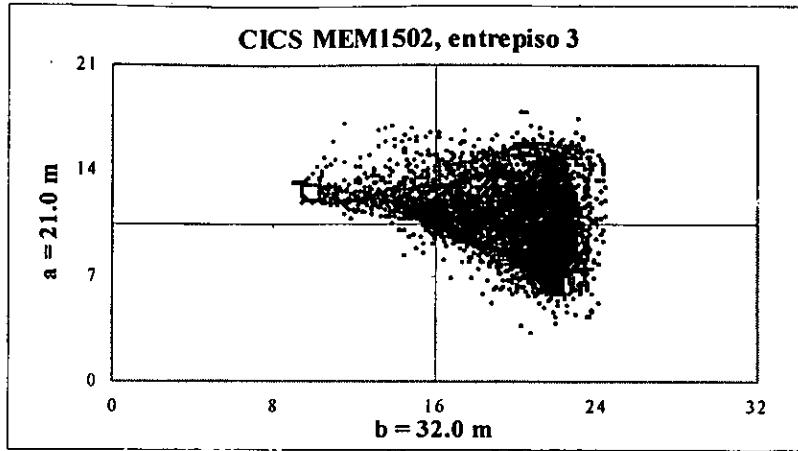


Figura 7.7.2c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MEM1501



CM (25.60,16.80)  
CR (16.00,10.50)

Figura 7.7.3a CICS para el modelo MEM1502

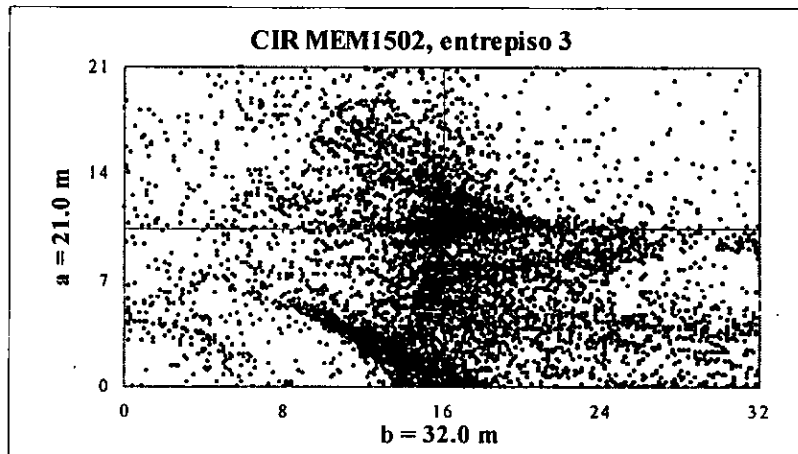


Figura 7.7.3b CIR para el modelo MEM1502

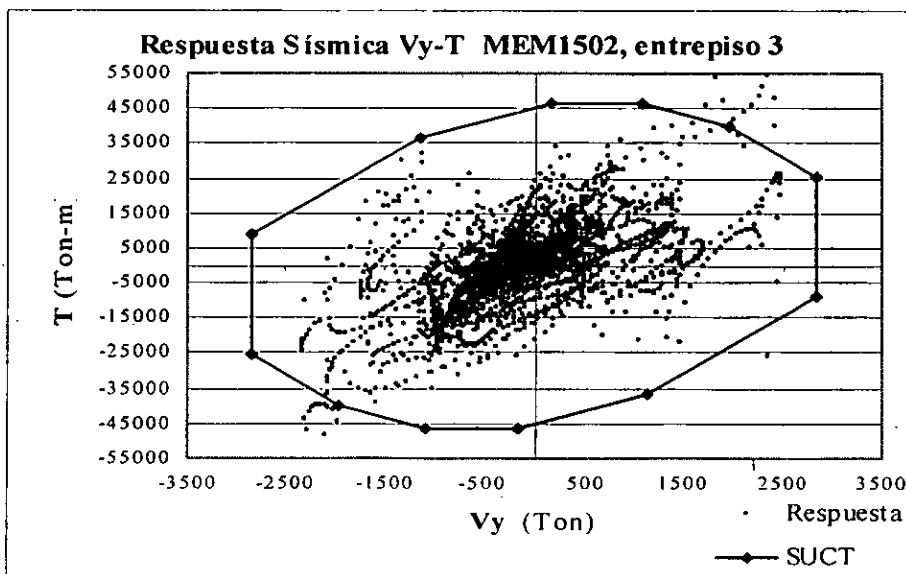


Figura 7.7.3c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MEM1502

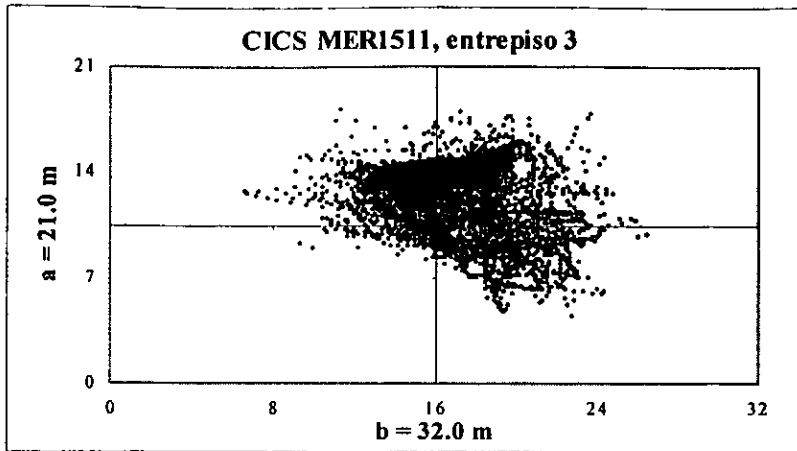


Figura 7.7.4a CICS para el modelo MER1511

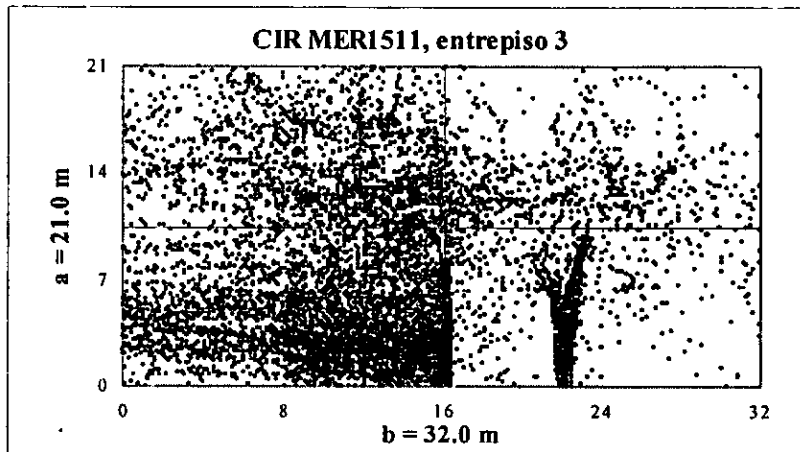


Figura 7.7.4b CIR para el modelo MER1511

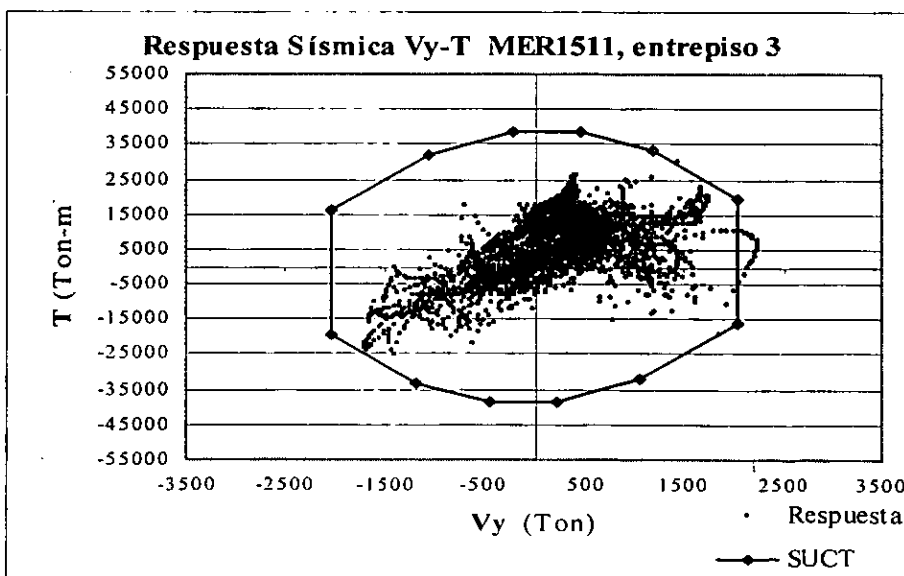


Figura 7.7.4c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MER1511

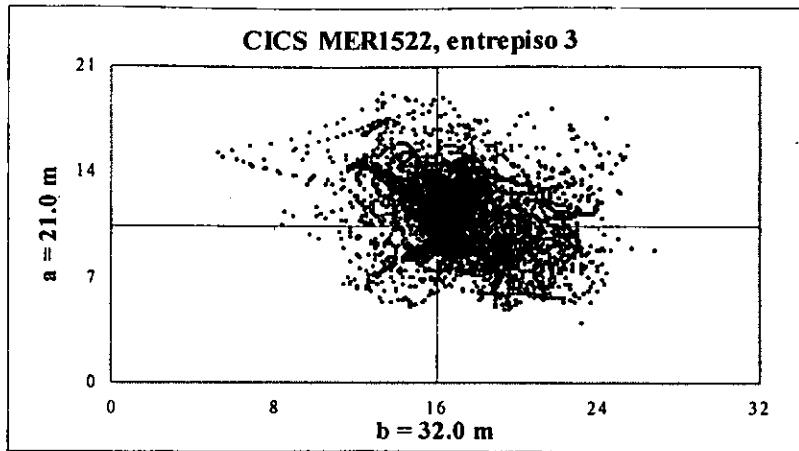


Figura 7.7.5a CICS para el modelo MER1522

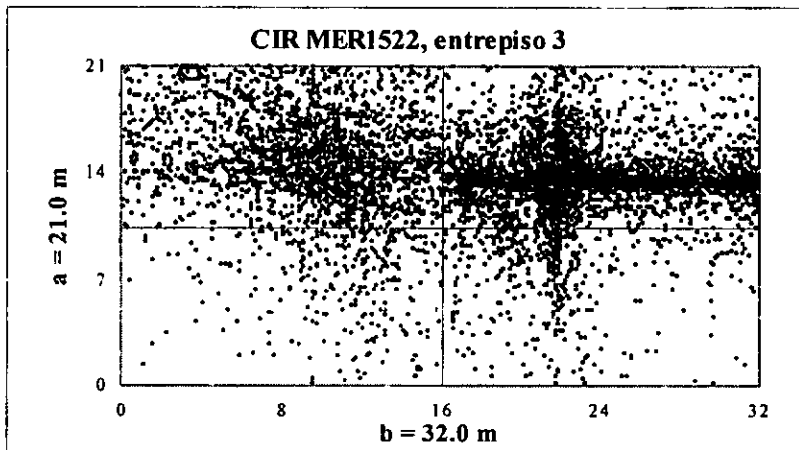


Figura 7.7.5b CIR para el modelo MER1522

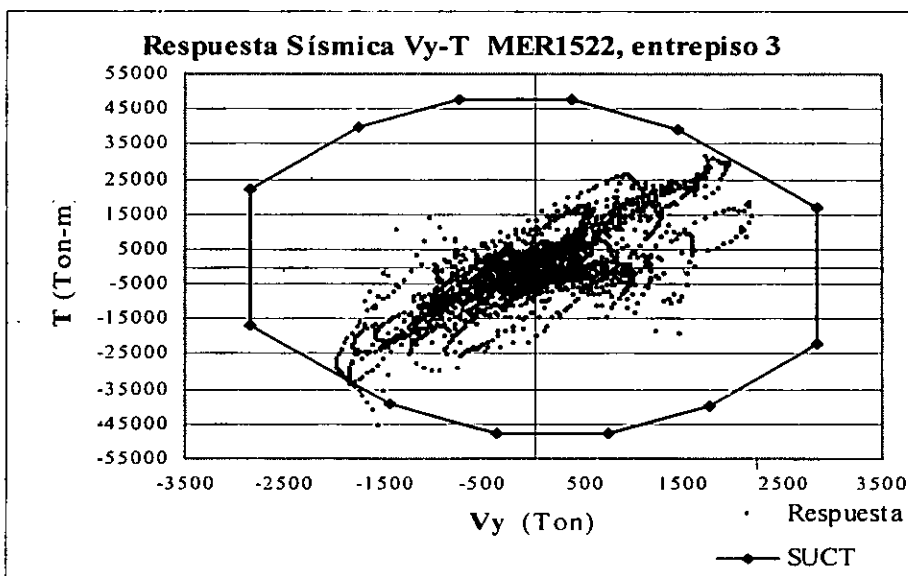


Figura 7.7.5c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MER1522

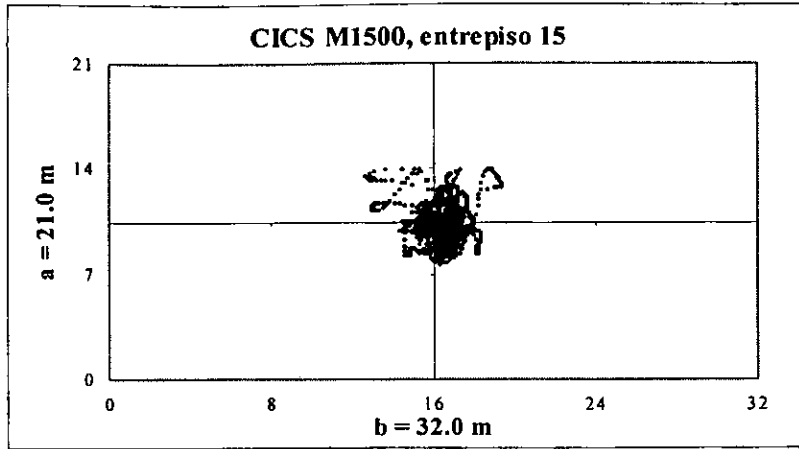


Figura 7.8.1a CICS para el modelo M1500

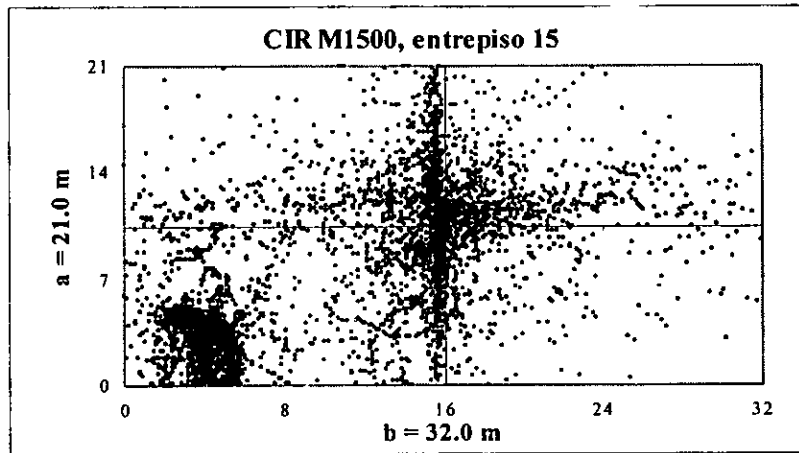


Figura 7.8.1b CIR para el modelo M1500

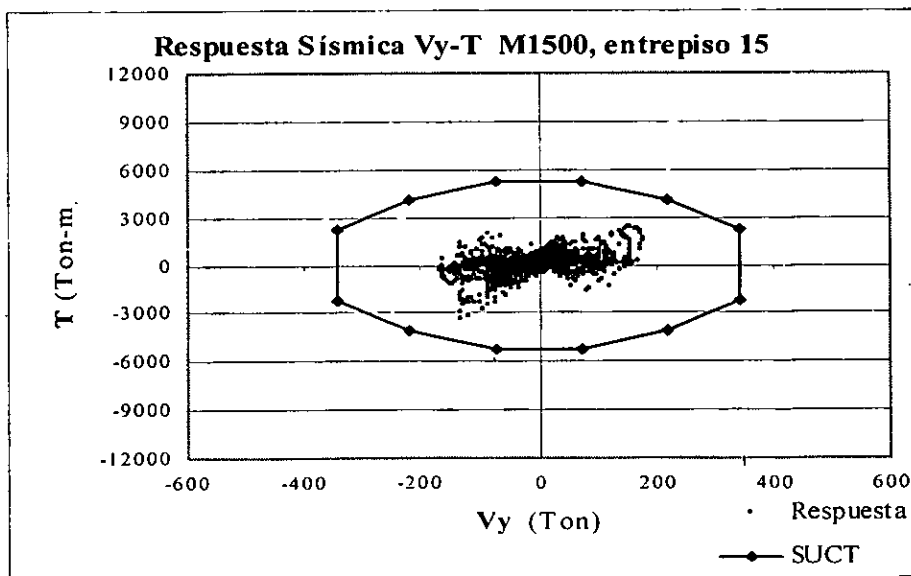


Figura 7.8.1c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo M1500

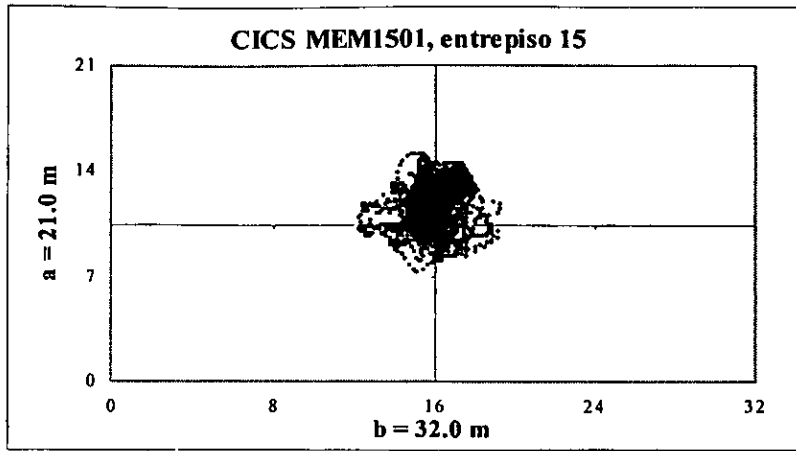


Figura 7.8.2a CICS para el modelo MEM1501

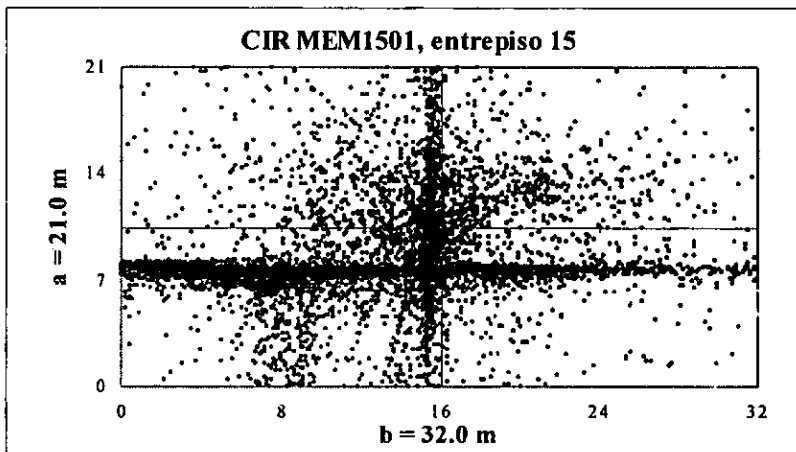


Figura 7.8.2b CIR para el modelo MEM1501

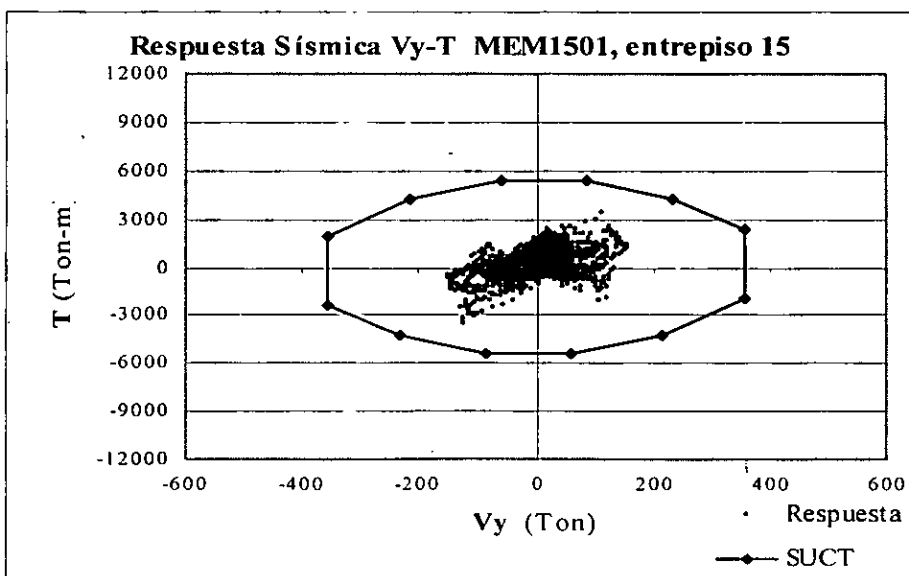
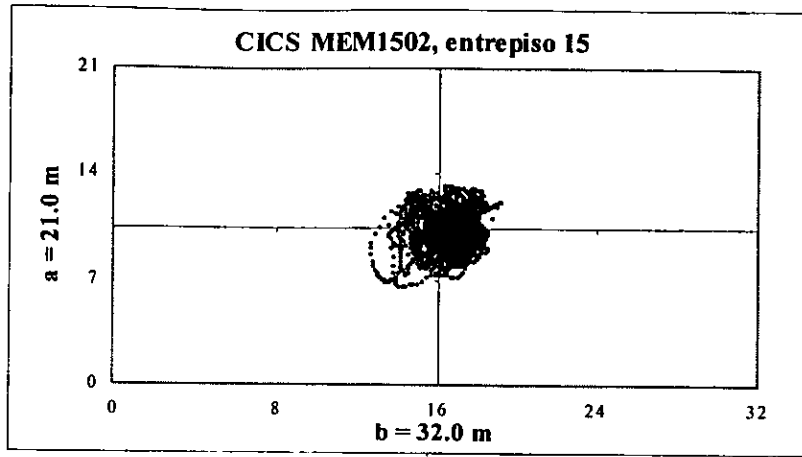


Figura 7.8.2c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MEM1501



CM (25.60,16.80)  
CR (16.00,10.50)

Figura 7.8.3a CICS para el modelo MEM1502

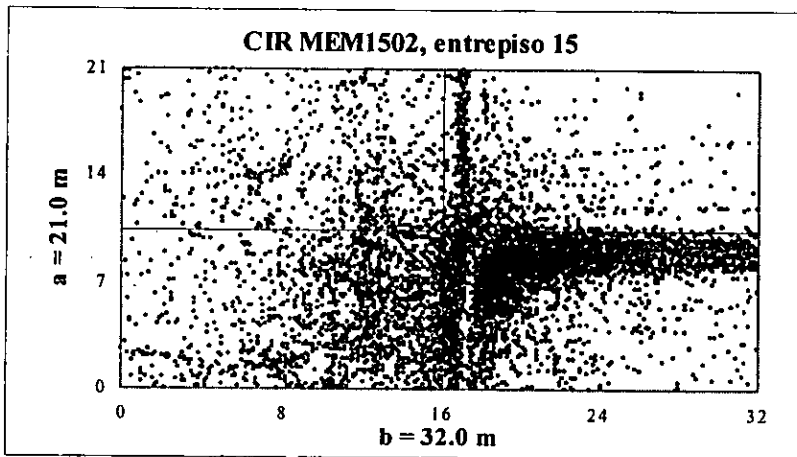


Figura 7.8.3b CIR para el modelo MEM1502

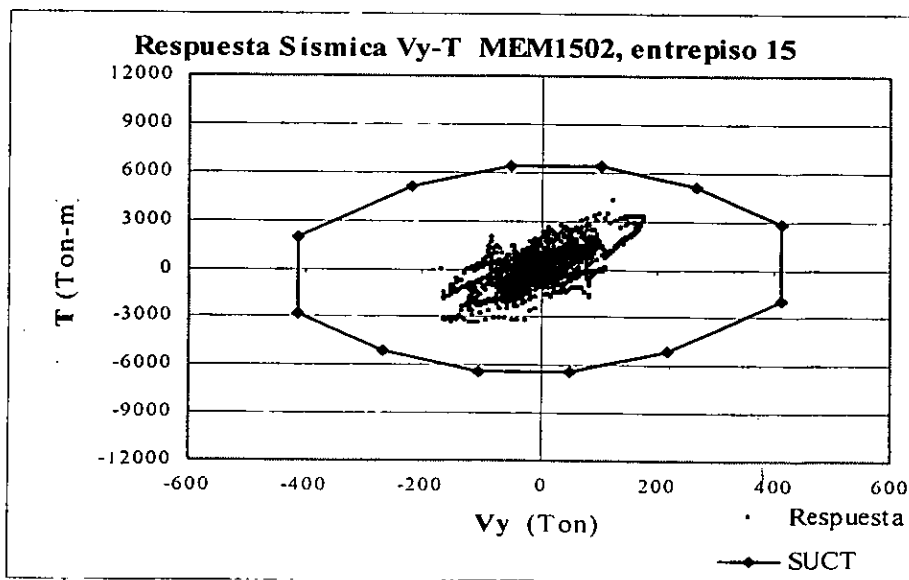
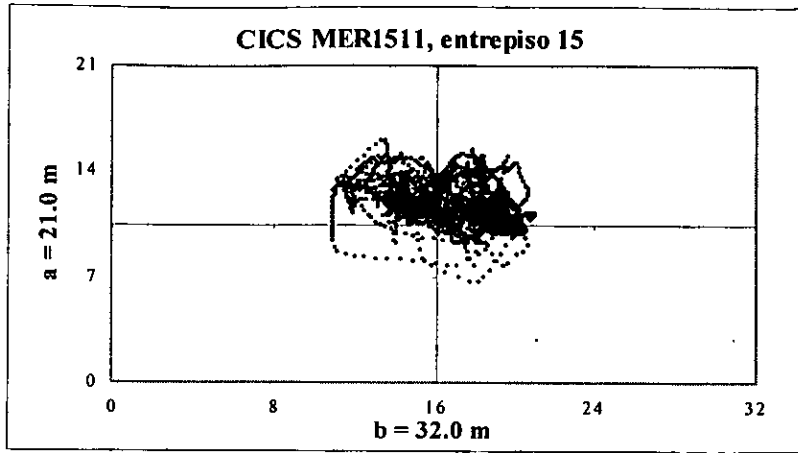


Figura 7.8.3c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MEM1502





CM (19.20,8.40)  
CR (15.54,10.85)

Figura 7.8.4a CICS para el modelo MER1511

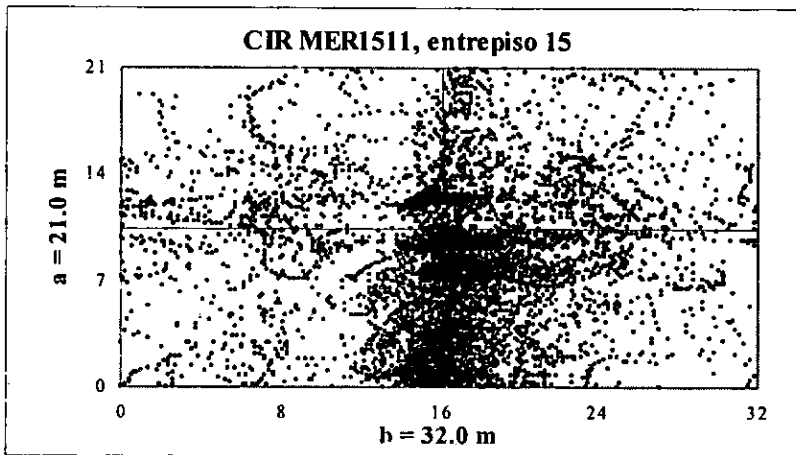


Figura 7.8.4b CIR para el modelo MER1511

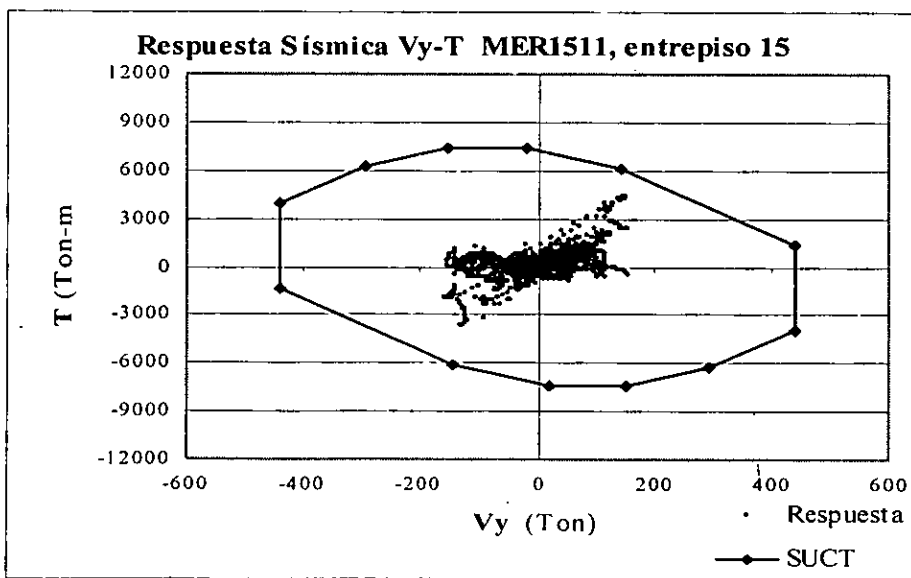
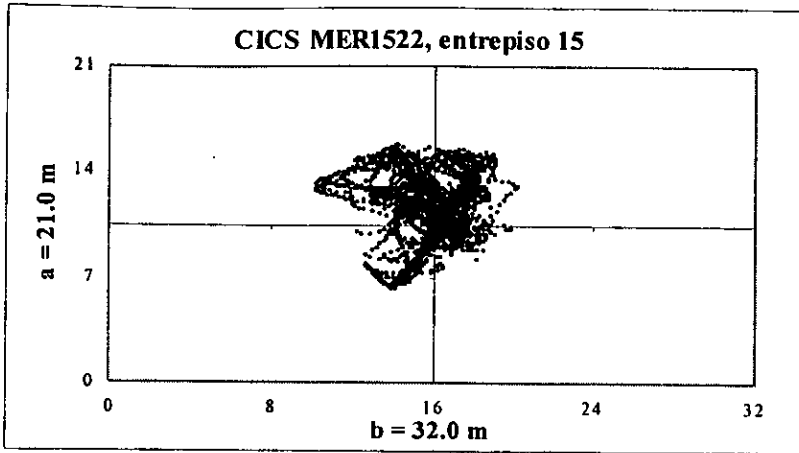


Figura 7.8.4c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MER1511



CM (19.20,8.40)  
CR (15.10,11.18)

Figura 7.8.5a CICS para el modelo MER1522

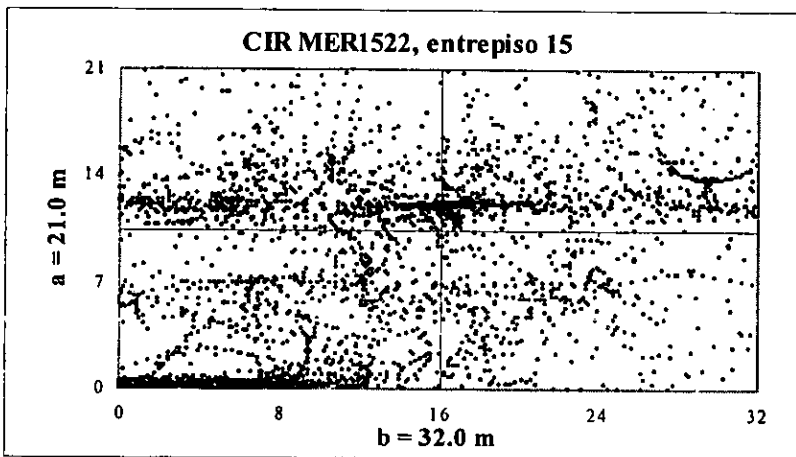


Figura 7.8.5b CIR para el modelo MER1522

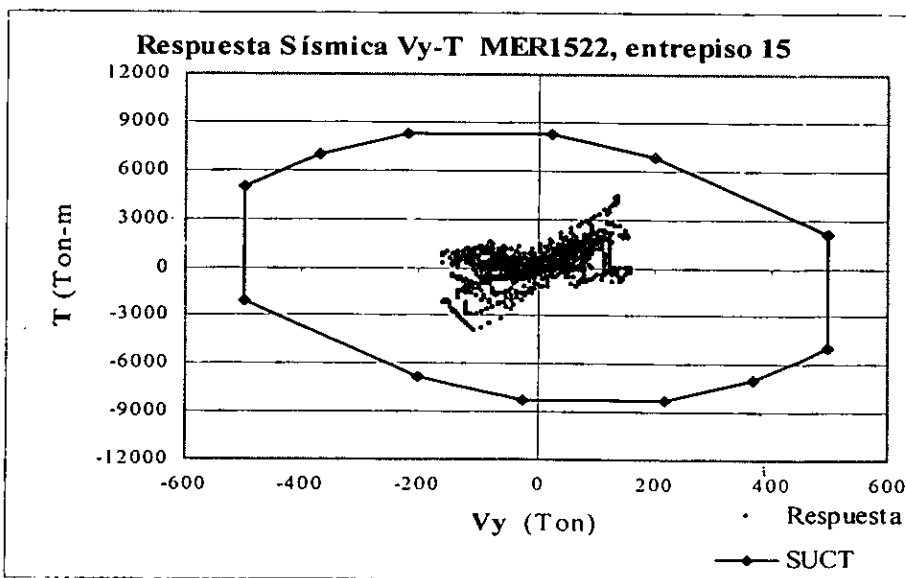


Figura 7.8.5c Respuesta Sísmica Cortante-Momento torsionante, para el modelo MER1522

Puesto que los resultados antes presentados son muy extensos, se presenta en forma resumida, las tablas 7.1, 7.2 y 7.3 para los grupos 1, 2 y 3, respectivamente, que muestran las dispersiones promedio del CICS para los tres modelos de edificios. Estas dispersiones se calcularon respecto al centro de resistencias de diseño (CR).

Máximas dispersiones del CICS, con respecto a "b" y "a" (%)			
Entrepiso	Modelo		
	M400	MEM401	MEM402
1	19 - 28	23 - 29	23 - 29
3	12 - 27	21 - 28	22 - 27

Tabla 7.1 Máximas dispersiones del CICS, grupo 1

Máximas dispersiones del CICS, con respecto a "b" y "a" (%)			
Entrepiso	Modelo		
	M800	MEM801	MEM802
1	26 - 28	27 - 31	27 - 32
3	29 - 32	27 - 35	27 - 35
8	7 - 16	12 - 18	10 - 28

Tabla 7.2 Máximas dispersiones del CICS, grupo 2

Máximas dispersiones del CICS, con respecto a "b" y "a" (%)			
Entrepiso	Modelo		
	M1500	MEM1501	MEM1502
1	28 - 27	25 - 28	25 - 28
3	28 - 35	26 - 35	26 - 35
15	11 - 16	11 - 22	11 - 19

Tabla 7.3 Máximas dispersiones del CICS, grupo 3

En la tabla 7.4, se presentan las estadísticas de los resultados de la respuesta sísmica para los tres grupos de edificios, que muestran las variaciones de momento torsionante en el entrepiso basal, con respecto a su correspondiente modelo simétrico. Como se puede observar, las mayores variaciones que sufre el momento torsionante se presentaron en los modelos de cuatro niveles, en donde se alcanzaron también los mayores valores de  $\Omega$ , principalmente en los modelos asimétricos en rigideces. En estos modelos se observa también que conforme aumenta la relación de frecuencias desacopladas, también lo hace la demanda de momento torsionante.

En el grupo de modelos de 15 niveles con asimetría en rigideces, no se producen incrementos significativos de momento torsionante, independientemente de los valores de  $\Omega$ , lo que puede indicar que este parámetro tiene más influencia en estructuras de periodo corto.

Modelo	Periodo (s)	$\Omega$	Incremento (%)	
			T+ (Ton-m)	T- (Ton-m)
M400	0.6217	1.41	-----	-----
MEM401	0.7399	1.74	70.8	59.1
MEM402	0.8831	2.14	167.7	88.2
MER411	0.6252	4.75	229.1	106.1
MER422	0.6317	7.16	286.4	143.0
M800	1.0106	1.41	-----	-----
MEM801	1.2001	1.73	-0.8	28.7
MEM802	1.4456	2.13	90.8	67.4
MER811	1.0164	3.28	42.8	66.2
MER822	1.0245	5.31	89.6	74.9
M1500	1.3975	1.43	-----	-----
MEM1501	1.6313	1.72	22.4	12.2
MEM1502	1.9621	2.10	90.5	61.8
MER1511	1.3932	2.33	-7.2	10.2
MER1522	1.3211	3.47	-8.1	27.3

Tabla 7.4 Variación del momento torsionante

#### 7.4 Ductilidades locales en los planos resistentes

Para entender mejor el comportamiento experimentado por los modelos, se calcularon las demandas locales de ductilidad en los planos resistentes y la distribución de articulaciones plásticas en dichos planos. Estos resultados corroboran el comportamiento experimentado por los diferentes modelos y nos permiten identificar claramente los planos resistentes más demandados. Es de interés mencionar que solamente se presentan los marcos orientados en la dirección principal de análisis para los modelos de edificios de 8 y 15 niveles. En el caso de los modelos de cuatro niveles, se pudo determinar que en general, permanecieron elásticos, por lo que no se consideran representativos para fines de ilustrar la demanda en los diferentes planos.

Para el caso de modelos de 8 y 15 niveles el plano más demandado correspondió al más cercano al centro de masas ó bien, al más alejado del centro de torsión, para los casos los casos de asimetría en masas y en rigideces, respectivamente.

Se observa que las mayores demandas de ductilidad en vigas se presentaron en los modelos de 15 niveles, sin embargo, en el caso de las columnas, las mayores demandas de ductilidad se presentaron en los modelos de 8 niveles, alcanzando valores no recomendados ( $\mu_{\theta} > 2$ ).

En las figuras 7.9.1 a la 7.9.6, se muestra la distribución y magnitud de articulaciones plásticas para los planos resistentes orientados en la dirección principal de análisis, correspondientes a algunos de los modelos de 8 y 15 niveles, los cuales se consideraron representativos del comportamiento observado.

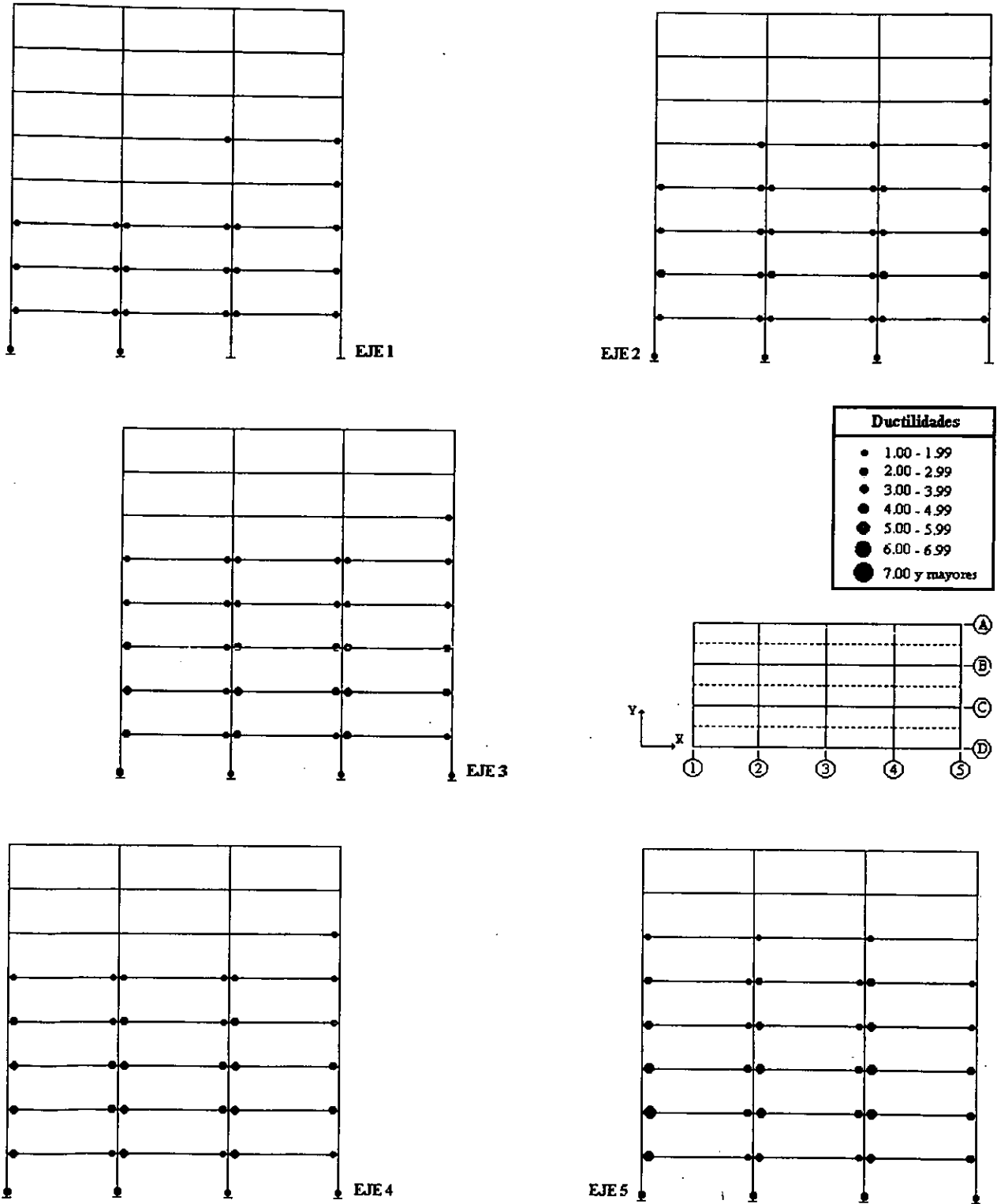


Figura 7.9.1 Formación de articulaciones plásticas en el modelo M800

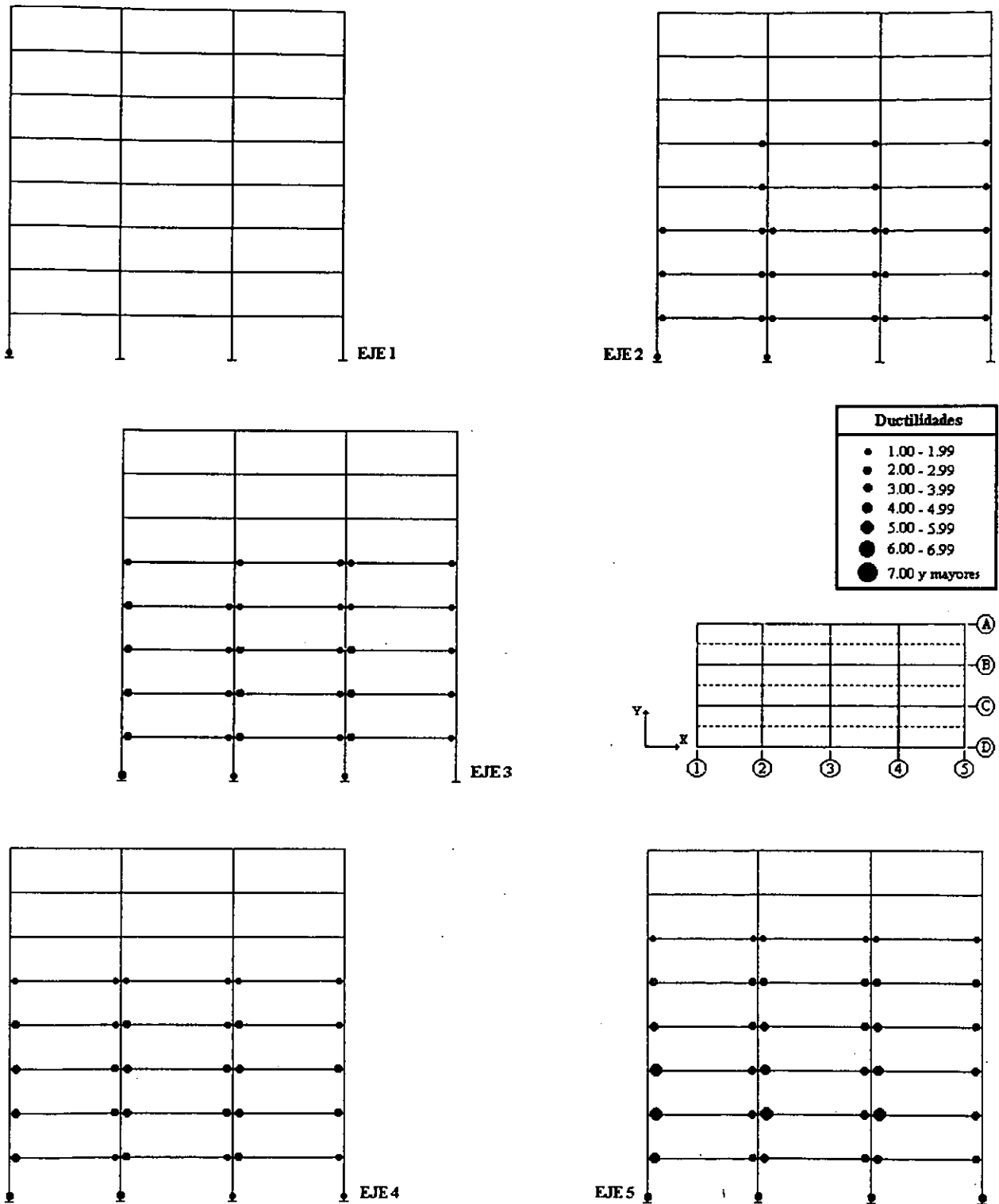


Figura 7.9.2 Formación de articulaciones plásticas en el modelo MEM801

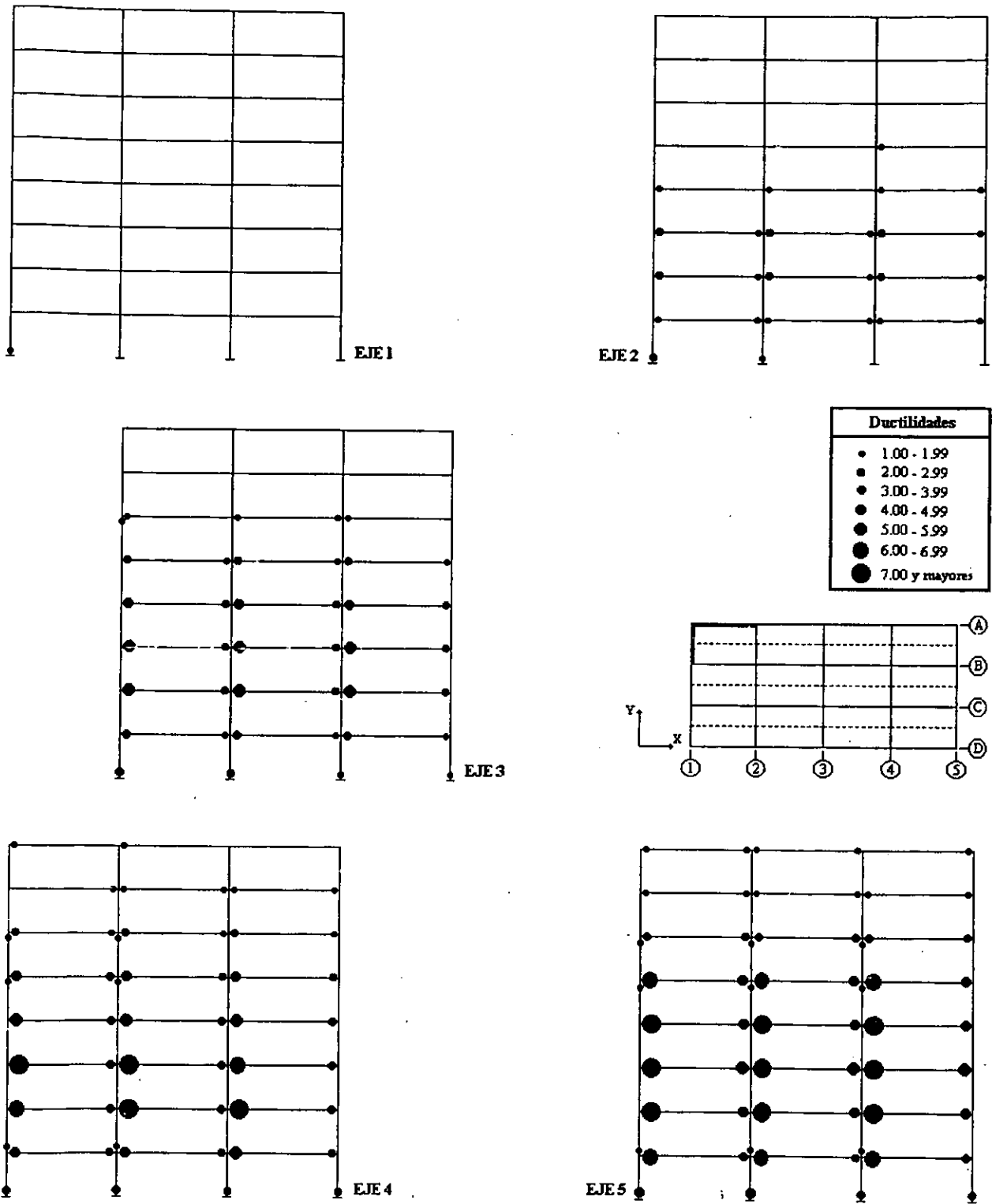


Figura 7.9.3 Formación de articulaciones plásticas en el modelo MER811



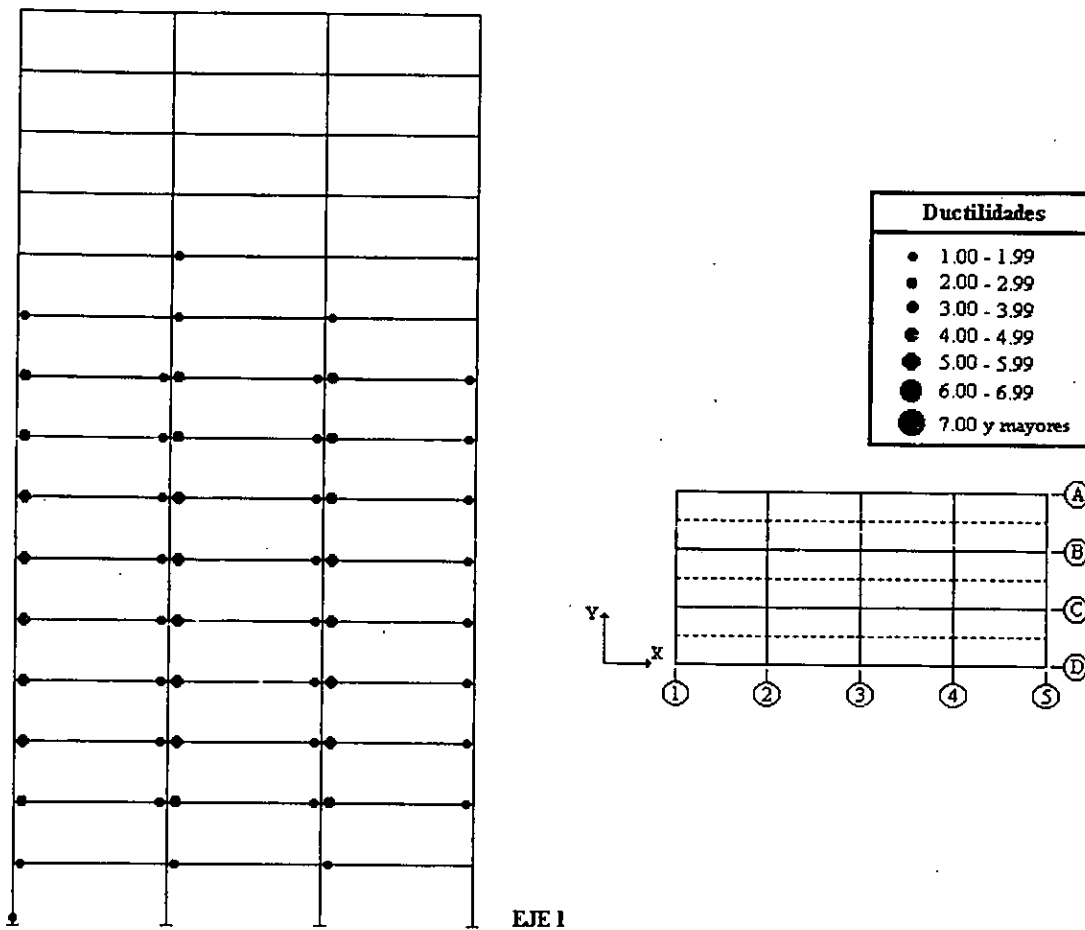


Figura 7.9.4a Formación de articulaciones plásticas en el modelo M1500

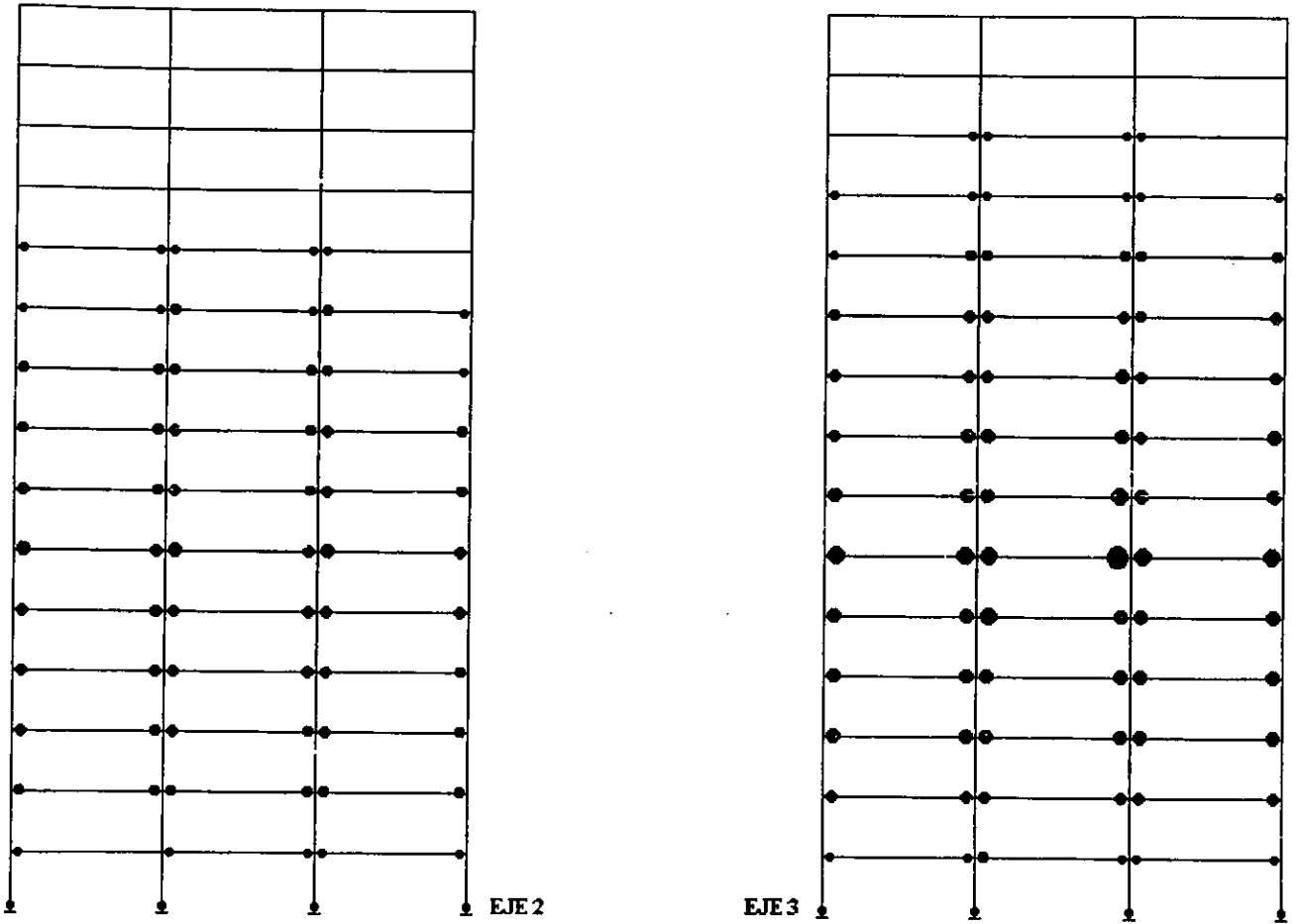


Figura 7.9.4b Formación de articulaciones plásticas en el modelo M1500

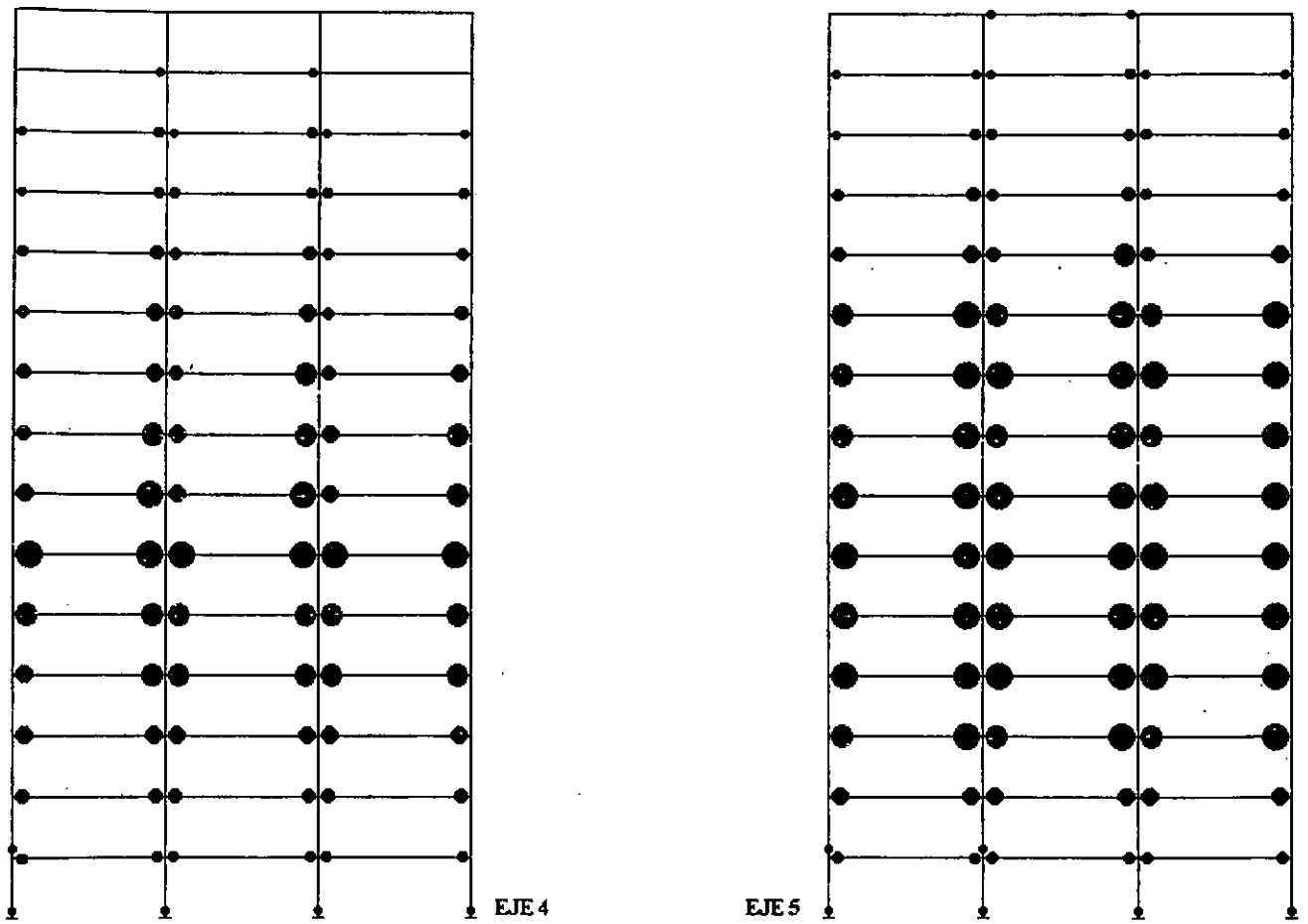


Figura 7.9.4c Formación de articulaciones plásticas en el modelo M1500

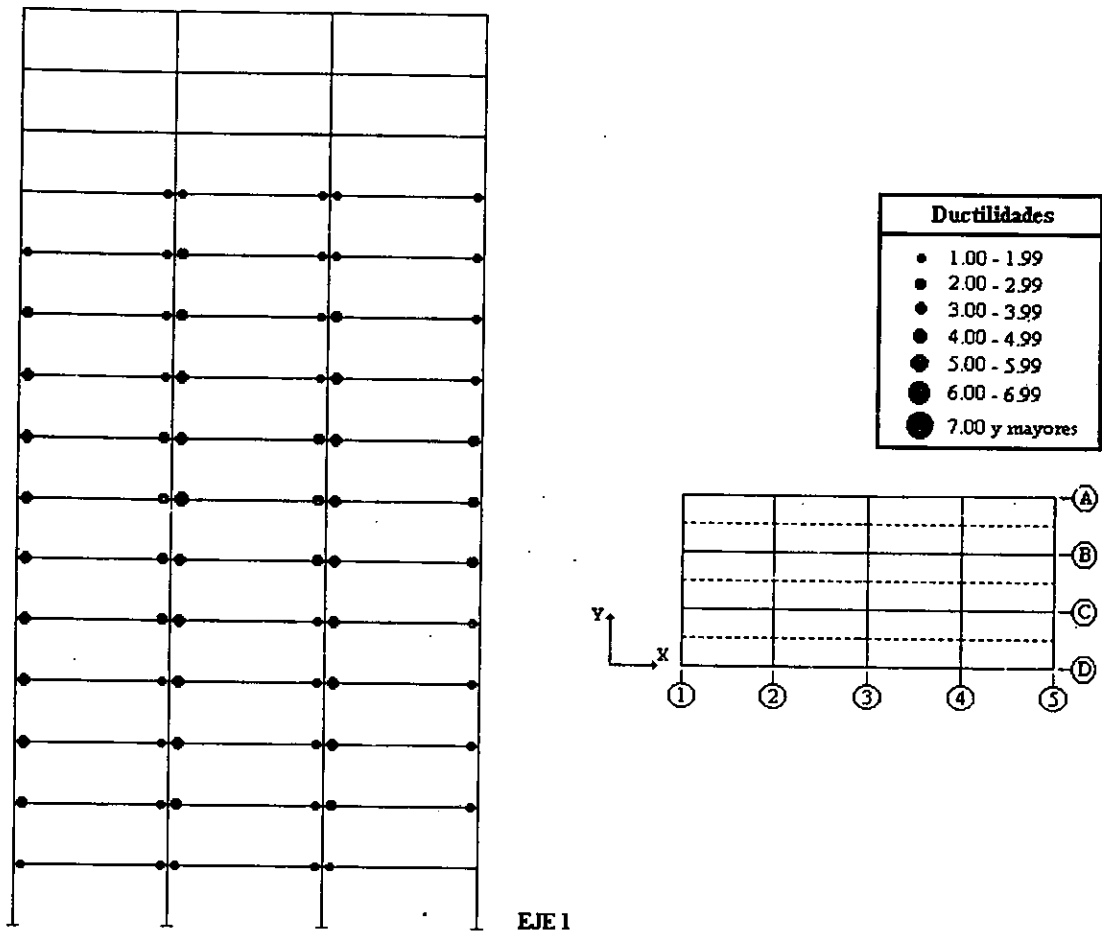


Figura 7.9.5a Formación de articulaciones plásticas en el modelo MEM1501

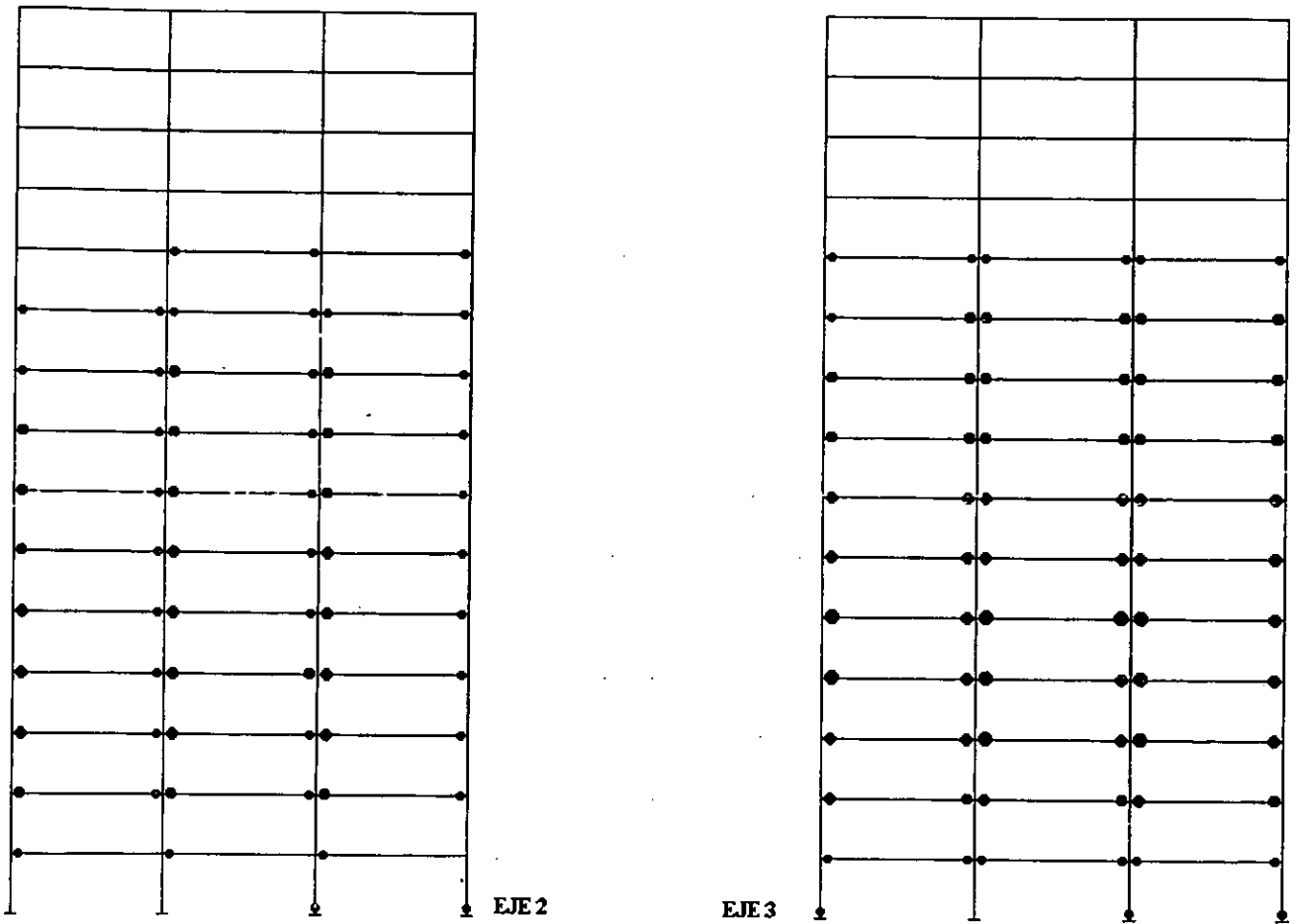


Figura 7.9.5b Formación de articulaciones plásticas en el modelo MEM1501

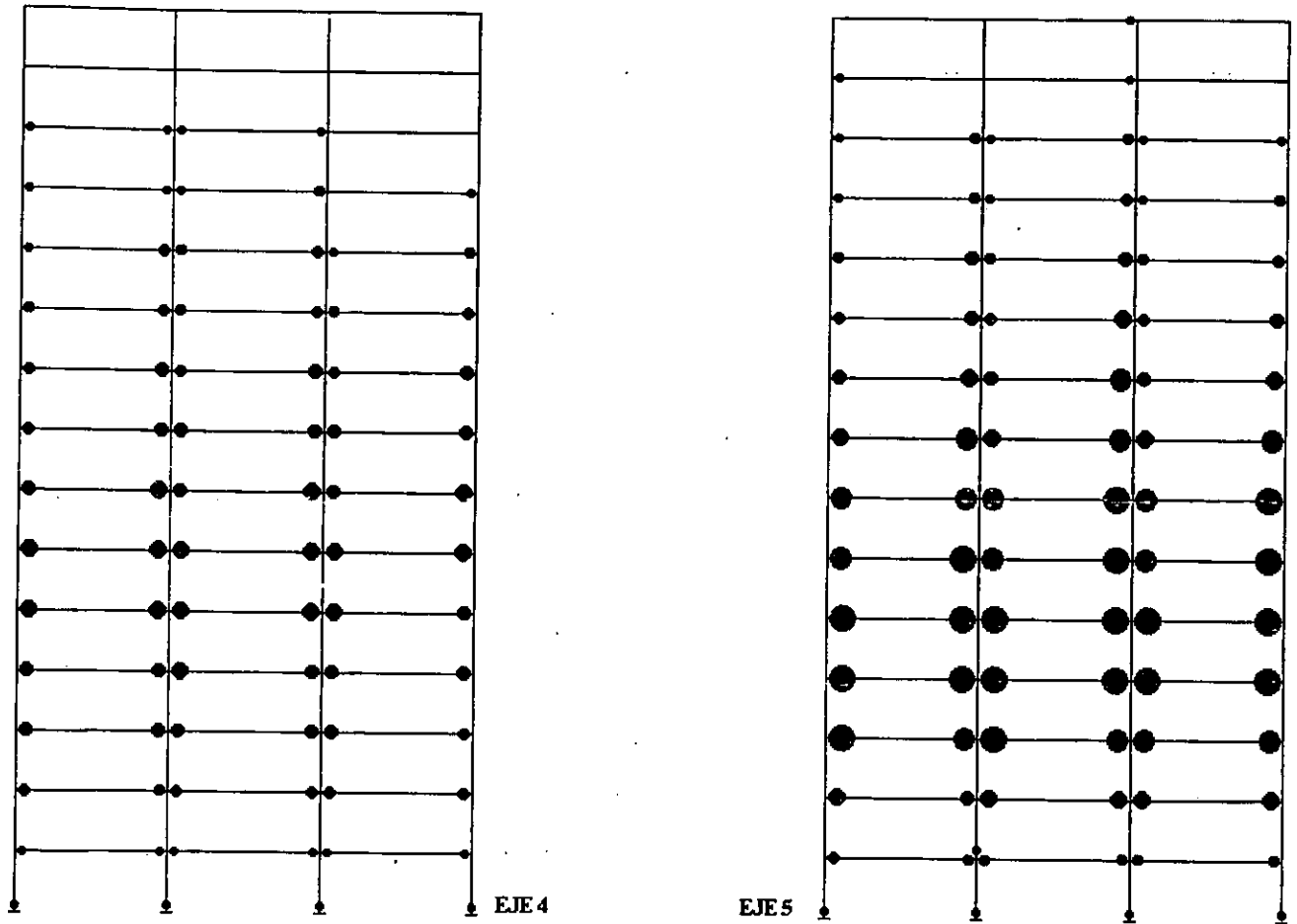


Figura 7.9.5c Formación de articulaciones plásticas en el modelo MEM1501

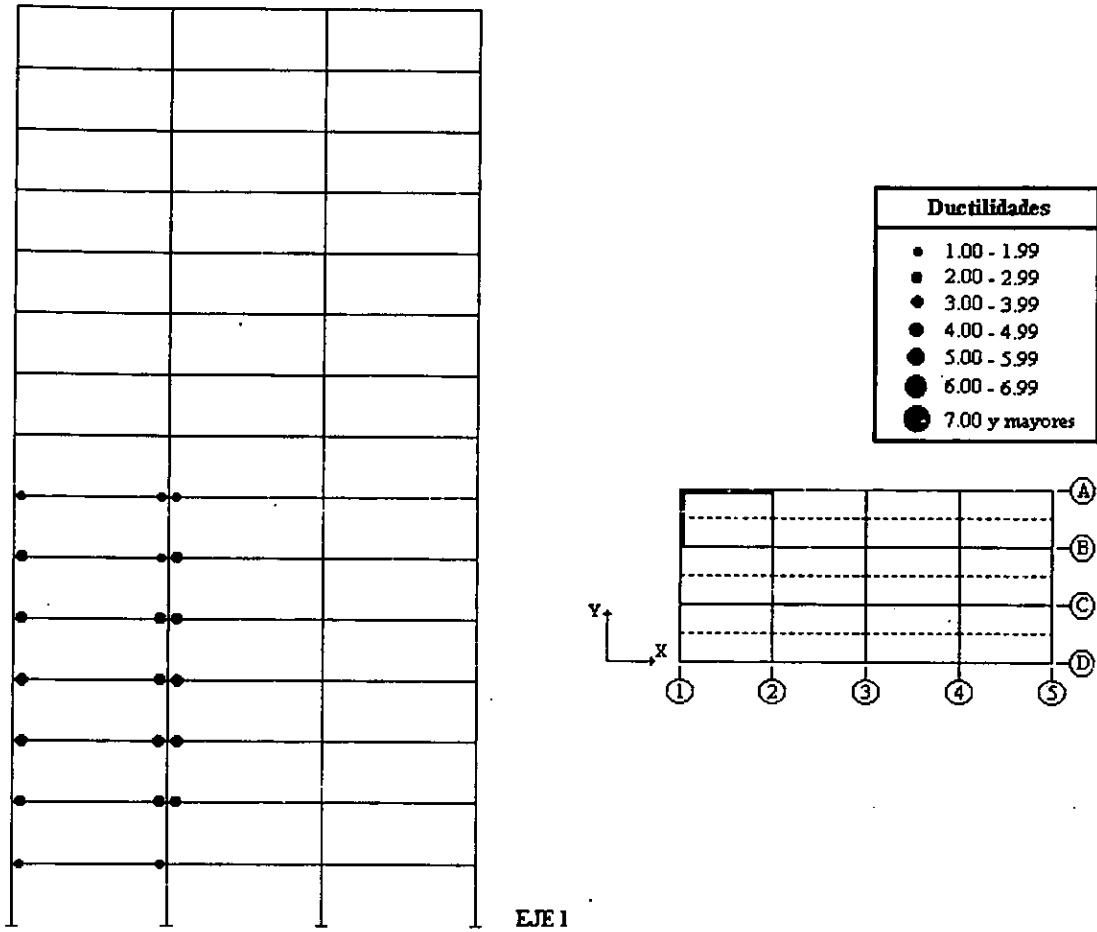


Figura 7.9.6a Formación de articulaciones plásticas en el modelo MER1511

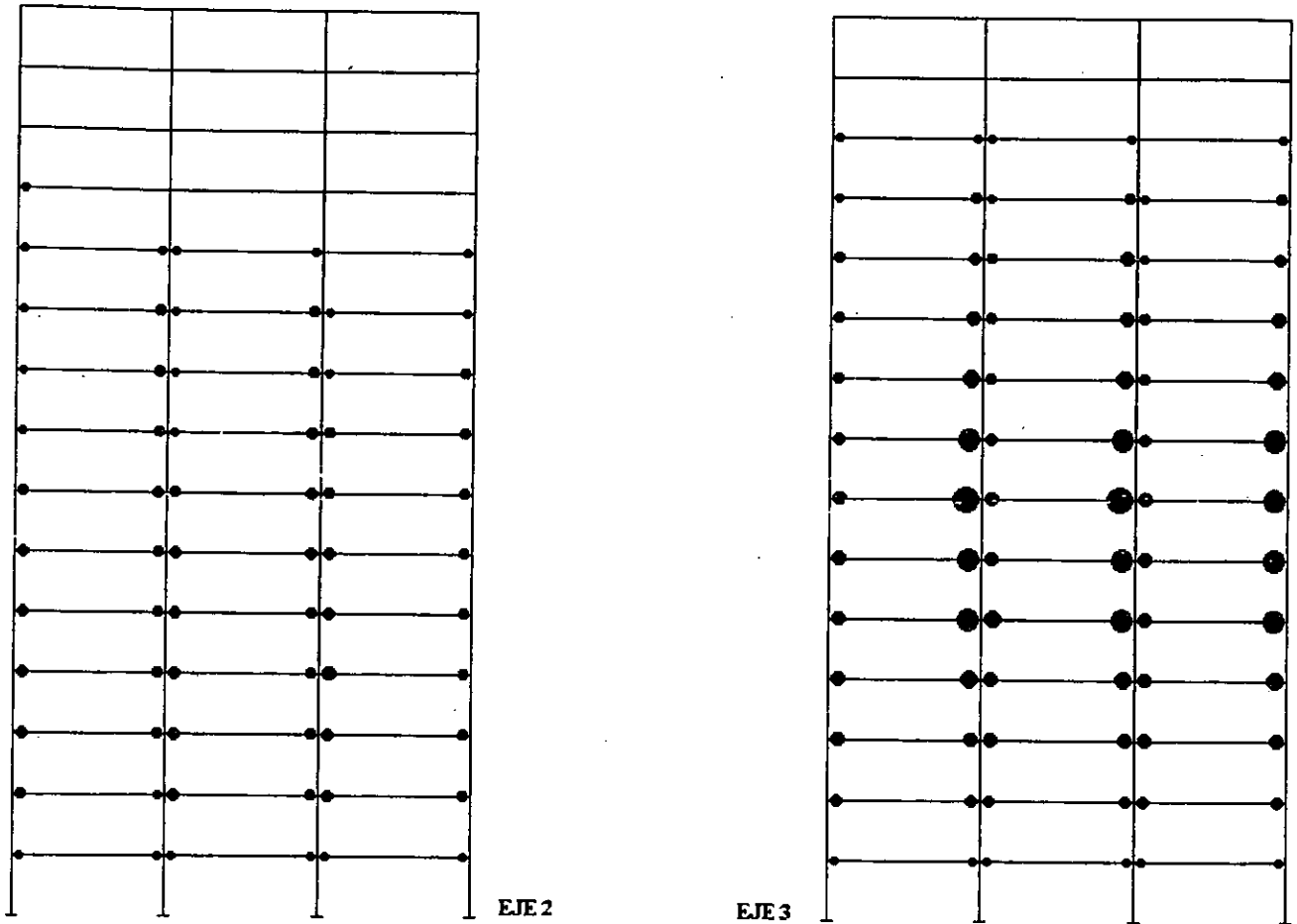


Figura 7.9.6b Formación de articulaciones plásticas en el modelo MER1511



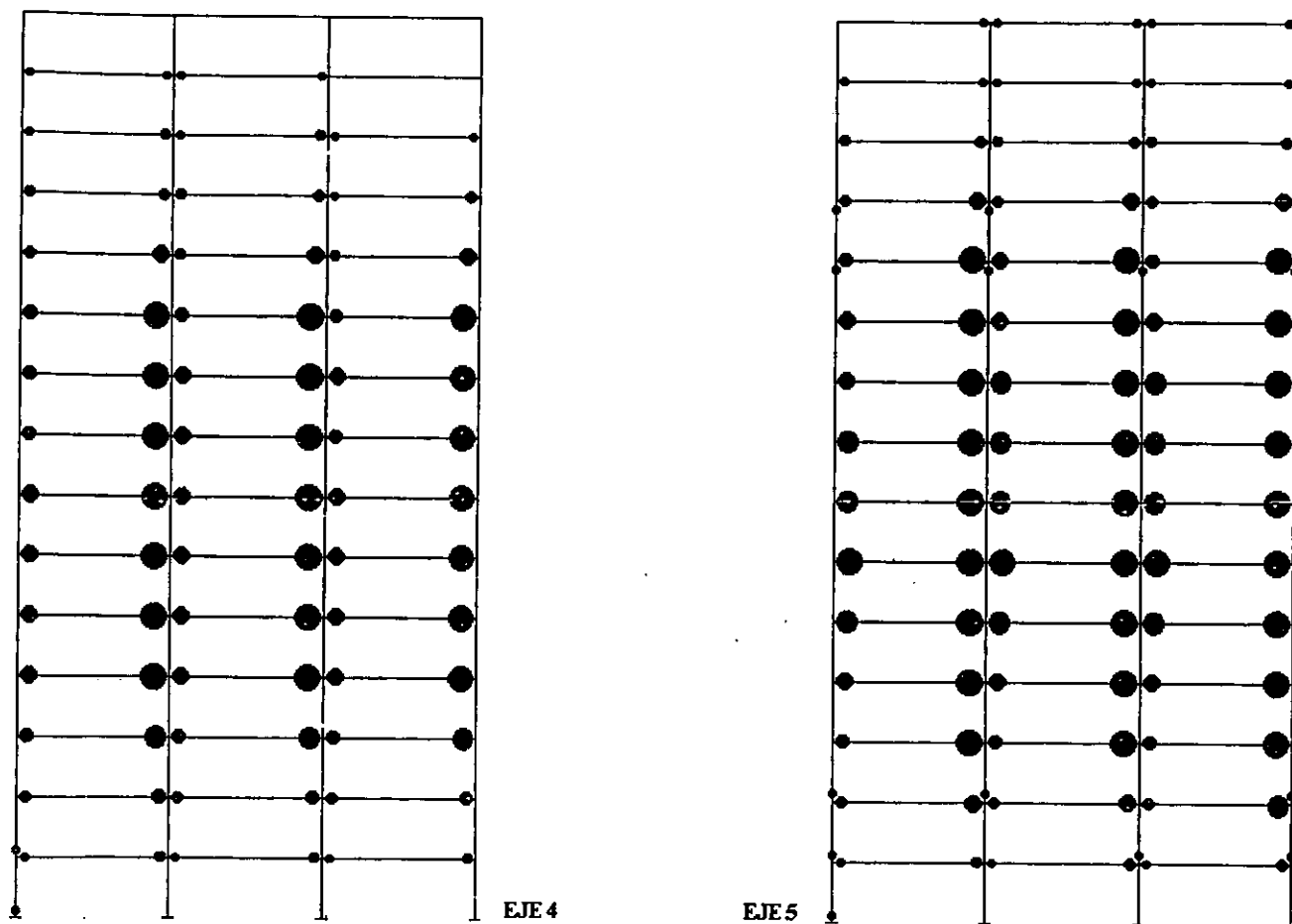


Figura 7.9.6c Formación de articulaciones plásticas en el modelo MER1511

## CAPÍTULO 8

### COMENTARIOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en los resultados de este trabajo, se presentan los siguientes comentarios y conclusiones:

1. La consideración de los efectos torsionales que marca el RCDF-93 en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS), cuando se realiza un análisis estático de edificios es numéricamente laboriosa y por tanto poco utilizada en estructuras reales. Dada la evolución de los equipos y programas de cómputo existentes en el mercado, es una realidad que los despachos de cálculo realizan análisis dinámicos por razones económicas y prácticas, situando al método sísmico estático como un procedimiento didáctico, utilizado en los cursos de análisis estructural. Con base en lo anterior, se debe hacer una reflexión sobre el empleo de este método y el hecho de que sea recomendado en las NTCDS.
2. El grupo de modelos más demandados, correspondió a los edificios de 8 niveles, cuyo rango de periodo estimado fue de 1 a 1.45 s. En estas estructuras, los periodos variaron dependiendo del tipo y nivel de asimetría. Este resultado concuerda con los obtenidos en estudios de modelos simplificados de un nivel realizados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.
3. El grupo de modelos que mejor se comportó fue el grupo 1 (modelos de 4 niveles), donde se observa que la respuesta Cortante-Torque se encuentra alejada de la superficie de capacidad. Asimismo, los modelos que presentaron los mayores efectos torsionantes, pero que presentaron un buen comportamiento fueron los edificios de 15 niveles, que corresponden al grupo 3, cuyos periodos fundamentales están entre 1.39 y 1.96 s. Este resultado coincide con resultados de otras investigaciones, donde se encuentra que las estructuras que mejor comportamiento presentan tienen un periodo de 1.5 s, Ayala et al (1991).
4. Al comparar la ubicación del Centro Instantáneo de Cortante Sísmico (CICS) respecto a la ubicación de centroide de las resistencias de diseño, se observaron diferencias de 20 a 30% de la dimensión de la planta para los modelos simétricos, alcanzando valores hasta de 35% para los modelos asimétricos. Este resultado indica que el parámetro de excentricidad en resistencias utilizado en modelos simplificados de un nivel, puede no ser confiable para evaluar el comportamiento sísmico torsional de este tipo de modelos.
5. Con base en la distribución en planta del CICS, se pudo observar que los planos que presentaron menores demandas de ductilidad fueron los de mayor resistencia en los entrepisos. Para el caso de modelos asimétricos en rigideces, los planos de mayor resistencia fueron también los más rígidos, lo cual es común en estructuras de concreto.
6. En todos los modelos la relación de frecuencias desacopladas ( $\Omega$ ) es mayor a 1, teniéndose los menores valores para los casos simétricos ( $\Omega = 1.4$ ) y los máximos en los modelos excéntricos en rigideces, que alcanzaron valores de hasta 7.1 (MER422). Se observa que la

relación  $\Omega$  aumenta conforme se aumenta la excentricidad y no necesariamente garantizó un comportamiento satisfactorio en torsión.

7. Se pudo observar que la variación del CIR obtenido del análisis dinámico paso a paso, proporcionó información importante para entender conceptualmente la generación de efectos torsionantes en los entrepisos de un edificio durante la excitación sísmica considerada. Al respecto, se pudo observar que los edificios que experimentaron los efectos de torsión más evidentes y críticos, fueron los edificios de 8 niveles, lo cual se pudo explicar con base en la concentración que presentó el CIR en toda la planta.
8. La resistencia de los planos juega un papel importante en la forma que adquiere la superficie de capacidad, teniéndose la opción de poder ser modificada para controlar adecuadamente la respuesta sísmica en un entrepiso cualquiera.
9. Con base en los resultados obtenidos, el plano resistente que fue más demandado fue el 5 (eje 5), es decir, el más flexible, para los modelos asimétricos en rigideces, y el más cercano al centro de cortante en los modelos asimétricos en masas. Este resultado sugiere que debe incrementarse la resistencia en estos elementos.
10. La dispersión del CIR que se presenta después de la fase intensa, produce efectos poco significativos en respuesta sísmica de los edificios estudiados.

#### RECOMENDACIONES:

1. Es recomendable considerar el efecto de la interacción suelo-estructura en trabajos futuros.
2. Como se observó, el estudio de la torsión acoplada es complejo, por lo que es necesario realizar más investigaciones sobre el comportamiento de estructuras asimétricas, como las estudiadas en este trabajo, en el cual se intentó caracterizar un conjunto de edificios de diversa altura representativos de los existentes en la Cd. de México, sujetos a las condiciones de sismicidad regional más importantes.
3. Un aspecto importante en la evaluación de la respuesta sísmica torsional, es determinar en forma más adecuada la capacidad de los planos resistentes, puesto que influyen en el cálculo de la superficie de capacidad de entrepiso, así como en la forma geométrica.

**BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS**

- Ayala, G. y Barrón, R.** (1990), "Evaluación de la Respuesta Sísmica de Estructuras de Edificios Asimétricos Diseñados de Acuerdo a una Norma", Informe interno, Proyecto 9704, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Ayala, G., Barrón, R. y Zapata, U.** (1991), "Criterios de Diseño Sísmico para Estructuras en Torsión", Memorias IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.
- Ayala, G. y García, O.** (1992), "Criterios de Diseño Sísmico Para Estructuras en Torsión", Informe al Conacyt, Proyecto 0740, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Ayala, G., Escobar, J.A. y García, O.** (1992), "Comportamiento Sísmico No lineal de Modelos de Edificios Asimétricos", Memorias de las XII Jornadas Argentinas en Ingeniería Estructural, Asociación de Ingenieros Estructuralistas, Buenos Aires, Argentina, 1992.
- Chípol, A.** (2001), "Estudio de la Respuesta Sísmica de Modelos Tridimensionales de Edificios Torsionalmente Acoplados", Tesis de Maestría, DEP-FI, UNAM.
- Cosenza, E., Manfredi, G. and Realfonzo, R.** (2000); "Torsional Effects and Regularity Conditions in RC Buildings", 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zeland.
- De la Colina, J.** (2000), "Torsión inelástica en edificios de varios niveles", Memorias XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, noviembre.
- De la Llera, J.C. and Chopra, A.K.** (1994), "Accidental and Natural Torsion in Earthquake Response and Design of Buildings", Report No. UBC/EERC-94-07, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- De la Llera, J.C.** (1998), "Una Revisión de Algunos Aspectos Fundamentales de Estructuras Torsionalmente Acopladas", Memorias XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, noviembre.
- Escobar, J.A. y Ayala, G.** (1991), "Efecto de Propiedades Estructurales Inciertas Sobre la Respuesta Sísmica No Lineal de Modelos de Edificios Asimétricos", Memorias IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso de Ingeniería Estructural, Manzanillo, Col. Vol. 1, pp. 3-11 a 3-20.
- Gherzi, A. and Rossi, P.** (1998), "Behaviour of in Plan Irregular Building Subjected to Bi-directional Ground Motions", 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, Holanda.
- Gómez, R., Ayala, G. y Jaramillo, J.D.** (1987), "Respuesta Sísmica de Edificios Asimétricos", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, Mayo.

- Lai S.-S., Will G.T. and Otani S.** (1988), "Model for inelastic biaxial bending of concrete members", *Journal of the Structural Engineering Division, ASCE*, 1988, pp 2563-2584
- Li, K. N.** (1996), "CANNY-E, Three-Dimensional Nonlinear Dynamic Structural Analysis Computer Program Package", Canny Consultants PTE LTD, Singapore.
- Luaces, F.** (1995), "Sobrerresistencia en Estructuras a Base de Marcos de Concreto Reforzado", Tesis de Maestría, DEP-FI, UNAM.
- Newmark, N.M.** (1969) "Torsion in symmetrical Buildings", 4th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, pp. A3, 19-32, 1969.
- NTCDS-93** (1993) "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, D.F..
- Ortíz, A.** (2001), "Respuesta Sísmica Inelástica de Edificios Asimétricos de Varios Niveles Considerando Diferentes Relaciones de Aspecto de la Planta", Tesis de Maestría, DEP-FI, UNAM.
- Park, R. y Paulay, T.** (1997), "Estructuras de Concreto Reforzado", Ed. Limusa, cuarta reimpresión, 1988.
- RCDF-93** (1993), "Reglamento de Construcciones del Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación, México, D.F..
- Reyes, C. y Meli, R.** (1999), "Relaciones Distorsión de Entrepiso - Daño y Velocidades y Aceleraciones de Piso con Incomodidad Personal y Daño a Objetos", Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia, Mich., México.
- Rodríguez, M. y Botero, J.C.** (1994), "Aspectos del Comportamiento Sísmico de Estructuras Considerando las Propiedades mecánicas de Aceros de Refuerzo Producidos en México", Memorias, IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Zacatecas, México, Vol I, pp. 302-311.
- Rosenblueth, E. y Meli, R.** (1986), "The 1985 earthquake: Causes and Effects in Mexico City", *Concrete International*, May, pp. 23-34.
- Sadek, A.W. and Tso, W.K.** (1988), "Strength Eccentricity Concept for Inelastic Analysis of Asymmetric Structures", *Proceedings of Ninth World Conference of Earthquake Engineering*, vol V, August.
- Shakib, H.** (1998), "Non linear Seismic Torsional Behaviour of Buildings: A proposal for Iranian Seismic Building Code-1988", 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, Holanda.

**Stathopoulos, K.G. and Anagnostopoulos, S.A.** (2000), "Inelastic Earthquake Response of Buildings Subjected to Torsion", 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand.

**Tso, W.K. and Sadek, A.W.** (1985), "Inelastic Seismic Response of Simple Eccentric Structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol 13, pp. 255-269.

**Ye, X.** (1996), "Evaluación de Daño Estructural en Edificios de Concreto Reforzado Sujeto a Sismos", Tesis Doctoral, DEP-FI, UNAM.

**Zapata, U.** (1993), "Comportamiento en Torsión de Modelos de Estructuras de Cortante de Varios Niveles", Tesis de Maestría, DEP-FI, UNAM.

**Zapata, U. y Ayala, G.** (1993), "Comportamiento en Torsión de Modelos de Estructuras de Cortante de Varios Niveles", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jal., octubre, 1993.

## ANEXO 1

A continuación se presentan las tablas de los armados para los tres grupos de modelos de edificios estudiados en este trabajo.

## Grupo 1 (Modelos de 4 niveles)

Modelo M400,  $e_s = 0.0b$  (Simétrico)

Tabla A1. Armado de vigas principales longitudinales

Nivel	Eje A y D			Eje B y C		
	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
1 y 2	2#6+1#5	2#8+1#6	@ 13 cm.	3#6	3#8	@ 15 cm.
3	2#6	2#8+1#5	@ 13 cm.	2#6+1#5	2#8+1#6	@ 13 cm.
4	2#6	3#6	@ 15 cm.	2#6	3#6	@ 15 cm.

Tabla A2. Armado de vigas principales transversales Modelo M400

Nivel	Eje 1 y 5			Eje 2,3 y 4		
	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
1 y 2	2#6+2#5	3#8+1#5	@ 13 cm.	2#8+1#6	4#8+1#5	@ 13 cm.
3	2#6+1#5	2#8+2#5	@ 13 cm.	2#8+1#5	4#8	@ 13 cm.
4	2#6+1#5	2#6+2#5	@ 13 cm.	2#6+2#5	2#8+1#6	@ 13 cm.

Tabla A3. Armado de vigas secundarias (Todos los modelos)

Nivel	Refuerzo positivo		Refuerzo negativo	
	Extremo	Central	Extremo	Central
Entrepiso	2#8+1#6	2#8	2#8+1#6	2#8
Azotea	3#6	3#6	3#6	3#6

Tabla A4. Armado de columnas

Tipo	Entrepiso	Localización	Armado Long.	Estribos # 4
C.1	1 al 4	Todas	12#8	4 ramas @ 10 cm.

Modelo MEM401,  $es = 0.1b$

Tabla A5. Armado de vigas principales longitudinales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
	Eje A			Eje D		
1 y 2	2#6+1#5	3#8	@ 13 cm.	2#6+1#5	2#8+1#6	@ 13 cm.
3	2#6+1#5	2#8+1#5	@ 13 cm.	2#6+1#5	2#8+1#5	@ 13 cm.
4	2#6	2#6+1#5	@ 13 cm.	2#6	2#6+1#5	@ 13 cm.
	Eje B			Eje C		
1 y 2	3#6	3#8	@ 15 cm.	3#6	3#8	@ 15 cm.
3	2#6+1#5	2#8+1#6	@ 13 cm.	2#6+1#5	2#8+1#6	@ 13 cm.
4	2#6	3#6	@ 15 cm.	2#6	3#6	@ 15 cm.

Tabla A6. Armado de vigas principales transversales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
	Eje 1			Eje 5		
1 y 2	2#6+2#5	3#8+1#5	@ 13 cm.	2#8+1#6	4#8+1#5	@ 11 cm.
3	3#6	2#8+2#5	@ 13 cm.	2#8	2#8+3#6	@ 13.5 cm.
4	2#6+1#5	2#6+2#5	@ 13 cm.	2#6+1#5	2#8+1#5	@ 13 cm.
	Eje 2 y 3			Eje 4		
1 y 2	2#8+1#6	3#8+2#5	@ 13 cm.	2#8+1#6	4#8+1#5	@ 13 cm.
3	2#8+1#5	3#8+1#5	@ 13 cm.	2#8+1#5	3#8+2#5	@ 13 cm.
4	2#6+2#5	2#8+1#5	@ 13 cm.	2#6+2#5	2#8+1#6	@ 13 cm.



Tabla A7. Armado de columnas

Tipo	Entrepiso	Localización	Armado Long.	Estribos # 4
C.1	1	Eje 5 Con A	4#10+ 16#8	4 ramas @ 10 cm.
C.2	1	Eje 5 Con B,C y D	16#8	4 ramas @ 10 cm.
C.2	1	Ejes 1,2,3,4 Con A,B,C y D	16#8	4 ramas @ 10 cm.
C.3	2	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	16#8	4 ramas @ 10 cm.
C.4	3 y 4	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	12#8	4 ramas @ 10 cm.

Modelo MEM402,  $es = 0.2b$

Tabla A8. Armado de vigas principales longitudinales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
	Eje A			Eje D		
1 y 2	2#8+1#6	4#8	@ 15 cm.	2#6+1#5	2#8+2#5	@ 13 cm.
3	3#6	2#8+2#6	@ 15 cm.	2#6+1#5	2#8+1#5	@ 13 cm.
4	2#6	2#6+2#5	@ 13 cm.	2#6	2#6+1#5	@ 13 cm.
	Eje B			Eje C		
1 y 2	2#6+2#5	2#8+3#6	@ 13 cm.	3#6	2#8+2#6	@ 15 cm.
3	2#6+1#5	3#8	@ 13 cm.	2#6+1#5	2#8+2#5	@ 13 cm.
4	2#6	2#6+2#5	@ 13 cm.	2#6	2#6+2#5	@ 13 cm.

Tabla A9. Armado de vigas principales transversales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
	<b>Eje 1</b>			<b>Eje 5</b>		
1 y 2	2#6+2#5	2#8+3#6	@ 10.5 cm.	4#8+1#6	5#8+2#6	@ 7.5 cm.
3	3#6	3#8	@ 12.5 cm.	2#8+2#6	5#8	@ 9 cm.
4	2#6+1#5	2#6+2#5	@ 13 cm.	2#6+2#5	3#8	@ 13 cm.
	<b>Eje 3 y 2</b>			<b>Eje 4</b>		
1 y 2	2#8+1#6	3#8+2#6	@ 10.7 cm.	3#8	5#8+2#5	@ 9.5 cm.
3	2#8+1#5	3#8+1#6	@ 13 cm.	2#8+1#5	4#8+2#5	@ 12 cm.
4	2#6+2#5	2#8+1#5	@ 13 cm.	2#6+2#5	3#8	@ 13 cm.

Tabla A10. Armado de columnas

Tipo	Entrepiso	Localización	Armado Long.	Estribos # 4
C.1	1	Eje 5 Con A	20#10+ 4#8	4 ramas @ 10 cm.
C.2	1	Eje 5 Con B,C y D	12#10+ 12#8	4 ramas @ 10 cm.
C.3	1	Ejes 1,2,3 y 4 Con A,B,C y D	12#10+ 8#8	4 ramas @ 10 cm.
C.4	2	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	16#10	4 ramas @ 10 cm.
C.4	3 y 4	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	12#8	4 ramas @ 10 cm.

## Modelo MER411, 1 muro en c/dir

Tabla A11. Armado de vigas principales longitudinales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
	<b>Eje A</b>			<b>Eje D</b>		
1 y 2	2#6	3#6	@ 15 cm.	2#6+1#5	2#8+1#6	@ 13 cm.
3	2#6	3#6	@ 15 cm.	2#6	4#6	@ 15 cm.
4	2#6	2#6	@ 15 cm.	2#6	2#6+1#5	@ 13 cm.
	<b>Eje B</b>			<b>Eje C</b>		
1 y 2	2#6	2#8	@ 15 cm.	2#6+1#5	2#8+1#6	@ 13 cm.
3	2#6	2#8	@ 15 cm.	2#6	4#6	@ 15 cm.
4	2#6	3#6	@ 15 cm.	2#6	3#6	@ 15 cm.

Tabla A12. Armado de vigas principales transversales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
	<b>Eje 1</b>			<b>Eje 5</b>		
1 y 2	3#6	2#8	@ 15 cm.	4#6	7#6	@ 15 cm.
3	3#6	2#8	@ 15 cm.	2#6+2#5	6#6	@ 13 cm.
4	2#6+1#5	3#6	@ 13 cm.	2#6+1#5	2#8+1#6	@ 13 cm.
	<b>Eje 3 y 2</b>			<b>Eje 4</b>		
1 y 2	5#6	6#6	@ 15 cm.	5#6	4#8	@ 15 cm.
3	5#6	3#8	@ 15 cm.	5#6	2#8+3#6	@ 15 cm.
4	4#6	2#8+1#6	@ 15 cm.	4#6	5#6	@ 15 cm.

Tabla A13. Armado de columnas

Tipo	Entrepiso	Localización	Armado Long.	Estribos # 4
C.1	1 al 4	Eje 1,2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	12 # 8	4 ramas @ 10 cm.

Tabla A14. Armado de muros

Espesor (cm)	Entrepiso	Dirección	Acero Vertical	Acero Horizontal
16	1 al 2	X	46 # 4	# 3 @ 30 cm
16	3 al 4	X	50 # 3	# 3 @ 30 cm
16	1 al 2	Y	48 # 3	# 3 @ 30 cm
16	3 al 4	Y	44 # 3	# 3 @ 30 cm

## Modelo MER422, 2 muros en c/dir

Tabla A15. Armado de vigas principales longitudinales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
	Eje A			Eje D		
1 y 2	2#6	3#6	@ 15 cm.	2#6+1#5	2#8+1#6	@ 13 cm.
3	2#6	3#6	@ 15 cm.	2#6	4#6	@ 15 cm.
4	2#6	2#6	@ 15 cm.	2#6	2#6+1#5	@ 13 cm.
	Eje B			Eje C		
1 y 2	2#6	2#8	@ 15 cm.	2#6+1#5	2#8+1#6	@ 13 cm.
3	2#6	2#8	@ 15 cm.	2#6	4#6	@ 15 cm.
4	2#6	3#6	@ 15 cm.	2#6	3#6	@ 15 cm.

Tabla A16. Armado de vigas principales transversales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
	Eje 1			Eje 5		
1 y 2	3#6	2#8	@ 15 cm.	4#6	7#6	@ 15 cm.
3	3#6	2#8	@ 15 cm.	2#6+2#5	6#6	@ 13 cm.
4	2#6+1#5	3#6	@ 13 cm.	2#6+1#5	2#8+1#6	@ 13 cm.
	Eje 2 y 3			Eje 4		
1 y 2	5#6	6#6	@ 15 cm.	5#6	4#8	@ 15 cm.
3	5#6	3#8	@ 15 cm.	5#6	2#8+3#6	@ 15 cm.
4	4#6	2#8+1#6	@ 15 cm.	4#6	5#6	@ 15 cm.

Tabla A17. Armado de columnas

Tipo	Entrepiso	Localización	Armado Long.	Estribos # 4
C.1	1 al 4	Eje 1,2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	12#8	4 ramas @ 10 cm.

Tabla A18. Armado de muros

Espesor (cm)	Entrepiso	Dirección	Acero Vertical	Acero Horizontal
16	1 al 2	X	50 # 3	# 3 @ 30 cm
16	3 al 4	X	50 # 3	# 3 @ 30 cm
16	1 al 2	Y	44 # 3	# 3 @ 30 cm
16	3 al 4	Y	44 # 3	# 3 @ 30 cm

## Grupo 2 (Modelos de 8 niveles)

Modelo M800,  $es = 0.0b$  (Simétrico)

Tabla A19. Armado de vigas principales longitudinales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
	Eje A y D			Eje B y C		
1 al 4	2#8+2#6	4#8+1#6	@ 15 cm.	2#8+1#6	4#8+1#6	@ 15 cm.
5 y 6	2#8+1#5	3#8+1#6	@ 13 cm.	2#8	3#8+2#5	@ 13 cm.
7	3#6	2#8+1#5	@ 13 cm.	3#6	2#8+1#6	@ 15 cm.
8	3#6	3#6	@ 15 cm.	3#6	2#8	@ 15 cm.

Tabla A20. Armado de vigas principales transversales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
	Eje 1 y 5			Eje 2,3 y 4		
1 al 4	4#8+1#5	4#8+4#6	@ 9.5 cm.	2#8+2#6	4#8+4#6	@ 12.5 cm.
5 y 6	3#8	4#8+2#5	@ 13 cm.	2#8+1#6	5#8	@ 15 cm.
7	2#8	3#8	@ 14 cm.	2#8	2#8+3#6	@ 15 cm.
8	2#6+2#5	2#6+2#5	@ 13 cm.	3#6	2#8+1#5	@ 13 cm.

Tabla A21. Armado de columnas

Tipo	Entrepiso	Localización	Armado Long.	Estribos # 4
C.1	1 al 4	Ejes 1 y 5 Con A y D	12#10 + 4#8	4 ramas @ 10 cm.
C.2	1 al 4	Ejes 1 y 5 Con B y C	8#10 + 8#8	4 ramas @ 10 cm.
C.2	1 al 4	Ejes 2,3 y 4 Con A,B,C y D	8#10 + 8#8	4 ramas @ 10 cm.
C.3	5 al 8	Ejes 1,2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	4#10+8#8	4 ramas @ 10 cm.

Modelo MEM801,  $e_s = 0.1b$ 

Tabla A22. Armado de vigas principales longitudinales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
	Eje A			Eje D		
1 al 4	4#8	3#8+ 4#6	@ 15 cm.	3#8	4#8+ 1#5	@ 13 cm.
5 y 6	2#8+1#6	4#8	@ 15 cm.	2#8	6#6	@ 15 cm.
7	3#6	2#8+1#5	@ 13 cm.	3#6	4#6	@ 15 cm.
8	3#6	3#6	@ 15 cm.	3#6	3#6	@ 15 cm.
	Eje B			Eje C		
1 y 4	2#8+1#6	4#8+2#5	@ 13 cm.	2#8+1#5	4#8+1#6	@ 13 cm.
5 y 6	2#6+2#5	4#8	@ 13 cm.	3#6	2#8+3#6	@ 15 cm.
7	3#6	2#8+1#6	@ 15 cm.	3#6	2#8+1#6	@ 15 cm.
8	3#6	3#6	@ 15 cm.	3#6	3#6	@ 15 cm.

Tabla A23. Armado de vigas principales transversales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
	Eje 1			Eje 5		
1 al 4	2#8+3#6	5#8+1#5	@ 10.6 cm.	6#8	7#8+2#5	@ 7.6 cm.
5 y 6	2#8+1#6	2#8+ 4#6	@ 13.8 cm.	4#8	5#8+2#5	@ 11 cm.
7	2#8	2#8+2#5	@ 13 cm.	2#8	2#8+3#6	@ 15 cm.
8	3#6	3#6	@ 15 cm.	3#6	2#8+1#5	@ 13 cm.
	Eje 2 y 3			Eje 4		
1 al 4	3#8	5#8+2#5	@ 12.2 cm.	2#8+3#6	7#8	@ 10.4 cm.
5 y 6	2#8+ 1#5	4#8+2#5	@ 13 cm.	2#8+2#5	4#8+ 4#5	@ 13 cm.
7	2#8	3#8+ 1#5	@ 13 cm.	2#8	2#8+3#6	@ 15 cm.
8	3#6	4#6	@ 15 cm.	3#6	2#8+ 1#5	@ 13 cm.

Tabla A24. Armado de columnas

Tipo.	Entrepiso	Localización	Armado Long.	Estribos # 4
C.1	1	Eje 5 Con A	20 # 10	4 ramas @ 10 cm.
C.2	1	Eje 5 Con B,C y D	12#10 + 8#8	4 ramas @ 10 cm.
C.2	1	Ejes 1,2,3,4 Con A,B,C y D	12#10 + 8#8	4 ramas @ 10 cm.
C.3	2 al 4	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	8#10 + 8#8	4 ramas @ 10 cm.
C.4	5 al 8	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	4#10 + 8#8	4 ramas @ 10 cm.

Modelo MEM802 , es = 0.2b

Tabla A25. Armado de vigas principales longitudinales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
	Eje A			Eje D		
1 al 4	6#8	7#8 +1#5	@ 12.3 cm.	2#8+3#6	5#8	@ 13.8 cm.
5 y 6	3#8+2#6	5#8+1#5	@ 13 cm.	2#8+1#6	3#8+2#5	@ 13 cm.
7	3#6	2#8+2#6	@ 15 cm.	3#6	2#8+ 1#5	@ 13 cm.
8	3#6	2#6+ 2#5	@ 13 cm.	3#6	3#6	@ 15 cm.
	Eje B			Eje C		
1 al 4	3#8+ 2#5	6#8	@ 13 cm.	2#8+2#6	3#8+ 4#6	@ 15 cm.
5 y 6	2#8+1#6	4#8+2#5	@ 13 cm.	4#6	4#8+ 1#5	@ 13 cm.
7	3#6	3#8	@ 15 cm.	3#6	2#8+2#5	@ 13 cm.
8	3#6	2#8	@ 15 cm.	3#6	4#6	@ 15 cm.



Tabla A26. Armado de vigas principales transversales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
	Eje 1			Eje 5		
1 al 4	3#8+2#6	5#8+2#5	@ 8.7 cm.	8#8+3#6	10#8+2#6	@ 5.0 cm.
5 y 6	2#8+2#5	4#8+1#5	@ 12.3 cm.	6#8+2#5	8#8+1#6	@ 6.8 cm.
7	2#6+2#5	2#8+2#5	@ 13 cm.	3#8	3#8+3#6	@ 13.8 cm.
8	2#6+2#5	2#6+2#5	@ 13 cm.	2#6+2#5	2#8+2#5	@ 13 cm.
	Eje 2 y 3			Eje 4		
1 al 4	2#8+3#6	6#8+1#6	@ 9.4 cm.	6#8	9#8+1#6	@ 6.8 cm.
5 y 6	2#8+1#6	3#8+4#6	@ 13 cm.	4#8	7#8+1#5	@ 9.9 cm.
7	2#8	3#8+1#6	@ 15 cm.	2#8+1#5	4#8+1#5	@ 13 cm.
8	3#6	2#8+1#5	@ 13 cm.	3#6	2#8+2#5	@ 13 cm.

Tabla A27. Armado de columnas

Tipo	Entrepiso	Localización	Armado Long.	Estribos # 4
C.1	1	Eje 5 Con A,B,C y D	32#10	4 ramas @ 10 cm.
C.2	1	Eje 1,2,3,4 Con A,B,C y D	28#10	4 ramas @ 10 cm.
C.2	2	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	28#10	4 ramas @ 10 cm.
C.3	3 y 4	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	24#10	4 ramas @ 10 cm.
C.4	5 al 7	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	4#10 + 12#8	4 ramas @ 10 cm.
C.5	8	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	4#10 + 8#8	4 ramas @ 10 cm.

## Modelo MER811, 1 muro en c/dir

Tabla A28. Armado de vigas principales longitudinales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
	<b>Eje A</b>			<b>Eje D</b>		
1 al 4	2#8	5#6	@ 15 cm.	5#6	2#8+4#6	@ 15 cm.
5 y 6	2#8	5#6	@ 15 cm.	4#6	2#8+3#6	@ 15 cm.
7	3#6	2#8+1#6	@ 15 cm.	3#6	5#6	@ 15 cm.
8	3#6	4#6	@ 15 cm.	3#6	2#8	@ 15 cm.
	<b>Eje B</b>			<b>Eje C</b>		
1 al 4	2#8	6#6	@ 15 cm.	4#6	4#8	@ 15 cm.
5 y 6	2#8	6#6	@ 15 cm.	2#8	2#8+ 3#6	@ 15 cm.
7	3#6	3#8	@ 15 cm.	3#6	3#8	@ 15 cm.
8	3#6	2#8+1#6	@ 15 cm.	3#6	2#8+1#6	@ 15 cm.

Tabla A29. Armado de vigas principales transversales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
	<b>Eje 1</b>			<b>Eje 5</b>		
1 al 4	4#6	2#8+3#6	@ 15 cm.	4#8+1#6	6#8+1#6	@ 9.8 cm.
5 y 6	4#6	2#8+3#6	@ 15 cm.	6#6	4#8+2#6	@ 12.8 cm.
7	2#8	6#6	@ 15 cm.	2#8	3#8+1#6	@ 13.8 cm.
8	2#8	5#6	@ 15 cm.	2#8	4#6	@ 15 cm.
	<b>Eje 2 y 3</b>			<b>Eje 4</b>		
1 al 4	2#8+ 1#6	3#8+3#6	@ 15 cm.	3#8	6#8	@ 14 cm.
5 y 6	2#8+1#6	4#8+1#6	@ 15 cm.	2#8+1#6	5#8	@ 15 cm.
7	2#8+1#6	3#8+2#6	@ 15 cm.	2#8+1#6	3#8+1#6	@ 15 cm.
8	2#8	6#6	@ 15 cm.	2#8	5#6	@ 15 cm.

Tabla A30. Armado de Columnas

Tipo	Entrepiso	Localización	Armado Long.	Estribos # 4
C.1	1	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	20#10	4 ramas @ 10 cm.
C.2	2 al 4	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	12#10 + 4#8	4 ramas @ 10 cm.
C.3	5 al 8	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	4#10 + 8#8	4 ramas @ 10 cm.

Tabla A31. Armado de Muros

Espesor (cm)	Entrepiso	Dirección	Acero Vertical	Acero Horizontal
16	1 y 2	X	56 # 6	# 3 @ 14 cm
16	3 y 4	X	54 # 4	# 3 @ 18 cm
16	5 al 8	X	50 # 3	# 3 @ 30 cm
16	1 y 2	Y	44 # 6	# 3 @ 20 cm
16	3 y 4	Y	40 # 4	# 3 @ 28 cm
16	5 al 8	Y	44 # 3	# 3 @ 30 cm

## Modelo MER822, 2 muros en c/dir

Tabla A32. Armado de vigas principales longitudinales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
	Eje A			Eje D		
1 al 4	3#6	4#6	@ 15 cm.	2#8+2#6	2#8+5#6	@ 15 cm.
5 y 6	3#6	4#6	@ 15 cm.	4#6	7#6	@ 15 cm.
7	3#6	4#6	@ 15 cm.	3#6	5#6	@ 15 cm.
8	3#6	2#8	@ 15 cm.	3#6	2#8	@ 15 cm.
	Eje B			Eje C		
1 al 4	3#6	5#6	@ 15 cm.	4#6	4#8	@ 15 cm.
5 y 6	3#6	5#6	@ 15 cm.	2#8	2#8+ 3#6	@ 15 cm.
7	3#6	5#6	@ 15 cm.	3#6	3#8	@ 15 cm.
8	3#6	2#8	@ 15 cm.	3#6	4#6	@ 15 cm.

Tabla A33. Armado de vigas principales transversales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
	Eje 1			Eje 5		
1 al 4	4#6	5#6	@ 15 cm.	4#8+3#6	6#8+3#6	@ 8 cm.
5 y 6	4#6	5#6	@ 15 cm.	7#6	6#8	@ 11 cm.
7	2#8	5#6	@ 15 cm.	2#8	2#8+3#6	@ 13.8 cm.
8	2#8	2#8	@ 18.5 cm.	2#8	2#8+1#6	@ 15 cm.
	Eje 2 y 3			Eje 4		
1 al 4	2#8+1#6	3#8+4#6	@ 15 cm.	6#6	4#8+5#6	@ 12.2 cm.
5 y 6	2#8+1#6	3#8+3#6	@ 15 cm.	5#6	4#8+3#6	@ 15 cm.
7	2#8+1#6	4#8	@ 15 cm.	2#8+1#6	4#8	@ 15 cm.
8	2#8	3#8	@ 18.5 cm.	2#8	5#6	@ 15 cm.

Tabla A34. Armado de columnas

Tipo	Entrepiso	Localización	Armado Long.	Estribos # 4
C.1	1	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	16#10	4 ramas @ 10 cm.
C.2	2 al 4	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	12#10 + 4#8	4 ramas @ 10 cm.
C.3	5 al 8	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	4#10 + 8#8	4 ramas @ 10 cm.

Tabla A35. Armado de Muros

Espesor (cm)	Entrepiso	Dirección	Acero Vertical	Acero Horizontal
16	1 y 2	X	44 # 6	# 3 @ 28 cm
16	3 y 4	X	48 # 4	# 3 @ 30 cm
16	5 al 8	X	50 # 3	# 3 @ 30 cm
16	1 y 2	Y	38 # 6	# 3 @ 30 cm
16	3 y 4	Y	40 # 4	# 3 @ 30 cm
16	5 al 8	Y	44 # 3	# 3 @ 30 cm

**Grupo 3 (Modelos de 15 niveles)**

**Modelo M1500, es = 0.0b (Simétrico)**

Tabla A36. Armado de vigas principales longitudinales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 4	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 4
	Ejes A y D			Ejes B y C		
1 al 5	6#8	7#8	@ 20 cm.	5#8	5#8+3#6	@ 15 cm.
6	5#8+1#6	6#8+1#6	@ 15 cm.	2#8+5#6	6#8+1#6	@ 15 cm.
7 y 8	4#8+2#6	4#8+ 4#6	@ 15 cm.	4#8+1#6	4#8+ 4#6	@ 15 cm.
9 y 10	2#8+4#6	3#8+ 4#6	@ 15 cm.	2#8+3#6	5#8+ 1#6	@ 15 cm.
11 y 12	2#8+2#6	2#8+4#6	@ 15 cm.	5#6	4#8+ 1#6	@ 15 cm.
13	2#8	5#6	@ 15 cm.	2#8	6#6	@ 15 cm.
14	2#8	2#8+ 1#6	@ 15 cm.	2#8	5#6	@ 15 cm.
15	2#8	2#8	@ 20 cm.	2#8	2#8	@ 20 cm.

Tabla A37. Armado de vigas principales transversales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 4	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 4
	Ejes 1 Y 5			Ejes 2,3 y 4		
1 al 5	6#8+3#6	9#8	@ 11.5 cm.	6#8	8#8+ 1#6	@ 14.4 cm.
6	6#8+2#6	8#8+ 1#5	@ 12.6 cm.	4#8+3#6	8#8	@ 15 cm.
7 y 8	5#8+3#6	8#8	@ 13.6 cm.	4#8+2#6	6#8+3#6	@ 15 cm.
9 y 10	5#8+1#6	5#8+3#6	@ 15 cm.	2#8+4#6	5#8+3#6	@ 15 cm.
11 y 12	4#8	3#8+4#6	@ 15 cm.	3#8	2#8+ 6#6	@ 15 cm.
13	2#8+1#6	2#8+ 3#6	@ 15 cm.	2#8	4#8	@ 20 cm.
14	4#6	5#6	@ 15 cm.	2#8	6#6	@ 15 cm.
15	4#6	4#6	@ 15 cm.	2#8	2#8+ 1#6	@ 15 cm.

Tabla A38. Armado de columnas

<b>Tipo</b>	<b>Entrepiso</b>	<b>Localización</b>	<b>Armado Long.</b>	<b>Estribos # 4</b>
C.1	1 al 5	Ejes 1,2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	4#10 + 24#8	7 ramas @ 10 cm.
C.2	6 al 10	Ejes 1,2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	24#8	6 ramas @ 10 cm.
C.3	11 al 15	Ejes 1,2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	20#8	6 ramas @ 10 cm.

Modelo MEM1501, es = 0.1b

Tabla A39. Armado de vigas principales transversales longitudinales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 4	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 4
	Eje A			Eje D		
1 al 5	6#8+2#6	6#8+4#6	@ 15 cm.	4#8+3#6	4#8+5#6	@ 15 cm.
6	6#8+1#6	5#8+5#6	@ 15 cm.	3#8+4#6	6#8+1#6	@ 15 cm.
7 y 8	4#8+4#6	4#8+6#6	@ 15 cm.	5#8	5#8+2#6	@ 15 cm.
9 y 10	3#8+4#6	4#8+4#6	@ 15 cm.	3#8+2#6	3#8+4#6	@ 15 cm.
11 y 12	7#6	5#8	@ 15 cm.	3#8	3#8+2#6	@ 15 cm.
13	4#6	6#6	@ 15 cm.	2#8	5#6	@ 15 cm.
14	2#8	2#8+1#6	@ 15 cm.	2#8	4#6	@ 15 cm.
15	2#8	2#8	@ 20 cm.	2#8	2#8	@ 20 cm.
	Eje B			Eje C		
1 al 5	4#8+3#6	5#8+2#6	@ 15 cm.	5#8	5#8+3#6	@ 15 cm.
6	4#8+2#6	4#8+5#6	@ 15 cm.	3#8+3#6	6#8+1#6	@ 15 cm.
7 y 8	2#8+5#6	6#8+1#6	@ 15 cm.	4#8+1#6	5#8+2#6	@ 15 cm.
9 y 10	4#8	4#8+3#6	@ 15 cm.	2#8+3#6	2#8+6#6	@ 15 cm.
11 y 12	3#8	4#8+1#6	@ 15 cm.	5#6	4#8+1#6	@ 15 cm.
13	2#8	6#6	@ 15 cm.	2#8	6#6	@ 15 cm.
14	2#8	5#6	@ 15 cm.	2#8	5#6	@ 15 cm.
15	2#8	2#8	@ 20 cm.	2#8	2#8	@ 20 cm.



Tabla A40. Armado de vigas principales transversales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 4	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 4
	Eje 1			Eje 5		
1 al 5	6#8+1#6	8#8	@ 12.5 cm.	10#8+1#6	10#8+3#6	@ 8.6 cm.
6	4#8+4#6	7#8+1#6	@ 13.5 cm.	10#8	10#8+2#6	@ 9.2 cm.
7 y 8	6#8	6#8+2#6	@ 14.4 cm.	7#8+4#6	10#8+1#6	@ 9.8 cm.
9 y 10	2#8+5#6	5#8+2#6	@ 15 cm.	6#8+3#6	9#8	@ 11.7 cm.
11 y 12	3#8+1#6	2#8+5#6	@ 15 cm.	4#8+3#6	4#8+5#6	@ 15 cm.
13	2#8+1#6	6#6	@ 15 cm.	6#6	4#8+1#6	@ 15 cm.
14	2#8+1#6	5#6	@ 15 cm.	2#8+1#6	2#8+3#6	@ 15 cm.
15	4#6	4#6	@ 15 cm.	4#6	4#6	@ 15 cm.
	Eje 2 y 3			Eje 4		
1 al 5	4#8+3#6	7#8+2#6	@ 14.4 cm.	4#8+6#6	10#8	@ 11.5 cm.
6	3#8+4#6	6#8+3#6	@ 15 cm.	4#8+5#6	6#8+6#6	@ 12.9 cm.
7 y 8	2#8+5#6	4#8+6#6	@ 15 cm.	4#8+4#6	6#8+5#6	@ 14 cm.
9 y 10	4#8	3#8+6#6	@ 15 cm.	4#8+2#6	6#8+3#6	@ 15 cm.
11 y 12	5#6	4#8+2#6	@ 15 cm.	3#8+1#6	6#8	@ 15 cm.
13	2#8	7#6	@ 15 cm.	4#6	2#8+4#6	@ 15 cm.
14	2#8	6#6	@ 15 cm.	2#8	6#6	@ 15 cm.
15	2#8	2#8+1#6	@ 15 cm.	2#8	2#8+1#6	@ 15 cm.

Tabla A41. Armado de columnas

Tipo	Entrepiso	Localización	Armado Long.	Estribos # 4
C.1	1	Eje 5 Con A	36#10	7 ramas @ 10 cm.
C.2	1	Eje 5 Con B,C y D	32#10	7 ramas @ 10 cm.
C.3	1	Ejes 1,2,3 y 4 Con A,B,C y D	28#10	7 ramas @ 10 cm.
C.4	2	Ejes 1,2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	28#10	7 ramas @ 10 cm.
C.5	3	Ejes 1,2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	20#10+8#8	7 ramas @ 10 cm.
C.6	4 y 5	Ejes 1,2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	4#10+24#8	7 ramas @ 10 cm.
C.7	6 al 10	Ejes 1,2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	24#8	6 ramas #4 @ 10 cm.
C.8	11 al 15	Ejes 1,2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	20#8	6 ramas #4 @ 10 cm.

Modelo MEM1502, es = 0.2b

Tabla A42. Armado de vigas principales longitudinales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 4	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 4
	<b>Eje A</b>			<b>Eje D</b>		
1 al 5	10#8+2#5	12#8	@ 11.7 cm.	7#8	8#8	@ 18 cm.
6	9#8+2#6	9#8+4#6	@ 12.6 cm.	3#8+6#6	6#8+3#6	@ 15 cm.
7 y 8	9#8+1#6	9#8+3#6	@ 13.4 cm.	5#8+2#6	6#8+2#6	@ 15 cm.
9 y 10	8#8	8#8+2#6	@ 15 cm.	5#8	5#8+2#6	@ 15 cm.
11 y 12	6#8	7#8	@ 20 cm.	2#8+3#6	2#8+5#6	@ 15 cm.
13	2#8+3#6	3#8+3#6	@ 15 cm.	4#6	6#6	@ 15 cm.
14	2#8+1#6	2#8+3#6	@ 15 cm.	2#8	2#8+1#6	@ 15 cm.
15	2#8	2#8+1#6	@ 15 cm.	2#8	2#8	@ 20 cm.
	<b>Eje B</b>			<b>Eje C</b>		
1 al 5	4#8+6#6	7#8+4#6	@ 15 cm.	4#8+4#6	8#8	@ 15 cm.
6	7#8	6#8+5#6	@ 15 cm.	6#8	5#8+5#6	@ 15 cm.
7 al 8	6#8+1#6	5#8+6#6	@ 15 cm.	5#8+1#6	4#8+6#6	@ 15 cm.
9 al 10	2#8+6#6	5#8+4#6	@ 15 cm.	4#8+1#6	3#8+6#6	@ 15 cm.
11 al 12	7#6	4#8+3#6	@ 15 cm.	6#6	4#8+2#6	@ 15 cm.
13	4#6	4#8	@ 15 cm.	2#8	2#8+3#6	@ 15 cm.
14	2#8	2#8+2#6	@ 15 cm.	2#8	3#8	@ 20 cm.
15	2#8	2#8+1#6	@ 15 cm.	2#8	2#8	@ 20 cm.

Tabla A43. Armado de vigas principales transversales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 4	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 4
	Eje 1			Eje 5		
1 al 5	5#8+4#6	8#8+1#6	@ 11 cm.	16#8+3#6	19#8	@ 5.8 cm.
6	4#8+5#6	8#8	@ 12 cm.	16#8+1#6	16#8+3#6	@ 6 cm.
7 y 8	4#8+4#6	6#8+3#6	@ 12.9 cm.	12#8+6#6	14#8+4#6	@ 6.5 cm.
9 y 10	3#8+4#6	6#8+1#6	@ 15 cm.	12#8+2#6	14#8	@ 7.5 cm.
11 y 12	7#6	4#8+2#6	@ 15 cm.	8#8+2#6	10#8+1#6	@ 10.4 cm.
13	2#8+1#6	3#8+1#6	@ 15 cm.	2#8+6#6	6#8+1#6	@ 15 cm.
14	2#8+1#6	3#8	@ 15 cm.	2#8+3#6	5#8	@ 15 cm.
15	4#6	4#6	@ 15 cm.	4#6	6#6	@ 15 cm.
	Eje 2 y 3			Eje 4		
1 al 5	7#8	7#8+3#6	@ 11.7 cm.	10#8+3#6	14#8	@ 7.6 cm.
6	6#8+1#6	6#8+5#6	@ 12.8 cm.	10#8+1#6	13#8	@ 8.5 cm.
7 y 8	6#8	5#8+6#6	@ 14 cm.	7#8+5#6	11#8+2#6	@ 9.2 cm.
9 y 10	5#8	4#8+6#6	@ 15 cm.	5#8+5#6	8#8+4#6	@ 11.7 cm.
11 y 12	2#8+3#6	6#8	@ 15 cm.	2#8+6#6	4#8+7#6	@ 15 cm.
13	4#6	3#8+2#6	@ 15 cm.	5#6	3#8+4#6	@ 15 cm.
14	2#8	3#8+1#6	@ 15 cm.	2#8	4#8	@ 20 cm.
15	2#8	5#6	@ 15 cm.	2#8	5#6	@ 15 cm.

Tabla A44. Armado de columnas

Tipo	Entrepiso	Localización	Armado Long.	Estribos # 4
C.1	1	Eje 5 Con A	44#12+4#10	7 ramas @ 10 cm.
C.2	1	Eje 5 Con D	44#12	7 ramas @ 10 cm.
C.3	1	Eje 5 Con B y C Ejes 1,2,3 y 4 Con A,B,C y D	40#12	7 ramas @ 10 cm.
C.4	2 al 5	Ejes 1,2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	32#10	7 ramas @ 10 cm.
C.5	6 al 10	Ejes 1,2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	28#8	6 ramas @ 10 cm.
C.6	11 al 15	Ejes 1,2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	24#8	6 ramas @ 10 cm.

## Modelo MER1511, 1 muro en c/dir

Tabla A45. Armado de vigas principales longitudinales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 4	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 4
	<b>Eje A</b>			<b>Eje D</b>		
1 al 5	4#8	4#8+2#6	@ 15 cm.	4#8+3#6	4#8+5#6	@ 15 cm.
6	3#8+2#6	4#8+2#6	@ 15 cm.	2#8+6#6	6#8+1#6	@ 15 cm.
7 y 8	4#8	4#8+2#6	@ 15 cm.	3#8+4#6	6#8+1#6	@ 15 cm.
9 y 10	7#6	5#8	@ 15 cm.	3#8+3#6	3#8+5#6	@ 15 cm.
11 y 12	6#6	4#8+1#6	@ 15 cm.	2#8+3#6	2#8+5#6	@ 15 cm.
13	5#6	7#6	@ 15 cm.	2#8+1#6	2#8+3#6	@ 15 cm.
14	2#8+1#6	2#8+3#6	@ 15 cm.	2#8	2#8+2#6	@ 15 cm.
15	2#8	2#8+2#6	@ 15 cm.	2#8	2#8+1#6	@ 15 cm.
	<b>Eje B</b>			<b>Eje C</b>		
1 al 5	7#6	4#8+3#6	@ 15 cm.	4#8+1#6	5#8+2#6	@ 15 cm.
6	7#6	5#8+1#6	@ 15 cm.	2#8+4#6	5#8+2#6	@ 15 cm.
7 al 8	7#6	5#8+1#6	@ 15 cm.	2#8+4#6	6#8	@ 15 cm.
9 al 10	2#8+3#6	3#8+4#6	@ 15 cm.	2#8+3#6	5#8+1#6	@ 15 cm.
11 al 12	3#8	2#8+5#6	@ 15 cm.	3#8	2#8+5#6	@ 15 cm.
13	4#6	7#6	@ 15 cm.	4#6	7#6	@ 15 cm.
14	2#8	2#8+3#6	@ 15 cm.	2#8	2#8+3#6	@ 15 cm.
15	2#8	3#8	@ 20 cm.	2#8	3#8	@ 20 cm.

Tabla A46. Armado de vigas principales transversales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 4	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 4
	Eje 1			Eje 5		
1 al 5	2#8+4#6	4#8+3#6	@ 15 cm.	7#8+2#6	9#8+1#6	@ 11 cm.
6	3#8+2#6	4#8+3#6	@ 15 cm.	6#8+3#6	9#8	@ 11.9 cm.
7 y 8	2#8+4#6	4#8+3#6	@ 15 cm.	5#8+4#6	7#8+3#6	@ 12.3 cm.
9 y 10	7#6	2#8+6#6	@ 15 cm.	5#8+2#6	7#8+1#6	@ 14.6 cm.
11 y 12	2#8+2#6	3#8+3#6	@ 15 cm.	4#8+1#6	6#8	@ 15 cm.
13	2#8+1#6	3#8+2#6	@ 15 cm.	3#8	2#8+4#6	@ 15 cm.
14	2#8+1#6	7#6	@ 15 cm.	2#8+1#6	2#8+3#6	@ 15 cm.
15	4#6	2#8+2#6	@ 15 cm.	4#6	2#8+1#6	@ 15 cm.
	Eje 2 y 3			Eje 4		
1 al 5	7#6	6#8+1#6	@ 15 cm.	2#8+6#6	8#8	@ 15 cm.
6	4#8	6#8+1#6	@ 15 cm.	4#8+2#6	8#8	@ 15 cm.
7 y 8	4#8	6#8+1#6	@ 15 cm.	2#8+5#6	7#8+1#6	@ 15 cm.
9 y 10	2#8+3#6	3#8+6#6	@ 15 cm.	3#8+2#6	5#8+3#6	@ 15 cm.
11 y 12	3#8	4#8+2#6	@ 15 cm.	3#8	4#8+3#6	@ 15 cm.
13	2#8+1#6	3#8+3#6	@ 15 cm.	2#8	7#6	@ 15 cm.
14	2#8+1#6	3#8+3#6	@ 15 cm.	2#8	7#6	@ 15 cm.
15	2#8	7#6	@ 15 cm.	2#8	3#8	@ 20 cm.

Tabla A47. Armado de columnas

Tipo	Entrepiso	Localización	Armado Long.	Estribos # 4
C.1	1	Eje 1 Con A	44#12	7 ramas @ 10 cm.
C.2	1	Eje 1 Con B,C y D Ejes 2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	44#10	7 ramas @ 10 cm.
C.2	2	Eje 1 Con A	44#10	7 ramas @ 10 cm.
C.3	2	Eje 1 Con B,C y D Ejes 2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	32#10	7 ramas @ 10 cm.
C.3	3	Eje 1 Con A	32#10	7 ramas @ 10 cm.
C.4	3	Eje 1 Con B,C y D Ejes 2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	24#10	7 ramas @ 10 cm.
C.4	4 y 5	Ejes 1,2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	24#10	7 ramas @ 10 cm.
C.5	6 al 10	Ejes 1,2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	28#8	6 ramas @ 10 cm.
C.6	11 al 15	Ejes 1,2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	24#8	6 ramas @ 10 cm.



Tabla A48. Armado de muros

<b>Espesor (cm)</b>	<b>Entrepiso</b>	<b>Dirección</b>	<b>Acero Vertical</b>	<b>Acero Horizontal</b>
20	1 y 2	X	72 # 6	# 4 @ 15 cm
20	3 al 5	X	50 # 6	# 4 @ 15 cm
16	6 al 10	X	58 # 4	# 4 @ 26 cm
16	11 al 15	X	48 # 3	# 3 @ 30 cm
16	1 y 2	Y	60 # 6	# 4 @ 20 cm
16	3 al 5	Y	40 # 6	# 4 @ 20 cm
16	6 al 10	Y	40 # 4	# 4 @ 30 cm
16	11 al 15	Y	42 # 3	# 3 @ 30 cm

## Modelo MER1522, 2 muros en c/dir

Tabla A49. Armado de vigas principales longitudinales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 4	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 4
	Eje A			Eje D		
1 al 5	5#6	7#6	@ 15 cm.	2#8+7#6	6#8+2#6	@ 15 cm.
6	5#6	4#8	@ 15 cm.	5#8+1#6	4#8+5#6	@ 15 cm.
7 y 8	3#8	3#8+2#6	@ 15 cm.	2#8+6#6	5#8+3#6	@ 15 cm.
9 y 10	3#8	3#8+2#6	@ 15 cm.	3#8+3#6	2#8+7#6	@ 15 cm.
11 y 12	5#6	7#6	@ 15 cm.	2#8+3#6	5#8	@ 15 cm.
13	2#8+1#6	2#8+3#6	@ 15 cm.	5#6	7#6	@ 15 cm.
14	2#8+1#6	6#6	@ 15 cm.	4#6	6#6	@ 15 cm.
15	2#8	2#8+2#6	@ 15 cm.	2#8	5#6	@ 15 cm.
	Eje B			Eje C		
1 al 5	2#8+1#6	2#8+4#6	@ 15 cm.	4#8+1#6	4#8+4#6	@ 15 cm.
6	2#8+1#6	2#8+4#6	@ 15 cm.	2#8+4#6	5#8+2#6	@ 15 cm.
7 al 8	2#8+1#6	4#8+1#6	@ 15 cm.	2#8+4#6	6#8	@ 15 cm.
9 al 10	2#8+1#6	2#8+4#6	@ 15 cm.	7#6	4#8+3#6	@ 15 cm.
11 al 12	2#8+1#6	4#8	@ 15 cm.	6#6	3#8+4#6	@ 15 cm.
13	2#8	2#8+3#6	@ 15 cm.	5#6	3#8+3#6	@ 15 cm.
14	2#8	2#8+3#6	@ 15 cm.	2#8+1#6	4#8+1#6	@ 15 cm.
15	2#8	3#8	@ 20 cm.	4#6	2#8+3#6	@ 15 cm.

Tabla A50. Armado de vigas principales longitudinales transversales

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 4	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 4
	Eje 1			Eje 5		
1 al 5	6#6	4#8+1#6	@ 15 cm.	8#8+3#6	10#8+2#6	@ 9.3 cm.
6	6#6	2#8+5#6	@ 15 cm.	8#8+2#6	10#8+1#6	@ 10 cm.
7 y 8	2#8+3#6	2#8+5#6	@ 15 cm.	7#8+3#6	10#8	@ 10.7 cm.
9 y 10	6#6	2#8+5#6	@ 15 cm.	5#8+4#6	7#8+3#6	@ 12.6 cm.
11 y 12	3#8	4#8+1#6	@ 15 cm.	5#8+1#6	7#8	@ 15 cm.
13	5#6	3#8+2#6	@ 15 cm.	6#6	2#8+5#6	@ 15 cm.
14	2#8+1#6	7#6	@ 15 cm.	2#8+1#6	7#6	@ 15 cm.
15	4#6	6#6	@ 15 cm.	4#6	5#6	@ 15 cm.
	Eje 2			Eje 3 y 4		
1 al 5	5#6	3#8+4#6	@ 15 cm.	4#8+4#6	8#8+2#6	@ 14.4 cm.
6	5#6	2#8+6#6	@ 15 cm.	2#8+7#6	9#8	@ 15 cm.
7 y 8	5#6	3#8+4#6	@ 15 cm.	4#8+3#6	8#8+1#6	@ 15 cm.
9 y 10	4#6	4#8+2#6	@ 15 cm.	3#8+3#6	7#8+1#6	@ 15 cm.
11 y 12	2#8+1#6	2#8+5#6	@ 15 cm.	2#8+3#6	6#8+1#6	@ 15 cm.
13	2#8+1#6	4#8+1#6	@ 15 cm.	3#8	2#8+7#6	@ 15 cm.
14	2#8+1#6	2#8+4#6	@ 15 cm.	5#6	4#8+3#6	@ 15 cm.
15	2#8	7#6	@ 15 cm.	2#8+1#6	2#8+4#6	@ 20 cm.

Tabla A51. Armado de columnas

Tipo	Entrepiso	Localización	Armado Long.	Estribos # 4
C.1	1	Eje 1 Con A	44#10	7 ramas @ 10 cm.
C.2	1	Eje 1 Con B,C y D Ejes 2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	32#10	7 ramas @ 10 cm.
C.3	2	Eje 1 Con A	36#10	7 ramas @ 10 cm.
C.4	2	Eje 1 Con B,C y D Ejes 2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	24#10	7 ramas @ 10 cm.
C.5	3	Eje 1 Con A	28#10	7 ramas @ 10 cm.
C.4	3	Eje 1 Con B,C y D Ejes 2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	24#10	7 ramas @ 10 cm.
C.4	4 y 5	Ejes 1,2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	24#10	7 ramas @ 10 cm.
C.6	6 al 10	Ejes 1,2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	28#8	6 ramas @ 10 cm.
C.7	11 al 15	Ejes 1,2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	24#8	6 ramas @ 10 cm.

Tabla A52. Armado de muros

<b>Espesor (cm)</b>	<b>Entrepiso</b>	<b>Dirección</b>	<b>Acero Vertical</b>	<b>Acero Horizontal</b>
20	1 y 2	X	60 # 6	# 4 @ 20 cm
20	3 al 5	X	46 # 6	# 4 @ 20 cm
16	6 al 10	X	50 # 4	# 4 @ 30 cm
16	11 al 15	X	48 # 3	# 3 @ 30 cm
16	1 y 2	Y	50 # 6	# 4 @ 30 cm
16	3 al 5	Y	40 # 6	# 4 @ 30 cm
16	6 al 10	Y	40 # 4	# 4 @ 30 cm
16	11 al 15	Y	42 # 3	# 3 @ 30 cm

## ANEXO 2

A continuación en las tablas A2.1, A2.2, A2.3, A2.4 se muestra para los modelos estudiados, la ubicación del Centro de Masa (CM) y del Centro de Resistencias de Diseño (CR).

MODELO	Posición en planta del CM y CR (m)							
	Entrepiso							
	1				3			
	X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>
M400	19.20	12.60	16.00	10.50	19.20	12.60	16.00	10.50
MEM401	22.40	14.70	16.02	10.52	22.40	14.70	16.00	10.50
MEM402	25.60	16.80	16.05	10.51	25.60	16.80	16.00	10.50
MER411	19.20	8.40	15.00	11.25	19.20	8.40	15.00	11.25
MER422	19.20	8.40	14.12	11.90	19.20	8.40	14.12	11.90

Tabla A2.1 Ubicación del CM y CR para los modelos del Grupo 1

MODELO	Posición en planta del CR y CM (m)											
	Entrepiso											
	1				3				8			
	X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>
M800	19.20	12.60	16.00	10.50	19.20	12.60	16.00	10.50	19.20	12.60	16.00	10.50
MEM801	22.40	14.70	16.01	10.51	22.40	14.70	16.00	10.50	22.40	14.70	16.00	10.50
MEM802	25.60	16.80	16.05	10.50	25.60	16.80	16.00	10.50	25.60	16.80	16.00	10.50
MER811	19.20	8.40	15.01	11.41	19.20	8.40	15.14	11.30	19.20	8.40	15.15	11.14
MER822	19.20	8.40	14.42	11.70	19.20	8.40	14.42	11.70	19.20	8.40	14.42	11.70

Tabla A2.2 Ubicación del CM y CR para los modelos del Grupo 2

MODELO	Posición en planta del CR y CM (m)											
	Entrepiso											
	1				3				15			
	X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>
M1500	19.20	12.60	16.00	10.50	19.20	12.60	16.00	10.50	19.20	12.60	16.00	10.50
MEM1501	22.40	14.70	16.03	10.50	22.40	14.70	16.00	10.50	22.40	14.70	16.00	10.50
MEM1502	25.60	16.80	16.02	10.50	25.60	16.80	16.00	10.50	25.60	16.80	16.00	10.50
MER1511	19.20	8.40	15.39	11.05	19.20	8.40	15.39	11.05	19.20	8.40	15.54	10.85
MER1522	19.20	8.40	15.10	11.36	19.20	8.40	15.10	11.36	19.20	8.40	15.10	11.18

Tabla A2.3 Ubicación del CM y CR para los modelos del Grupo 3

A continuación, las tablas A2.4, A2.5 y A2.6 muestran la ubicación del Centro de Torsión (CT), para el grupo 1, 2 y 3, respectivamente, de los modelos asimétricos en rigideces. Las figuras A2.1, A2.2 y A2.3 muestran la variación del CT con la altura, para el grupo 1, 2 y 3, respectivamente.

Entrepiso	Ubicación del Centro de Torsión			
	MER411		MER422	
	$X_{CT}$ (m)	$Y_{CT}$ (m)	$X_{CT}$ (m)	$Y_{CT}$ (m)
1	12.72	15.42	12.01	16.38
2	12.29	16.25	11.63	17.05
3	12.64	15.78	11.74	16.91
4	14.02	14.07	12.18	16.26

Tabla A2.4 Ubicación del CT para los modelos excéntricos rigideces, grupo 1

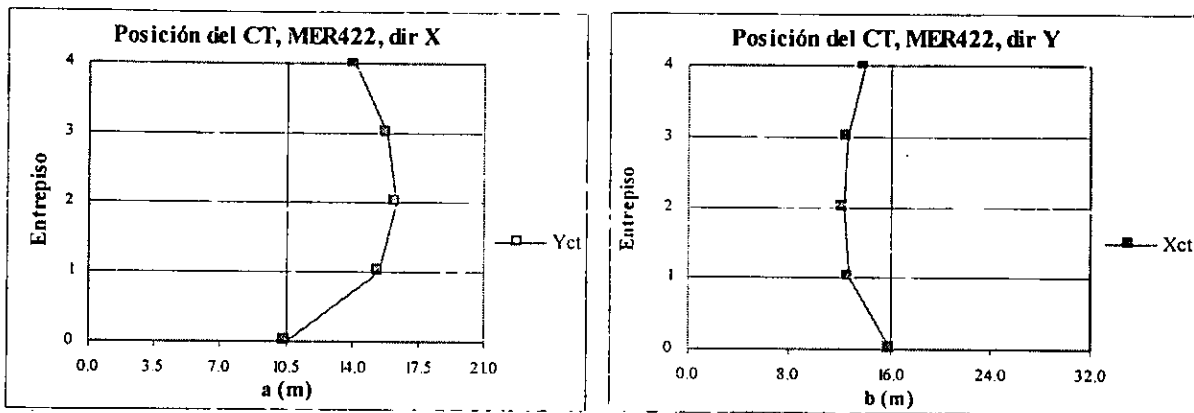


Tabla A2.1a Variación del CT con la altura, modelo MER411

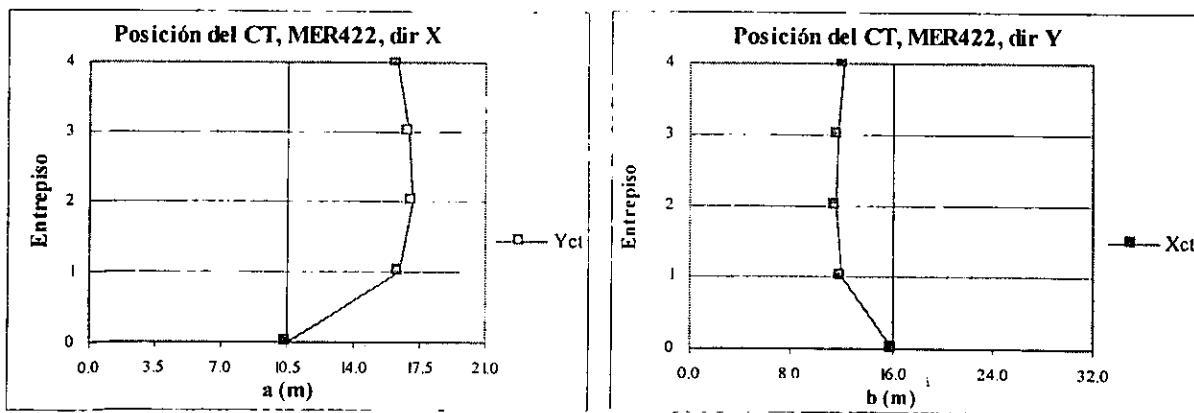


Tabla A2.1b Variación del CT con la altura, modelo MER422

Entrepiso	Posición del Centro de Torsión			
	MER811		MER822	
	$X_{CT}$ (m)	$Y_{CT}$ (m)	$X_{CT}$ (m)	$Y_{CT}$ (m)
1	13.39	14.48	12.43	15.81
2	13.02	15.07	11.94	16.53
3	13.39	14.61	12.14	16.26
4	13.74	14.12	12.31	16.01
5	14.10	13.61	12.50	15.74
6	14.61	12.90	12.77	15.34
7	15.73	11.35	13.34	14.55
8	19.33	6.27	15.60	11.08

Tabla A2.5 Ubicación del CT para los modelos excéntricos rigideces, grupo 2

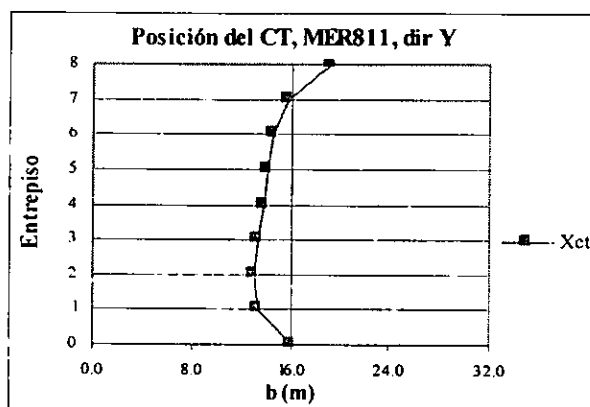
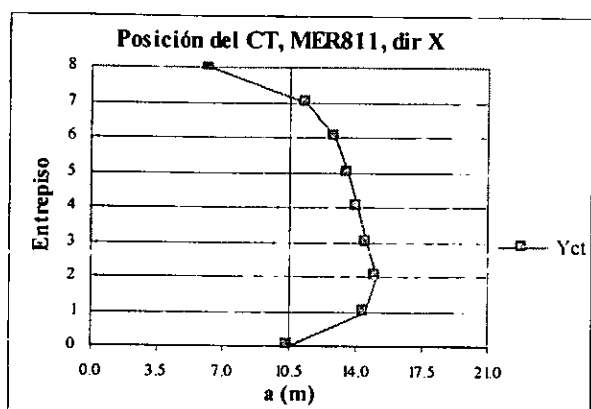


Tabla A2.2a Variación del CT con la altura, modelo MER811

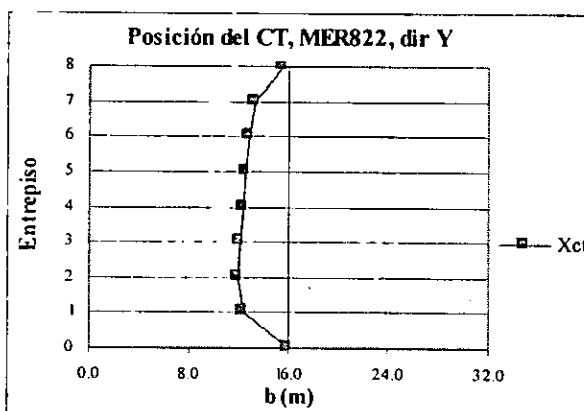
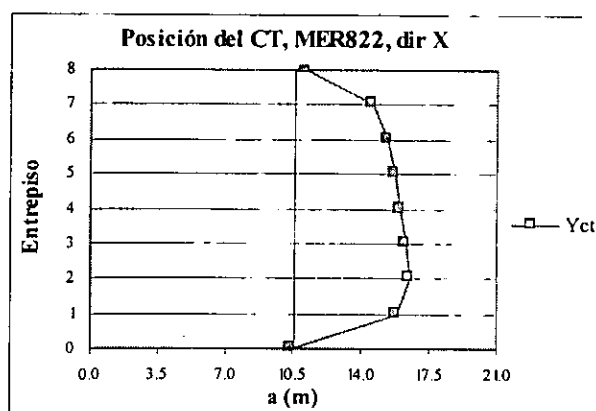


Tabla A2.2b Variación del CT con la altura, modelo MER822



Entrepiso	Posición del Centro de Torsión			
	MER1511		MER1522	
	X <sub>CT</sub> (m)	Y <sub>CT</sub> (m)	X <sub>CT</sub> (m)	Y <sub>CT</sub> (m)
1	14.48	12.95	13.57	14.22
2	13.86	14.00	12.65	15.62
3	14.00	13.79	12.71	15.51
4	14.25	13.43	12.90	15.25
5	14.47	13.13	13.06	15.04
6	14.67	12.77	13.27	14.69
7	14.83	12.54	13.42	14.49
8	15.00	12.29	13.60	14.22
9	15.16	12.02	13.79	13.92
10	15.34	11.74	14.03	13.59
11	15.43	11.50	14.21	13.25
12	15.78	10.95	14.66	12.59
13	16.40	9.92	15.39	11.47
14	17.93	7.47	17.11	8.89
15	22.45	0.27	22.99	-0.42

Tabla A2.6 Ubicación del CT para los modelos excéntricos rigideces, grupo 3

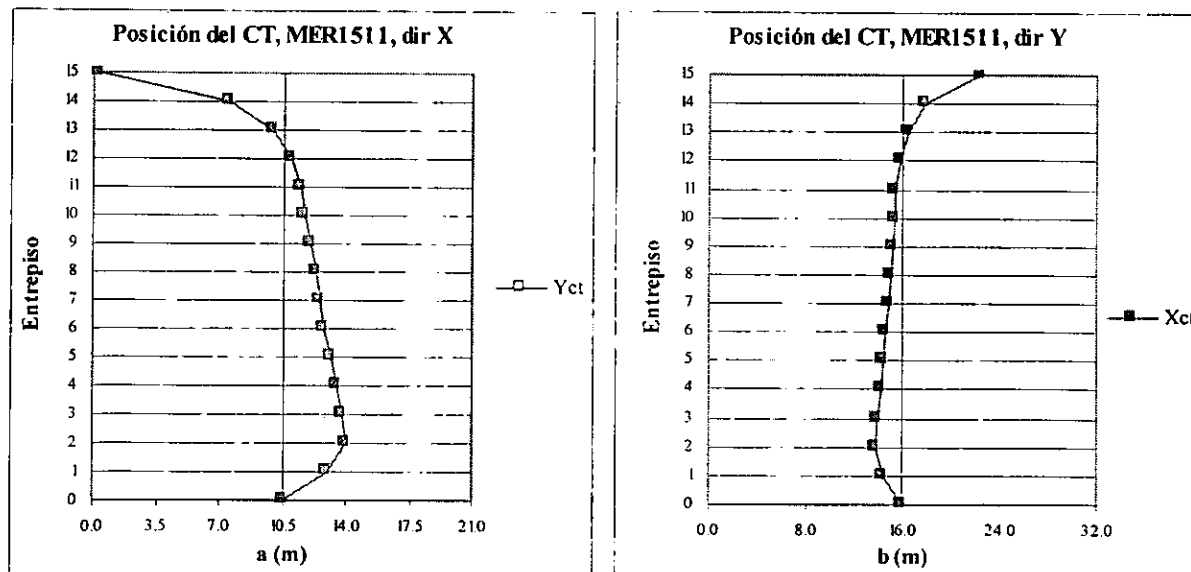


Tabla A2.3a Variación del CT con la altura, modelo MER1511

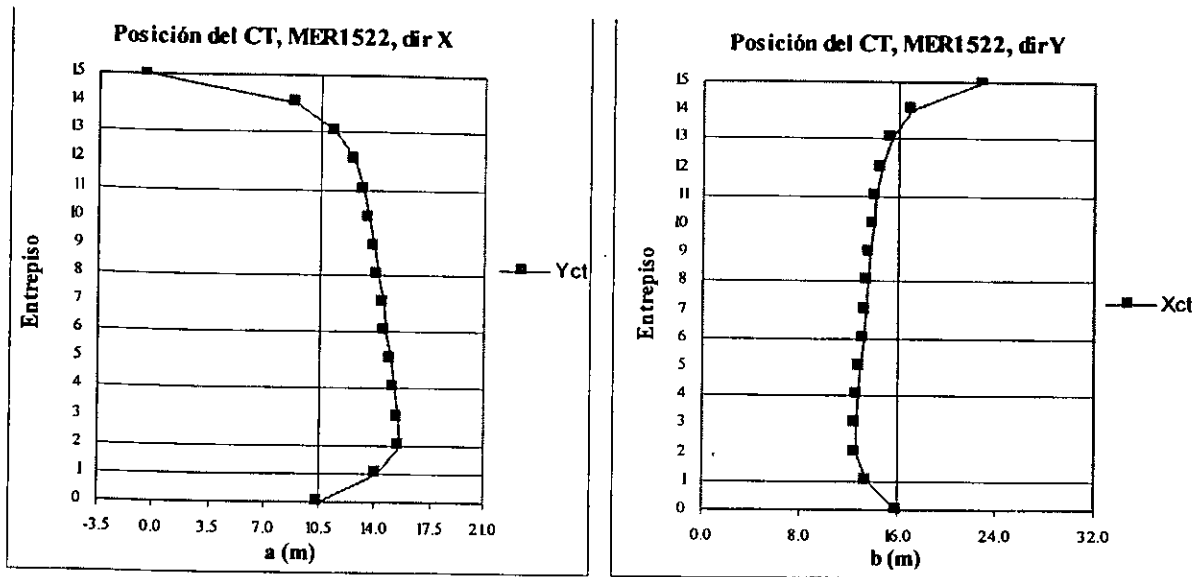


Tabla A2.3b Variación del CT con la altura, modelo MER1522