



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y  
DOCTORADO EN INGENIERÍA

**EFFECTO DE LA VARIACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN EN  
PLANTA DE LAS RESISTENCIAS EN LA RESPUESTA  
SÍSMICA INELÁSTICA DE EDIFICIOS TORSIONALMENTE  
ACOPLADOS**

**TESIS**

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
**MAESTRO EN INGENIERÍA**  
(ESTRUCTURAS)

PRESENTA  
ALFONSO ISLAS HERNÁNDEZ

DIRIGIDA POR  
M. en I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ

CIUDAD UNIVERSITARIA, MÉXICO, 2003



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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

## **AGRADECIMIENTOS**

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por la beca que me fue otorgada durante mis estudios de maestría. A la Dirección General de Asuntos del Personal Académico el patrocinio del proyecto Desarrollo de Criterios de Diseño Sísmico para Torsión y la beca suplementaria que me fue otorgada.

Agradezco a la DEPEFI y al Instituto de Ingeniería de la UNAM por las facilidades otorgadas para la realización de este trabajo y la oportunidad que me brindaron para continuar mi formación profesional.

Al M. en I. Octavio García Domínguez por su valioso y sincero apoyo como maestro y director de esa tesis, por compartir sus conocimientos conmigo, por su confianza, paciencia y amistad que me brindó desinteresadamente.

Agradezco a los profesores Dr. A. Gustavo Ayala M., Dr. Arturo Tena Colunga, Dr. Oscar López Bátiz y Dr. Carlos Reyes Salinas por dedicar parte de su tiempo en revisar esta tesis, para mejorarla y enriquecerla con sus valiosas observaciones y comentarios.

A mis profesores.

A mis compañeros de cubículo, familiares y amigos.

## **DEDICATORIA**

A mi hermano Juan Carlos por contagiarme su entusiasmo por vivir la vida, a mis padres por cubrirme de amor y cariño, a Dios por dejarme vivir con salud y sensatez.

	pagina
<b>RESUMEN.</b>	<i>iv</i>
<b>INTRODUCCION.</b>	<i>v</i>
<b>1. ANTECEDENTES.</b>	1
<b>2. DISTRIBUCIÓN DE RESISTENCIAS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON BASE EN RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO DE EDIFICIOS.</b>	4
2.1 Hipótesis del análisis sísmico estático de edificios mediante el ensamble de marcos planos.	4
2.1.1 Fuerzas estáticamente equivalentes.	6
2.1.2 Obtención de la matriz de rigidez global del edificio.	6
2.2 Excentricidades estáticas y de diseño.	9
2.2.1 Centro de cortante.	10
2.2.2 Centro de torsión.	10
2.2.3 Cortante directo.	11
2.2.4 Torsión accidental.	11
2.3 Planteamiento matricial para el cálculo del centro de torsión (CT).	12
2.3.1 Elaboración del programa de computadora TOR3D.	14
2.4 Ejemplo de aplicación.	15
2.5 Comentarios.	15
<b>3. DESCRIPCIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS MODELOS DE EDIFICIOS ESTUDIADOS.</b>	16
3.1 Modelos seleccionados, niveles y tipos de asimetría.	16
3.1.1 Características geométricas y estructurales de los edificios.	19
3.2 Criterios de Análisis y Diseño.	19
<b>4. ANALISIS NO LINEAL DE LOS MODELOS.</b>	21
4.1 Herramienta de análisis seleccionada.	21
4.1.1 Programa de análisis no lineal CANNY-E.	21
4.2 Consideraciones para la modelación estructural.	21
4.3 Obtención de las propiedades de las secciones de los elementos estructurales.	22
4.4 Modelos de elementos estructurales.	23
4.5 Parámetros que afectan el comportamiento no lineal de estructuras asimétricas.	23
4.6 Marco de referencia para evaluar la respuesta sísmica no lineal.	25
4.6.1 Centro Instantáneo de Rigidez (CIR).	25
4.6.2 Centro Instantáneo de Cortante Sísmico (CICS).	26
4.6.3 Superficie o envolvente de fuerza cortante y momento Torsionante (SUCT).	26
4.7 Excitación sísmica.	26
4.7.1 Intensidad de Arias.	27

---

<b>5. ANALISIS Y PRESENTACION DE RESULTADOS.</b>	28
5.1 Modelo simétrico.	29
5.2 Modelos asimétricos en masas en 0.1b.	40
5.3 Modelos asimétricos en masas en 0.2b.	51
5.4 Modelos asimétricos en rigideces con un muro en cada dirección.	52
5.5 Modelos asimétricos en rigideces con dos muros en cada dirección.	74
<b>6. CONCLUSIONES, COMENTARIOS Y RECOMENDACIONES.</b>	89
<b>REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA.</b>	92
<b>ANEXOS</b>	
A1 Ejemplo de aplicación y empleo del programa de computadora TOR3D.	96
A2 Tablas de cálculo de Pesos y Fuerzas laterales por nivel para el análisis de los modelos. Armados de columnas y muros.	103

## RESUMEN

Este trabajo tiene su antecedente en el estudio de la respuesta sísmica inelástica de modelos simplificados de edificios asimétricos de un nivel. Las investigaciones realizadas en la UNAM demostraron, con base en estudios paramétricos, que una de las variables más significativas en la respuesta sísmica torsional de edificios sometidos a sismos intensos, es la distribución de resistencias en planta, además se encontró que el asignar distribuciones de resistencias en planta, similares a las de rigideces, reducían de manera importante las demandas de ductilidad en los modelos de edificios.

Sin embargo, los alcances de los resultados obtenidos en estos estudios, tienen ciertas limitantes relacionadas con la simpleza de los modelos utilizados, lo cual los ha hecho difíciles de extrapolar a estructuras de varios niveles, ya que se requiere de parámetros adicionales para caracterizar adecuadamente la respuesta real de una estructura, sobre todo aquellas cuya asimetría se produce por distribuciones asimétricas de rigideces, donde la excentricidad estructural y los efectos torsionales no permanecen constantes con la altura.

Actualmente, el desarrollo de los programas y equipos de cómputo, aunado a los avances de las investigaciones experimentales, permiten realizar estudios sobre el comportamiento sísmico de estructuras usando modelos más complejos, con lo cual es posible validar y/o mejorar resultados obtenidos de modelos simplificados. Con base en lo anterior, en este trabajo se estudian modelos de edificios asimétricos tridimensionales reales, representativos de las edificaciones existentes en la Cd de México que han sufrido más daño por efecto de sismos intensos, con objeto de evaluar el impacto que tiene la distribución de resistencias en planta sobre su comportamiento no lineal. Los modelos fueron diseñados con base en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente (RCDF-93). Algunos de los parámetros empleados para caracterizar la respuesta sísmica inelástica de este tipo de modelos son el Centro Instantáneo de Cortante Sísmico (CICS) y el Centro Instantáneo de Rigidez (CIR). Los resultados obtenidos, se discuten y comparan con los obtenidos de modelos simplificados de un nivel.

## INTRODUCCION

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 parámetros estructurales elásticos. Por ello, recientemente se han realizado estudios orientados a entender este problema empleando modelos que consideran daño o deterioro en sus elementos estructurales. Al respecto, gran parte de las investigaciones coinciden en que la respuesta torsional inelástica de un edificio se ve fuertemente afectada por parámetros tales como: la asimetría estructural, la relación de frecuencias desacopladas, la sobrerresistencia y de manera importante por la distribución de resistencias de sus elementos estructurales en planta (Sadek y Tso, 1988). Es importante mencionar que la mayoría de los estudios realizados se han basado en modelos 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 debido a las características de algunas variables que determinan el comportamiento de las estructuras reales.

Dada la complejidad del acoplamiento torsional inelástico que experimentan las estructuras asimétricas y las características de los parámetros que afectan su comportamiento sísmico, el objetivo de este trabajo es presentar un estudio para evaluar la influencia de la variación de la distribución de resistencias en planta en el comportamiento sísmico torsional de modelos de edificios reales; para ello se utilizaron algunos modelos de edificios de varios niveles representativos de los existentes en la ciudad de México, sometidos a una excitación sísmica extraordinaria.

Los grupos de edificios seleccionados fueron estructuras de concreto reforzado de ocho pisos, diseñados con base en el RCDF-93 con diferentes niveles de asimetría estructural proporcionada por distribuciones irregulares de masas y/o rigideces y que fueron tomados del trabajo de Ortega (2001). Para obtener diferentes niveles de asimetría en resistencias se incrementó la resistencia a fuerza cortante, dada por el diseño del RCDF-93, en diferentes planos o ejes estructurales de los entrepisos.

Para evaluar el comportamiento de los modelos estructurales se calcularon las demandas de fuerza cortante contra momento torsionante producidas en los entrepisos y se superpusieron sobre una envolvente de capacidad análoga a la propuesta por De la Llera (1998). Como parámetros complementarios se evaluó la variación del centro instantáneo de rigidez (CIR) y del centro instantáneo de cortante sísmico (CICS), estudiados por Chípól (2001). El CIR es el equivalente dinámico del centro de torsión (CT) obtenido de un análisis estático, mientras que el CICS es análogo al centroide de resistencias de los elementos estructurales proporcionada por el diseño. Los análisis dinámicos no lineales de los modelos tridimensionales se llevaron a cabo con el programa CANNY-E (Li, 1996) y como excitación sísmica se utilizaron las componentes del registro de la SCT correspondiente al sismo del 19 de septiembre de 1985. Finalmente, se comparan los resultados de este trabajo con los 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.

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

En el capítulo 1 se hace una breve 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 efecto de la distribución de resistencias en planta como uno de sus parámetros de estudio. Las cuales se tomaron como base para el estudio presentado en este trabajo.

En el capítulo 2 se presentan las hipótesis del método de análisis sísmico estático de edificios, el planteamiento matricial para el cálculo del centro de torsión y la normatividad de diseño sísmico por torsión establecida en algunos reglamentos vigentes cuando se realizan análisis sísmicos estáticos. Se identifican y explican brevemente los factores más importantes que influyen tanto en la excentricidad accidental como en las excentricidades de diseño. Todo ello con el objetivo de estudiar el efecto de la distribución de resistencias en elementos estructurales con base en el análisis sísmico estático.

En el capítulo 3 se describen las características geométricas y estructurales de los cinco grupos de modelos de edificios estudiados que fueron tomados del trabajo de Ortega (2001). Los cinco grupos de modelos se agrupan de acuerdo al tipo de asimetría considerada: dos grupos con asimetría en masas, dos más asimétricos en rigideces y el correspondiente simétrico. En cada uno de ellos se varió la posición del centro de resistencias. Para el caso de los modelos con asimetría en masas, la excentricidad se proporcionó por movimientos del centro de masas del 10% y 20% de la dimensión de la planta. En el caso de los modelos asimétricos en rigideces, la excentricidad se proporcionó mediante la colocación de 1 y 2 muros de esquina en dos direcciones.

En este capítulo, se presentan además los criterios de análisis y diseño que Ortega (2001) empleó para el diseño de los edificios considerados. Las tablas de los pesos por nivel y los vectores de carga que se utilizaron para el análisis del tipo sísmico estático y dinámico modal espectral se incluyen en el anexo 2. Dentro del capítulo se indican las combinaciones de carga, las excentricidades de diseño, que se utilizaron para considerar los efectos de torsión que establecen las NTCDS del RCDF-93 y los desplazamientos laterales permisibles que se utilizaron en los análisis realizados. También, el anexo 2 incluye los armados de los elementos estructurales (vigas, columnas y muros).

En el capítulo 4 se muestran las consideraciones que se hicieron en el modelado estructural de los edificios estudiados para llevar a cabo los análisis dinámicos no lineales. Se describen de manera breve las características más importantes del programa de análisis no lineal utilizado (*CANNY-E*, Li, 1996) y de los modelos matemáticos y de comportamiento histerético empleados en los elementos estructurales (vigas, columnas y muros). Se indican los modelos matemáticos utilizados para las relaciones esfuerzo vs deformación del concreto y del acero.

En este capítulo además, se exponen brevemente los parámetros que de acuerdo a investigaciones recientes, han mostrado tener gran influencia en el comportamiento sísmico torsional de estructuras



asimétricas en los intervalos de comportamiento elástico e inelástico. Con base en esto, se describen los parámetros complementarios empleados para estudiar el comportamiento no lineal de los edificios estudiados: el Centro Instantáneo de Rigidez (CIR), el Centro Instantáneo de Cortante Sísmico (CICS) y se comenta la manera en que se construyeron las superficies de capacidad de entrepiso para la evaluar la capacidad a fuerza cortante y momento torsionante de un entrepiso cualquiera.

En el capítulo 5 se presentan y analizan los resultados obtenidos del análisis no lineal para cada uno de los cinco grupos de modelos de edificios estudiados. Para corroborar y observar el comportamiento experimentado por los planos resistentes de entrepiso en los diferentes modelos estudiados, se presenta la distribución de articulaciones plásticas en los elementos estructurales de los marcos planos que forman a los modelos estructurales.

En el capítulo 6 se presentan las conclusiones, comentarios y recomendaciones que se derivaron de este trabajo.

En el anexo 1 se presenta un ejemplo de aplicación de un programa de computadora desarrollado en lenguaje Fortran 90 para realizar el análisis sísmico estático que contempla la normativa por torsión y se comparan los resultados obtenidos mediante los correspondientes de un programa comercial empleando la metodología que Chípol (2001) y Zarate (2002) proponen para el análisis sísmico estático de edificios asimétricos.

El anexo 2 presenta la información relacionada con el análisis y diseño de los cinco grupos de edificios estudiados.

# CAPÍTULO 1

## ANTECEDENTES

Después del evento sísmico ocurrido en México en 1985, 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. A partir de entonces, particularmente, 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 en el reglamento estaban basadas en resultados de estudios con modelos de comportamiento elástico. Sin embargo, debido a la complejidad del fenómeno torsional, los estudios inelásticos emplearon inicialmente modelos de cortante simplificados de un nivel cuyos propósitos generales han sido comprender las características del comportamiento sísmico de estructuras asimétricas e identificar los parámetros estructurales más relevantes que influyen en su respuesta sísmica, con el objeto de mejorar las recomendaciones existentes de diseño sísmico por torsión. Este tema ha sido abordado por investigadores nacionales de otras instituciones diferentes de la UNAM, lo cual ha permitido ampliar el conocimiento sobre la respuesta sísmica de estructuras asimétricas sujetas a condiciones sísmicas que prevalecen en nuestro país. Hoy en día, la literatura especializada en el tema reporta una gran cantidad de estudios realizados por investigadores nacionales y extranjeros.

A continuación se describen brevemente sólo algunas de las investigaciones realizadas en el Instituto de Ingeniería de la UNAM y otras realizadas por investigadores extranjeros, que se consideraron de interés para el objetivo de este trabajo.

Gómez, Ayala y Jaramillo (1987) realizaron un estudio paramétrico en el que evaluaron el efecto que produce la excentricidad estática en el comportamiento sísmico de estructuras, fig. 1.1. Emplearon modelos en los que consideraron la asimetría estructural en una dirección ( $e_s$ ), definida como la distancia entre el centro de masa (CM) y el centro de rigidez (CS), se introdujeron el concepto de excentricidad en resistencias ( $e_r$ ) definida como la distancia entre el centro de resistencias (CR). Obtuvieron que a medida que se incrementa la excentricidad estática también aumenta la ductilidad demandada.

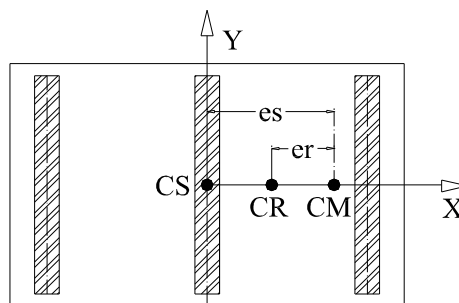


Figura 1.1. Modelo utilizado por Gómez et al (1987)

Ayala, Barrón y Zapata (1991) continuaron con el estudio de modelos de un nivel con dos, tres y cuatro elementos resistentes en una sola dirección de análisis, fig. 1.2. Encontraron que el elemento que aumenta su resistencia provoca que disminuyan sus ductilidades, mientras que en elementos que no modifican su resistencia, sus ductilidades aumentan hasta cierto punto a partir de cual permanecen constantes.

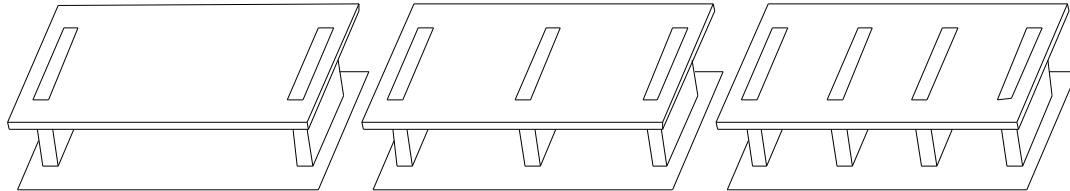


Figura 1.2 Modelos con dos, tres y cuatro elementos resistentes estudiados por Ayala et al (1991)

Ayala y García (1991) llevaron a cabo estudios de modelos de cortante de un nivel con elementos resistentes ortogonales diseñados por torsión con el RCDF-87 y dos variaciones del mismo, fig. 1.3. En estos modelos se consideraron diferentes relaciones de aspecto de la planta y períodos de vibrar (0.5, 1.0 y 1.5s) así como la variación del número de planos resistentes en la dirección de análisis. El comportamiento sísmico se evaluó mediante la relación de la ductilidad máxima demandada en la estructura asimétrica a la ductilidad máxima de la estructura simétrica correspondiente. Algunos de los resultados de este trabajo (fig. 1.4 y 1.5) muestran que el comportamiento estructural posee una tendencia común, ya que se reducen las ordenadas de ductilidad conforme se incrementa la resistencia de los elementos del entrepiso. Se aprecia que esta disminución es hasta un cierto límite, lo que implica que no necesariamente el proporcionar una gran resistencia a los elementos induce un mejor comportamiento estructural. Se obtuvo un mejor comportamiento cuando la resultante de las resistencias de los elementos se localizó cercana al centro de torsión o bien cuando la distribución de resistencias fue similar a la de rigideces. Los modelos en forma de planta cuadrada son los que presentaron un mejor comportamiento.

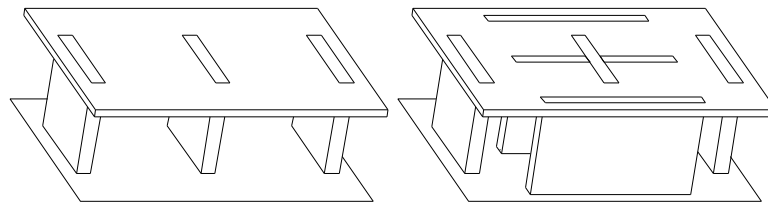


Figura 1.3. Modelos estudiados por Ayala y García (1991), con tres elementos resistentes en una y dos direcciones.

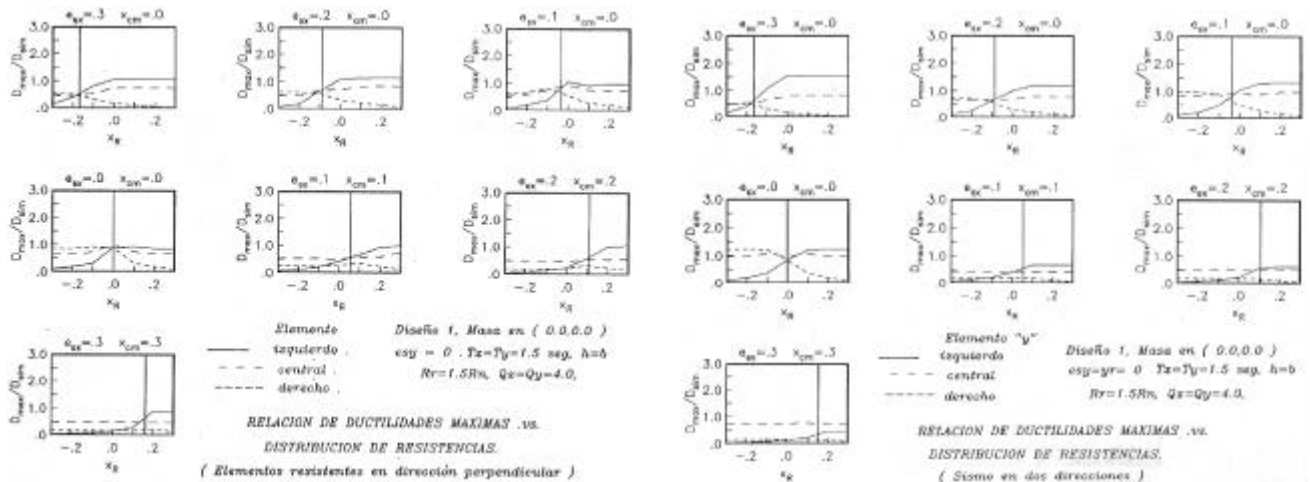


Figura 4. Relaciones de ductilidades máximas vs Distribución de resistencias, Ayala y García (1991)

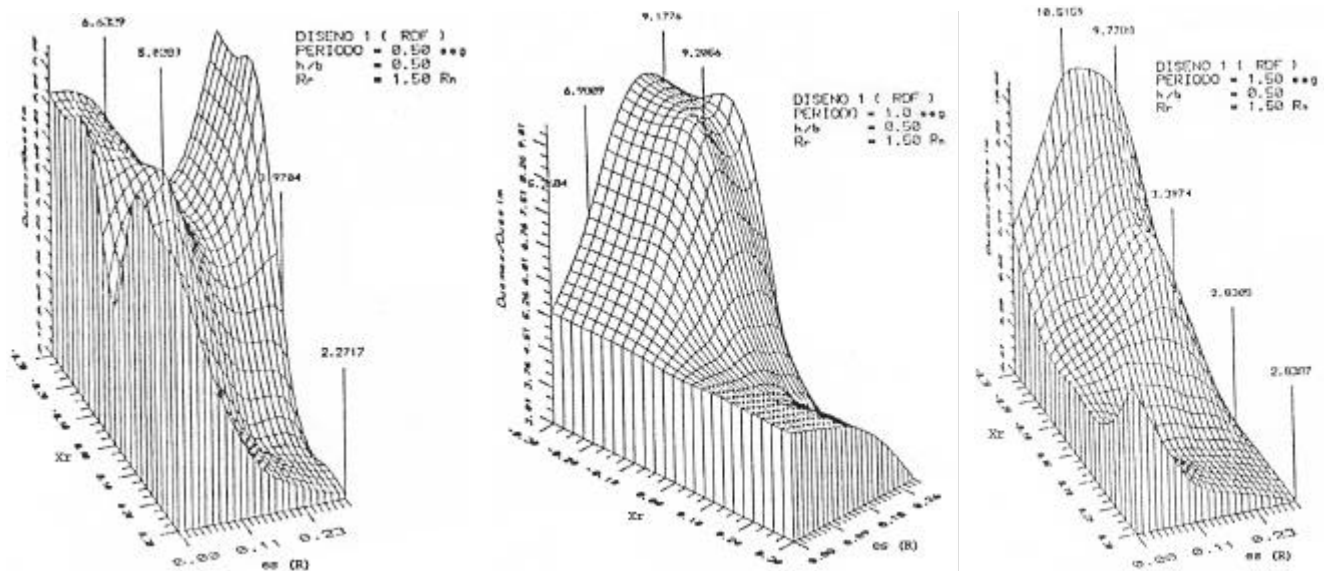


Figura 1.5 Envolventes de ductilidades máximas vs distribución de resistencias, Ayala y García (1991)

Otros estudios realizados por investigadores como Tso y Ying (1990) basados en modelos de estructuras de un nivel, mostraron una fuerte influencia de la distribución de resistencias en planta en la respuesta de los modelos (fig. 1.6). Wong y Tso (1994) evaluaron la respuesta sísmica inelástica de sistemas estructurales de un nivel mediante la distribución de resistencias producto de análisis elásticos con espectros de respuesta (fig. 1.7). Los resultados de esta investigación indican que los desplazamientos en los extremos de un sistema simétrico torsionalmente desacoplado dependen fuertemente de su rigidez torsional pero es altamente sensible a su distribución de resistencias en planta.

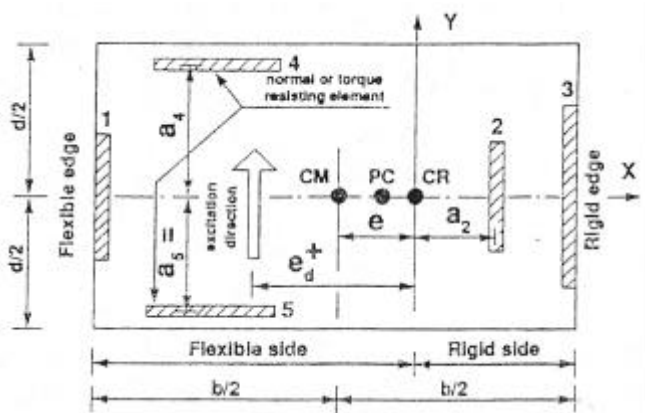


Figura 1.6 Modelo estudiado por Tso y Ying (1990)

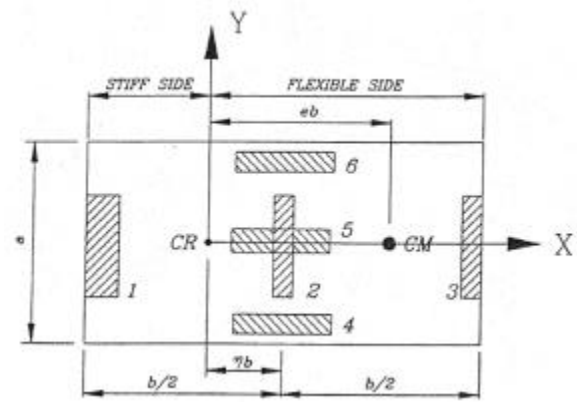


Figura 1.7 Modelo estudiado por Wong y Tso (1994)

Como se puede constatar, la distribución de resistencias en planta ha sido uno de los parámetros que ha merecido una especial atención por parte de los investigadores que intentan explicar el fenómeno del acoplamiento torsional en el rango no lineal. Los resultados obtenidos con base en modelos simplificados de edificios muestran la estrecha relación entre el comportamiento experimentado y la fluencia de los elementos en los diferentes planos resistentes, habiéndose identificado algunas tendencias que pueden ayudar a disminuir la respuesta sísmica torsional de estructuras asimétricas.

## CAPÍTULO 2

### DISTRIBUCIÓN DE RESISTENCIAS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON BASE EN RESULTADOS DE ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO.

#### 2.1 Hipótesis del análisis sísmico estático de edificios mediante el ensamble de marcos planos.

Las solicitaciones que inducen los sismos a un edificio son de naturaleza dinámica, sin embargo, muchos de los reglamentos existentes en el mundo, entre ellos el de México, permiten determinar, para estructuras con ciertas características de regularidad, los efectos sísmicos mediante un procedimiento de análisis simplificado que considera la aplicación de fuerzas estáticas laterales equivalentes en los niveles del edificio y que las masas de éste se encuentran uniformemente distribuidas en los niveles de la estructura.

Con base en lo anterior, el modelado de edificios convencionales sometidos a la acción de cargas laterales acepta como una hipótesis importante que las losas de los niveles se consideren como diafragmas de piso infinitamente rígidos en su plano, cuyo comportamiento puede ser estudiado, con razonable precisión, en función de tres grados de libertad: dos traslaciones en el plano del nivel ( $u$  y  $v$ ) y una rotación alrededor de un eje vertical ( $\theta$ ), fig. 2.1, asociados al movimiento de un nudo maestro sobre el cual se concentra toda la masa del nivel (centro de masa del nivel, CM). Esta hipótesis permite reducir de manera importante, la complejidad de los modelos tridimensionales de estructuras, ya que de lo contrario en un caso extremo se tendría que considerar el desplazamiento independiente de cada nudo contenido en el nivel, en función de seis grados de libertad.

El aspecto que frecuentemente invalida la hipótesis de diafragma rígido, es la irregularidad geométrica en planta que presentan los niveles, fig. 2.2, pues aunque éstos posean características mecánicas y espesores adecuados, pueden existir deformaciones por flexión en su plano, por efecto de la carga lateral. Este problema es complejo ya que la transmisión de cargas laterales a los elementos de los entresijos, no sólo depende de la rigidez de los mismos, sino también de la deformación que experimente el diafragma. A este comportamiento se le denomina flexibilidad de piso y debe emplearse un método más refinado para su estudio.

Las principales hipótesis que considera el Método Sísmico Estático son:

- a) El comportamiento dinámico de la estructura está gobernado por su primer modo de vibrar.
- b) Considera que la estructura tiene una configuración geométrica regular.
- c) La masa se encuentra uniformemente distribuida en el nivel.

El reglamento de construcciones vigente, (RCDF-93) limita el empleo del Método Sísmico Estático para edificios con altura mayor a 60 m y recomienda que se evite su uso para configuraciones estructurales irregulares en planta y elevación o en aquellas donde se presenten distribuciones no uniformes de masas y/o rigideces. La fuerza cortante total sobre la estructura se obtiene de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad. En la base, la fuerza cortante se calcula como:

$$V_b = C_s \cdot W \quad (2.1)$$

Donde,  $C_s$ , es el coeficiente sísmico o coeficiente de cortante basal y  $W$  el peso total de la estructura. Si no se calcula el periodo fundamental de vibrar del edificio, el  $C_s$  se calcula de manera conservadora como:

$$C_s = c / Q' \tag{2.2}$$

El valor de  $c$  es la ordenada máxima del espectro de diseño para la zona donde se ubique la estructura y  $Q'$  es el factor de comportamiento sísmico que permite reducir las fuerzas sísmicas en función de la capacidad de deformación del sistema estructural propuesto.

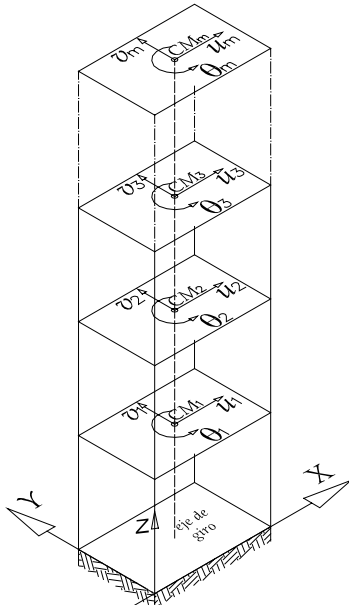


Figura 2.1. Edificio con diafragma de piso rígido

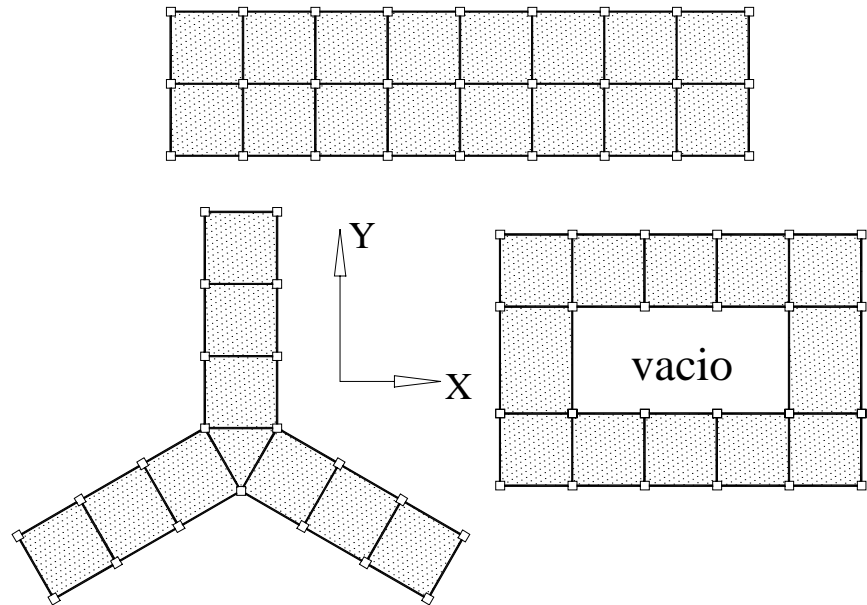


Figura 2.2. Configuraciones geométricas que invalidan la hipótesis de diafragma rígido.

Para la distribución de ésta fuerza en los niveles del edificio, el método acepta la hipótesis de que la distribución de aceleraciones es lineal en la altura del edificio, partiendo de cero en su base, fig. 2.3, es decir:

$$F_i = m_i \cdot a_i = (w_i / g) \cdot (h_i / H) \cdot a_m \tag{2.3}$$

$$V_i = \Sigma F_i = (a_m / H) \cdot \Sigma(w_i \cdot h_i) / g ; \quad a_m = V_b \cdot H \cdot g / \Sigma(w_i \cdot h_i) \tag{2.4}$$

$$F_i = (w_i \cdot h_i) \cdot V_b / \Sigma(w_i \cdot h_i) = C_s \cdot W \cdot (w_i \cdot h_i) / \Sigma(w_i \cdot h_i) \tag{2.5}$$

En las ecuaciones anteriores  $g$  es la aceleración de la gravedad y  $a_m$  es la aceleración máxima, producida en la azotea del edificio.

Con base en lo anterior, se ha propuesto un planteamiento que considera a la estructura como un conjunto de marcos planos unidos mediante un diafragma de piso rígido, obteniéndose resultados con razonable precisión para estructuras regulares como las que se comentan en este escrito; sin embargo, es de interés mencionar que existen algunas limitantes u omisiones que se cometen al utilizar este tipo de modelos, algunas de las cuales son conservadoras, pero otras pueden sobreestimar la capacidad de la estructura:

- ✓ Los marcos sólo son capaces de soportar fuerzas en su plano y, por tanto, se desprecia la contribución a su rigidez de elementos contenidos fuera de éste.
- ✓ Se puede sobrestimar la inercia de columnas en las que concurren varias vigas en planos diferentes.
- ✓ Cuando los ejes de flexión de los elementos que forman un marco no son principales, su comportamiento no puede ser estudiado como un modelo plano.

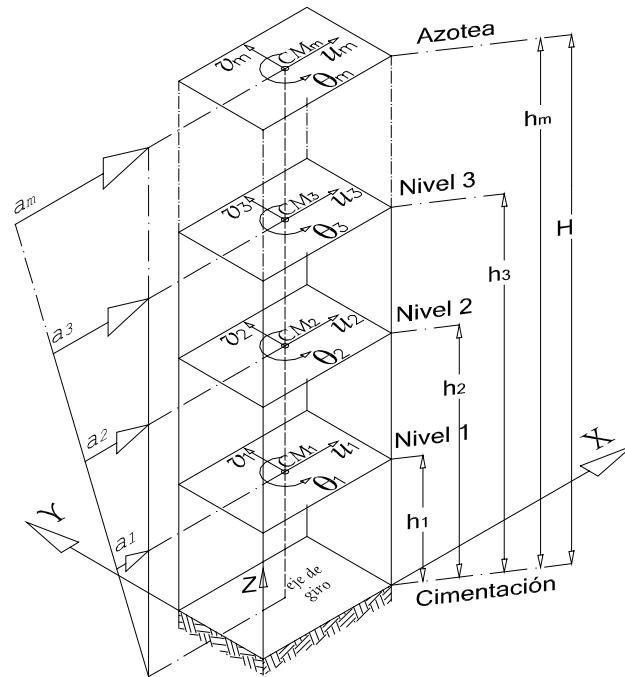


Figura 2.3. Fuerzas sísmicas estáticas.

### 2.1.1 Fuerzas estáticamente equivalentes.

Cuando se realiza el análisis de una estructura, es necesario definir un sistema global de referencia, al cual estarán asociados los desplazamientos de los niveles y las fuerzas aplicadas. Para mayor facilidad del planteamiento propuesto, se trasladarán las fuerzas sísmicas, aplicadas en los CM, al origen del sistema de referencia definido. Para garantizar que los efectos de traslación y rotación sean los mismos que los producidos por la fuerza aplicada en su posición inicial (CM), por estática se debe adicionar un momento  $M_{oi}$  producto de la fuerza sísmica por las coordenadas del CM referida al origen, ec. 2.6. Diremos entonces que trabajaremos con fuerzas estáticamente equivalentes, referidas al origen del sistema de referencia empleado, fig 2.4.

$$M_{oi} = F_{Yi} \cdot X_{CMi} - F_{Xi} \cdot Y_{CMi} \tag{2.6}$$

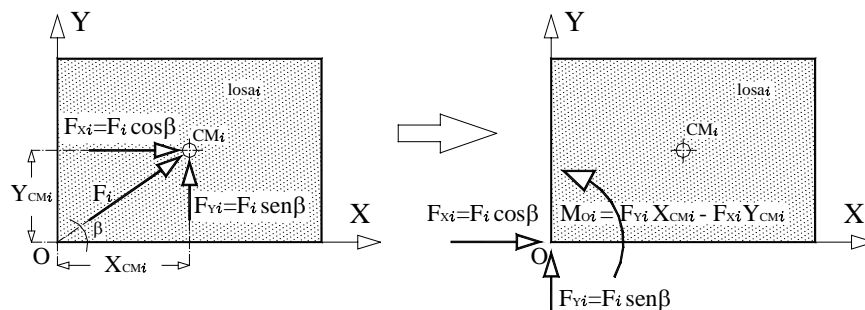


Figura 2.4. Fuerzas estáticamente equivalentes, referidas al origen del sistema de referencia

### 2.1.2 Obtención de la matriz de rigidez global del edificio.

Una vez que se han determinado las fuerzas sísmicas estáticas en los diferentes niveles del edificio, aplicadas en los CM, el problema consiste en determinar los desplazamientos de las losas o niveles, mediante la solución de la ecuación de equilibrio derivada del método de rigideces y con ellos, obtener los desplazamientos de los marcos. El paso final es calcular las fuerzas que soporta cada marco plano y a partir de éstas, los elementos mecánicos correspondientes.

El análisis estructural de un sistema complejo como el caso de un edificio, tiene su base en las mismas hipótesis que se emplean para el análisis de sistemas simples, es decir, se parte de los tres principios fundamentales: Continuidad, Ley de Hooke y Equilibrio. Por lo tanto, la relación entre las fuerzas sísmicas  $\{F\}$  y los desplazamientos de los niveles de un edificio,  $\{d\}$  se expresa mediante la ecuación:

$$\{F\} = [K_G]\{d\} \tag{2.7}$$

Donde  $[K_G]$  es la matriz de rigidez general o global del edificio, obtenida de manera similar a como se hace para el caso de sistemas estructurales simples (armaduras, marcos, etc.), es decir:

- a) Se aplican desplazamientos unitarios independientes en dirección de los grados de libertad existentes o considerados.
- b) Para cada desplazamiento aplicado se obtienen las fuerzas o rigideces en todos los elementos estructurales del sistema.
- c) Se proyectan las fuerzas de todos los elementos en las direcciones de los grados de libertad.

Si consideramos que la estructura esta formada por un ensamble de marcos planos, los desplazamientos unitarios de la losa aplicados en dirección de  $u, v, \theta$  permiten obtener las deformaciones inducidas sobre los marcos al proyectarlos sobre sus ejes. Conocida la deformación que sufre el marco en sus niveles y su respectiva matriz de rigidez lateral  $[K_D]$ , es posible calcular las fuerzas originadas por estos desplazamientos unitarios. Para obtener su participación en la matriz de rigidez global de la estructura, es necesario proyectar la fuerza obtenida en cada marco, en dirección de cada uno de los grados de libertad del nivel, figs. 2.5 y 2.6.

Si  $N$  es el número de niveles y se consideran tres grados de libertad por piso, la matriz de rigidez de un edificio será de orden  $3N \times 3N$ . Para mayor claridad  $[K_G]$  se puede dividir en una serie de submatrices que muestran la relación que existe entre las fuerzas sísmicas y los desplazamientos de la losa en una dirección particular, es decir:

$$\begin{bmatrix} [K_{XX}] & [K_{XY}] & [K_{X\theta}] \\ [K_{YX}] & [K_{YY}] & [K_{Y\theta}] \\ [K_{\theta X}] & [K_{\theta Y}] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u\} \\ \{v\} \\ \{\theta\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{F_X\} \\ \{F_Y\} \\ \{M_Z\} \end{bmatrix} \tag{2.8}$$

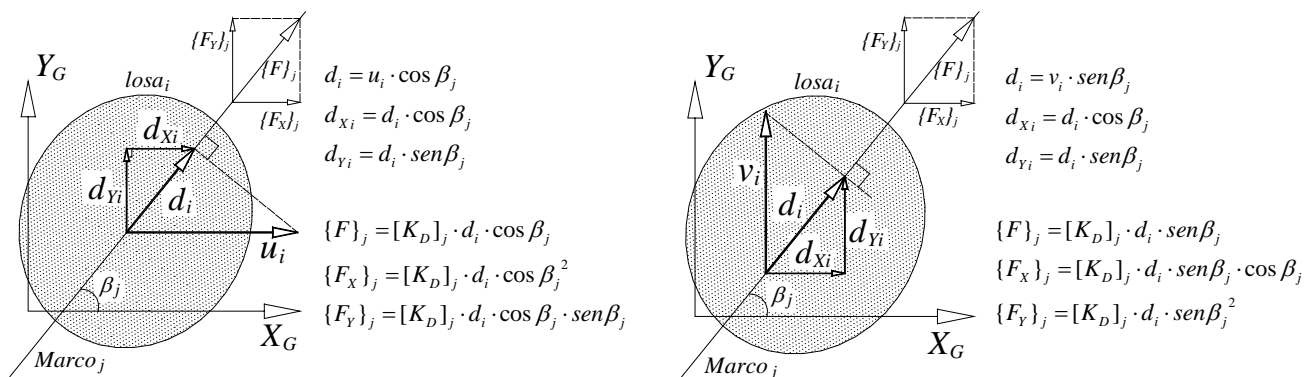


Figura 2.5. Desplazamiento del diafragma en las direcciones X e Y así como las fuerzas sobre el marco.



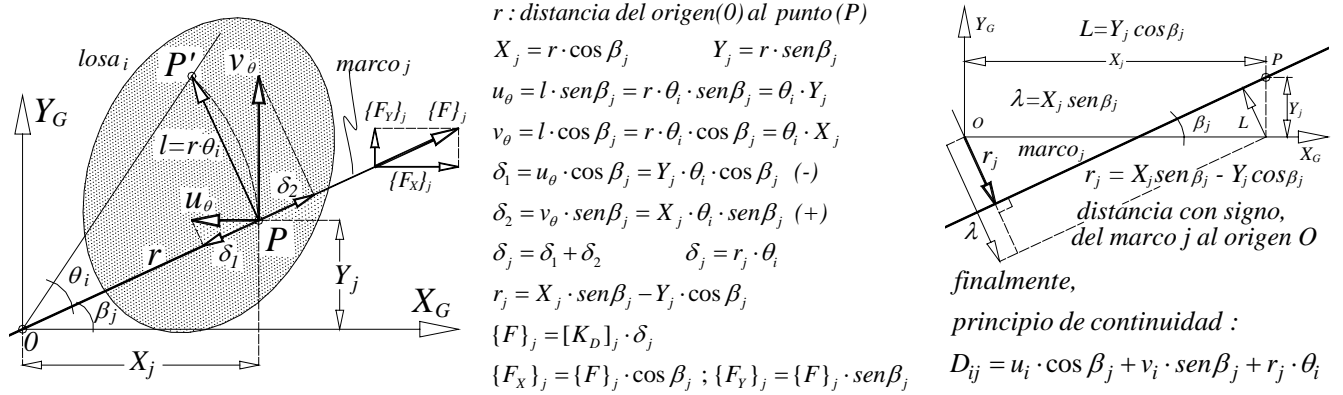


Figura 2.6. Rotación del diafragma respecto al eje Z y fuerza sobre el marco.

Si los desplazamientos  $u$ ,  $v$ ,  $\theta$  que se aplican en las figs 2.5 y 2.6 son unitarios, siguiendo el procedimiento descrito podemos determinar cada una de las submatrices que forman  $[K_G]$ . De esta manera obtenemos:

$$[K_{XX}] = \Sigma [K_D]_j \cdot \cos^2 \beta_j \tag{2.9}$$

$$[K_{XY}] = \Sigma [K_D]_j \cdot \cos \beta_j \cdot \text{sen} \beta_j \tag{2.10}$$

$$[K_{X\theta}] = \Sigma [K_D]_j \cdot \cos \beta_j \cdot r_j \tag{2.11}$$

$$[K_{YY}] = \Sigma [K_D]_j \cdot \text{sen}^2 \beta_j \tag{2.12}$$

$$[K_{Y\theta}] = \Sigma [K_D]_j \cdot \text{sen} \beta_j \cdot r_j \tag{2.13}$$

$$[K_{\theta\theta}] = \Sigma [K_D]_j \cdot r_j^2 \tag{2.14}$$

$$[K_{YX}] = [K_{XY}]^T \tag{2.15}$$

$$[K_{\theta X}] = [K_{X\theta}]^T \tag{2.16}$$

$$[K_{\theta Y}] = [K_{Y\theta}]^T \tag{2.17}$$

La obtención de elementos mecánicos inicia con la solución de la ec. 2.7 que nos permite conocer los desplazamientos del edificio bajo la acción de un grupo de fuerzas laterales, es decir:

$$\{d\} = [K_G]^{-1} \{F\} \tag{2.18}$$

Donde:

$$\{d\} = \{u_1, v_1, \theta_1, u_2, v_2, \theta_2, \dots, u_N, v_N, \theta_N\}^T \tag{2.19}$$

Conocidos los desplazamientos en las losas, mediante el principio de continuidad, figs 2.5 y 2.6, se calculan los desplazamientos o deformaciones laterales en cada uno de los marcos del edificio.

$$D_{ij} = u_i \cdot \cos \beta_j + v_i \cdot \text{sen} \beta_j + r_j \cdot \theta_i \tag{2.20}$$

La relación entre las fuerzas  $\{F\}_j$  de un marco y los desplazamientos laterales de sus niveles  $\{D\}_j$ , se establece mediante la ec. 2.21, que corresponde a la aplicación del principio de la Ley de Hooke.

$$\{F\}_j = [K_D]_j \{D\}_j \tag{2.21}$$

Finalmente, definidas las fuerzas actuantes en los niveles de un marco, con base en métodos convencionales, se obtienen las fuerzas internas en los elementos estructurales que los forman.

## 2.2 Excentricidades estáticas y de diseño.

En el intervalo elástico, la no coincidencia entre la fuerza cortante sísmica y la fuerza resistente de los entrepisos de la estructura, trae como consecuencia el acoplamiento entre los desplazamientos traslacionales y rotacionales de los sistemas de piso. Este fenómeno es conocido como torsión sísmica en edificios y se encuentra presente en el comportamiento de estructuras asimétricas. En términos generales, la asimetría se puede presentar por una distribución no uniforme de las rigideces de los elementos estructurales, de las masas asociadas a los niveles y por condiciones geométricas en planta y elevación.

Para fines de análisis, el RCDF-93 permite analizar los edificios sometidos sólo a traslación de los niveles e incluir los efectos torsionantes en la estructura, mediante un momento torsionante calculado como el producto de la fuerza cortante por una excentricidad de diseño. Esta excentricidad de diseño trata de considerar los efectos dinámicos y otro tipo de incertidumbres que el fenómeno implica. Sin embargo, con las capacidades de los programas de análisis y equipos de cómputo existentes en la actualidad, este procedimiento no se justifica ya que un análisis tridimensional de la estructura, puede considerar simultáneamente el acoplamiento de estos efectos y obtener la distribución de fuerza cortante sobre sus elementos, tomando en cuenta la excentricidad de diseño antes mencionada. Para entender conceptualmente el problema, es común ilustrar los efectos de traslación y rotación desacoplados sobre un sistema simple, pero finalmente para una estructura compleja se realiza un análisis tridimensional. La excentricidad de diseño ( $e_d$ ) tiene un formato similar en códigos de diseño de varios países:

$$e_{d1} = \alpha \cdot e_s + \beta \cdot b \quad (2.22)$$

$$e_{d2} = \delta \cdot e_s - \beta \cdot b \quad (2.23)$$

donde:

$e_s$  = Excentricidad estática o estructural.

$b$  = Máxima dimensión en planta del edificio, medida perpendicular a la dirección del sismo.

$\alpha$  y  $\delta$  = Coeficientes que toman en cuenta la amplificación dinámica de la excentricidad y consideran las diferencias entre los resultados de los métodos estáticos y dinámicos de análisis.

$\beta$  = Coeficiente de torsión accidental, que intenta considerar incertidumbres en las rigideces de los elementos, resistencias, masas y otras fuentes de torsión difíciles de tomar en cuenta, como son las rotaciones en la base producidas por la variación espacial del movimiento del terreno, entre otras. En el apartado 2.2.4 se comenta de manera breve los diversos parámetros antes mencionados.

La tabla 2.1 muestra los valores de los coeficientes  $\alpha$ ,  $\delta$  y  $\beta$  estipulados en cuatro códigos de diseño sísmico.

Tabla 2.1 Coeficientes que definen las excentricidades de diseño en diversos códigos

Código	$\alpha$	$\delta$	$\beta$
México (RCDF-1993)	1.50	1.00	0.10
Estados Unidos (UBC-1988)	1.00	1.00	0.05
Canadá (NBCC-1990)	1.50	0.50	0.10
Nueva Zelanda (1992)	1.00	1.00	0.10

Con base en los valores de esta tabla, se tiene que las dos excentricidades de diseño propuestas por los diferentes códigos muestran una variación lineal y ambas crecen a medida que la excentricidad estática

o estructural presenta un incremento con su valor. Además, se aprecia que la excentricidad de diseño  $e_{dl}$  propuesta por los códigos de Canadá y el RCDF-93 presenta los mayores valores, es decir es la excentricidad de diseño más conservadora y por tanto la más segura. Una representación gráfica de los valores de esta tabla puede consultarse en el trabajo de Chípol (2001).

La excentricidad estática o estructural de entrepiso,  $e_s$ , se define como la distancia entre el Centro de Torsión, CT ( $X_{CTi}, Y_{CTi}$ ) y el punto por donde pasa la fuerza cortante sísmica en el entrepiso,  $V_i$ . A éste último se le conoce como Centro de Cortante, CC ( $X_{CCi}, Y_{CCi}$ ), fig 2.7. Con base en lo anterior, para cada dirección de análisis se tendrían una excentricidad estructural, es decir:

$$e_{SX} = X_{CCi} - X_{CTi} \tag{2.24}$$

$$e_{SY} = Y_{CCi} - Y_{CTi} \tag{2.25}$$

### 2.2.1 Centro de Cortante.

Conocida la posición de los CM ( $X_{CMi}, Y_{CMi}$ ), en los niveles del edificio y la fuerza sísmica,  $F_i$ , que actúa en éstos, las coordenadas del CC ( $X_{CCi}, Y_{CCi}$ ) se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$X_{CCi} = \sum_{i=1}^{\#Niveles} (F_i \cdot X_{CMi}) / V_i \tag{2.26}$$

$$Y_{CCi} = \sum_{i=1}^{\#Niveles} (F_i \cdot Y_{CMi}) / V_i \tag{2.27}$$

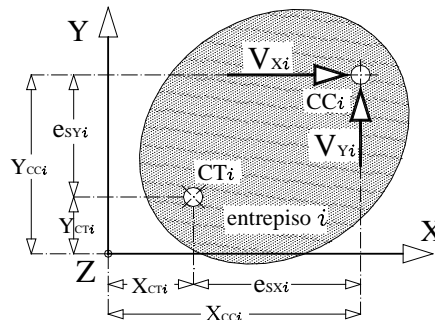


Figura 2.7. Excentricidad estática o estructural ( $e_s$ )

### 2.2.2 Centro de Torsión.

Para los fines del análisis sísmico, el Centro de Torsión (CT), de un edificio se define como el punto geométrico en sus niveles o entrepisos en el cual se debe aplicar la fuerza o cortante sísmico, para que exista solo traslación, fig. 2.8. Con base en lo anterior y para un análisis donde sólo exista traslación, el CT en el entrepiso, corresponderá al punto en el cual se ubica la resultante de sus rigideces (la resultante de la fuerza cortante en los elementos del entrepiso). Esta última definición nos permite calcular el CT, con ayuda de programas comerciales.

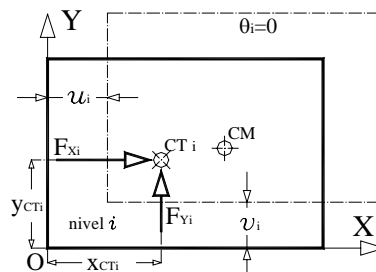


Figura 2.8. Coordenadas del Centro de Torsión en el nivel

### 2.2.3 Cortante directo.

Para determinar la fuerza cortante por torsión en los elementos de un entrepiso, el momento torsionante se calculará considerando los dos casos de la excentricidad de diseño y se identificarán los efectos más desfavorables para cada elemento estructural o plano resistente. De manera ilustrativa, las fuerzas cortantes sísmicas totales en los entrepisos se obtienen al sumar algebraicamente un cortante directo, producido sólo por efectos de traslación en el nivel, y un cortante generado por torsión, fig. 2.9.

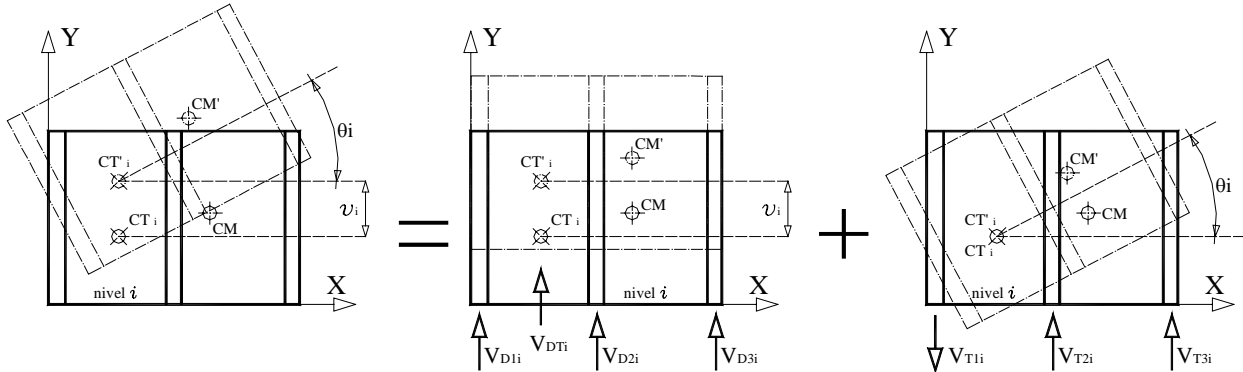


Figura 2.9. Obtención conceptual del cortante directo.

### 2.2.4 Torsión accidental.

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. Con base en las ecs 2.22 y 2.23, se tiene que los primeros términos,  $\alpha_e$  y  $\delta_e$ , 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,  $\pm \beta b$  es introducido 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. Además, 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. Es un hecho que ésta excentricidad no considera la dependencia en la relación de frecuencias desacopladas ( $\Omega = \omega_\theta / \omega_t$ ).

Uno de los primeros estudios formales sobre los efectos de torsión accidental 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.

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.

### 2.3 Planteamiento matricial para el cálculo del centro de Torsión.

Ha sido práctica común calcular la ubicación del CT en función de las rigideces de entrepiso (modelo de cortante), al considerar o no la flexión de sus vigas. Con base en la fig. 2.10 y la ec. 2.28 se obtienen las ecs. 2.29 a 2.42 que representan las expresiones para calcular el CT de edificios de *un nivel* en función de su rigidez de entrepiso. Este planteamiento considera que la estructura puede estar formada por marcos no ortogonales en planta.

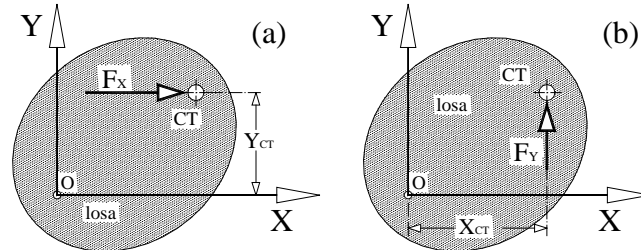


Figura 2.10 Obtención de las coordenadas del CT para edificios de UN nivel con respecto a ejes no principales.

$$\{F\} = [K]\{d\}; \text{ donde: } [K] = \begin{bmatrix} K_{XX} & K_{XY} & K_{X\theta} \\ K_{YX} & K_{YY} & K_{Y\theta} \\ K_{\theta X} & K_{\theta Y} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix}; \{d\} = \begin{Bmatrix} u \\ v \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.28)$$

Aplicando la fuerza sísmica sismo en dirección ‘X’, fig. 2.10a, tenemos lo siguiente:

$$\{F\} = \begin{Bmatrix} F_x \\ 0 \\ -F_x \cdot Y_{CT} \end{Bmatrix} \quad (2.29)$$

$$F_x = K_{XX} \cdot u + K_{XY} \cdot v \quad (2.30)$$

$$0 = K_{YX} \cdot u + K_{YY} \cdot v \quad (2.31)$$

$$-F_x \cdot Y_{CT} = K_{\theta X} \cdot u + K_{\theta Y} \cdot v \quad (2.32)$$

De las ecs. 2.30 y 2.31 obtenemos los desplazamientos:

$$u = \frac{F_x \cdot K_{YY}}{K_{XX} \cdot K_{YY} - K_{XY}^2} \quad (2.33)$$

$$v = -\frac{F_x \cdot K_{YX}}{K_{XX} \cdot K_{YY} - K_{XY}^2} \quad (2.34)$$

Al sustituir 2.33 y 2.34 en 2.32 y despejando la variable  $Y_{CT}$ , tenemos la ordenada del CT:

$$Y_{CT} = \frac{-K_{\theta X} \cdot K_{YY} + K_{\theta Y} \cdot K_{YX}}{K_{XX} \cdot K_{YY} - K_{XY}^2} \quad (2.35)$$

Realizando las mismas operaciones, ahora para la fuerza sísmica en dirección ‘Y’, fig 2.11b, tenemos:

$$\{F\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ F_y \\ F_y \cdot X_{CT} \end{Bmatrix} \quad (2.36)$$

$$0 = K_{XX} \cdot u + K_{XY} \cdot v \quad (2.37)$$

$$F_Y = K_{YX} \cdot u + K_{YY} \cdot v \quad (2.38)$$

$$F_Y \cdot X_{CT} = K_{\theta X} \cdot u + K_{\theta Y} \cdot v \quad (2.39)$$

De las ecs. 2.37 y 2.38 obtenemos los desplazamientos de traslación:

$$u = -\frac{F_Y \cdot K_{XY}}{K_{XX} \cdot K_{YY} - K_{XY}^2} \quad (2.40)$$

$$v = \frac{F_Y \cdot K_{XX}}{K_{XX} \cdot K_{YY} - K_{XY}^2} \quad (2.41)$$

Al sustituir 2.40 y 2.41 en 2.39 y despejando la variable  $X_{CT}$ , tenemos la abscisa del CT:

$$X_{CT} = \frac{-K_{\theta X} \cdot K_{XY} + K_{\theta Y} \cdot K_{XX}}{K_{XX} \cdot K_{YY} - K_{XY}^2} \quad (2.42)$$

Donde:

$$K_{XX} = \sum K_j \cdot c_j^2 \quad (2.43)$$

$$K_{YY} = \sum K_j \cdot s_j^2 \quad (2.44)$$

$$K_{XY} = \sum K_j \cdot c_j \cdot s_j \quad (2.45)$$

$$K_{\theta X} = \sum K_j \cdot r_j \cdot c_j = (\sum K_j \cdot y_j \cdot c_j^2) - (\sum K_j \cdot x_j \cdot c_j \cdot s_j) \quad (2.46)$$

$$K_{\theta Y} = \sum K_j \cdot r_j \cdot s_j = (\sum K_j \cdot x_j \cdot s_j^2) - (\sum K_j \cdot y_j \cdot s_j \cdot c_j) \quad (2.47)$$

$$r_j = x_j \cdot s_j - y_j \cdot c_j \quad (2.48)$$

$K_j$  = rigidez del entrepiso del marco  $j$

$(x_j, y_j)$  = coordenadas de un punto cualquiera del eje del marco  $j$

$s_j = \text{sen } \beta_j$ ,  $c_j = \text{cos } \beta_j$ ,  $\beta_j$  = ángulo que forma el marco  $j$  con el eje  $X_G$ .

Es importante destacar que, la posición del CT en un entrepiso no es de interés por sí sola, ya que dicho entrepiso forma parte de una estructura más compleja cuyo comportamiento se evalúa de conjunto. Es por ello que debe tratarse al CT como un concepto tridimensional, que es función no sólo de la geometría y rigidez de la estructura, sino también de la distribución de cargas laterales aplicadas en la misma (Damy y Alcocer, 1987), excepto para edificios simétricos en rigideces, donde, independientemente de la distribución de cargas laterales, el CT, estará ubicado en el centroide de su planta, siempre y cuando no se consideren las deformaciones por cortante. Al respecto, Tena y Pérez (2000) presentan un estudio sobre la importancia de las deformaciones por cortante en muros sobre la ubicación del CT en edificios estructurados completamente a base de muros de mampostería.

A continuación, se presenta una metodología para calcular el CT tridimensional, propuesta por Damy y Alcocer (1987) cuando se trabaja con matrices de rigidez lateral de marcos planos de varios niveles. Si se considera un análisis tridimensional, la posición del centro de torsión en un entrepiso se puede obtener a partir de la matriz de rigideces del edificio y de la distribución de las fuerzas sísmicas. Para una dirección de análisis seleccionada y con una distribución lateral de cargas aplicada en la estructura, se determinan, en primera instancia, los desplazamientos laterales sin permitir las rotaciones de los niveles del edificio. Posteriormente, se calculan los momentos necesarios para impedir que los niveles roten. Finalmente, las coordenadas del CT se obtienen al dividir el momento entre la fuerza sísmica actuante en el nivel para cada dirección, fig. 2.9.

Matricialmente se procede de la siguiente manera: partiendo de la hipótesis de que no existe rotación en los niveles del edificio y considerando la ecuación de equilibrio lateral de la estructura, se realiza un análisis en direcciones independientes. De esta forma, al aplicar un estado de carga lateral cualquiera en la dirección “ X ”, se tendrá:

$$\begin{bmatrix} [K_{XX}] & [K_{XY}] & [K_{X\theta}] \\ [K_{YX}] & [K_{YY}] & [K_{Y\theta}] \\ [K_{\theta X}] & [K_{\theta Y}] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u\} \\ \{v\} \\ \{\theta = 0\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{F_X\} \\ \{0\} \\ \{M_{oi} = -\{F_X \cdot Y_{CT}\}\} \end{bmatrix} \quad (2.49)$$

Al desarrollar los productos matriciales, se obtiene:

$$[K_{XX}]\{u\} + [K_{XY}]\{v\} = \{F_X\} \quad (2.50)$$

$$[K_{YX}]\{u\} + [K_{YY}]\{v\} = \{0\} \quad (2.51)$$

$$[K_{\theta X}]\{u\} + [K_{\theta Y}]\{v\} = -\{F_X\}\{Y_{CT}\} = \{M_{oi}\} \quad (2.52)$$

Al resolver las ecs. 2.50 y 2.51, se obtienen los vectores de desplazamientos traslacionales de los niveles del edificio  $\{u\}$  y  $\{v\}$  por efecto de la fuerza sísmica aplicada,  $\{F_X\}$ . Posteriormente, al sustituir los desplazamientos obtenidos en la ec. 2.52, se obtienen los momentos en los niveles  $M_{oi}$  referidos al origen y finalmente se determina la ordenada  $Y_{CT}$  en cada nivel  $i$  con la ec. 2.53.

$$Y_{CT\ i} = -M_{oi} / F_{X\ i} \quad (2.53)$$

De manera análoga, al aplicar el sismo en la dirección “ Y ” se calcula la abscisa  $X_{CT\ i}$ , con la ec. 2.54.

$$X_{CT\ i} = M_{oi} / F_{Y\ i} \quad (2.54)$$

Considerando un sistema cartesiano derecho, de la ec. 2.6 se observa que el momento respecto al origen producido por la fuerza sísmica en dirección X, es negativo y el que produce la fuerza sísmica en dirección Y, es positivo. Una vez calculados los CT en los niveles del edificio,  $(X_{CT\ i}, Y_{CT\ i})$ , por estática podemos obtener los centros de torsión de los entresijos, al aplicar las siguientes expresiones:

$$X_{CTE\ i} = \sum_{i=1}^{\#Niveles} (F_i \cdot X_{CTN\ i}) / V_i \quad (2.55)$$

$$Y_{CTE\ i} = \sum_{j=1}^{\#Niveles} -(F_i \cdot Y_{CTN\ i}) / V_i \quad (2.56)$$

Donde:

$(X_{CTE\ i}, Y_{CTE\ i})$  = Coordenadas del CT del entresijo  $i$ .

$(X_{CTN\ i}, Y_{CTN\ i})$  = Coordenadas del CT del nivel  $i$ .

$V_i$  = Fuerza cortante en el entresijo  $i$ .

$F_i$  = Fuerza sísmica en el nivel  $i$ .

### 2.3.1 Elaboración del programa de computadora: TOR3D.

Con base en lo antes expuesto, puede observarse que la obtención del CT y la aplicación de la norma por torsión se basan en un proceso sistemático, por lo que pueden ser fácilmente incluidos en un programa de computadora. En el anexo 1 se presenta el desarrollo de un programa de computadora llamado TOR3D, elaborado en lenguaje FORTRAN-90, que considera estos aspectos; también se

adjunta un ejemplo de aplicación resuelto con el programa TOR3D y con un programa comercial, empleando la metodología que Chípol (2001) expone en su tesis de maestría.

## 2.4 Ejemplo de aplicación.

Para ilustrar el manejo del programa, en el anexo 1 se presenta el análisis sísmico estático de un edificio de cuatro niveles destinado para el uso de oficinas, localizado en la zona III según la zonificación geotécnica del valle de México. La estructura está formada por marcos de concreto reforzado con losas apoyadas perimetralmente sobre vigas y con una altura de entrepiso de 3 m. Las dimensiones de la planta del edificio y de sus elementos estructurales se indican en el anexo 1.

## 2.5 Comentarios.

Algunos comentarios más relevantes de este capítulo son:

1.- El procedimiento numérico que involucra el Método Sísmico Estático cuando se aplica las normas por torsión, es complejo. La mayoría de los programas de cómputo existentes no incluyen el cálculo del CT y por tanto no consideran adecuadamente ésta norma cuando realizan un análisis sísmico estático, sin embargo, el procedimiento descrito es sistemático y fácil de implantar en un programa de computadora.

2.- El CT se puede obtener empleando programas comerciales que consideran un modelo tridimensional de la estructura. Mediante análisis independientes en dos direcciones ortogonales y restringiendo la rotación de los niveles, las coordenadas del CT se obtienen por estática de las fuerzas cortantes producidos en los entrepisos (resultante de rigideces). La aplicación de la norma se basa en la metodología matricial descrita anteriormente.

3.- Conceptualmente, el CT permite entender el fenómeno de la torsión sísmica en estructuras. Desde el punto de vista de la Cinemática a éste punto se le conoce como un Centro de Rotación o de velocidad nula. El procedimiento aquí presentado para calcularlo es función de los siguientes parámetros:

- a) La matriz de rigidez global de la estructura.
- b) La distribución y no la magnitud de las fuerzas sísmicas aplicadas al edificio (vector de fuerzas).  
Por ello, para una misma estructura obtendríamos una posición diferente del CT si modificamos la distribución de cargas horizontales, excepto para el caso de una estructura simétrica, siempre que no se consideren las deformaciones por cortante.

4.- Estudios realizados, Chípol (2001) y Juárez(2003), indican que el CT presenta una variación irregular con la altura del edificio que puede resultar inesperada, sobre todo en los últimos entrepisos, en los cuales puede incluso cambiar el sentido de la torsión actuante, cuando se tienen importantes niveles de asimetría, como los producidos por la presencia de muros de concreto. También se ha encontrado que el uso de modelos de cortante, basados en rigideces de entrepiso, puede llevar a resultados erróneos en el cálculo del CT y por tanto en la estimación de los efectos de torsión de estructuras asimétricas.

5.- Se puede demostrar que el cálculo de la excentricidad estructural en el nivel y por tanto la aplicación de la normatividad, arroja los mismos resultados que el análisis que se hace en el entrepiso (Zárate, 2002).



## CAPÍTULO 3

# DESCRIPCIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS MODELOS DE EDIFICIOS ESTUDIADOS

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

Los resultados reportados de los tres grupos de edificios estudiados por Ortega (2001), indican que el primer grupo de modelos de cuatro niveles tuvo un mejor comportamiento pues su demanda de fuerza cortante *vs* momento torsionante se encuentra alejada de la superficie de capacidad<sup>1</sup>, mientras que los modelos de ocho niveles fueron los más demandados ya que experimentaron efectos de torsión más críticos con base en la concentración que presentó el CIR en toda la planta. El tercer grupo de edificios de 15 niveles con periodos fundamentales entre 1.39 y 1.96 segundos, tuvieron un buen comportamiento aunque presentaron los mayores efectos torsionantes, lo cual coincide con resultados de otras investigaciones donde se obtuvo que las estructuras que mejor comportamiento presentan un período de 1.5s, (Ayala *et al*, 1991).

Por todo ello, se decidió manejar en este trabajo la información de los análisis y diseños del grupo de edificios de ocho niveles el cual consiste de cinco modelos: uno "simétrico" que sirve de referencia para evaluar el comportamiento, dos asimétricos en masas y dos más asimétricos en rigideces. La siguiente descripción general de estos modelos fue tomada del trabajo de Ortega (2001):

En los modelos asimétricos en masas, su excentricidad se logró mediante distribuciones en planta no uniformes de masa, para ello se movió el centro de masas respecto del centro geométrico en 10 y 20% de la dimensión de la planta, 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 rigideces.

En los modelos asimétricos 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. En estos modelos, la distribución de masas se conservó uniforme en todos los niveles. Se intentó que los niveles de excentricidad estructural alcanzados fueran equivalentes a los producidos por la asimetría en masas. Por tal razón, se tomaron dos casos: uno con un solo muro de esquina en cada dirección de análisis y otro con dos muros en la misma ubicación; debido a que en algunos casos el suministro de más muros no ayudaba a alcanzar la asimetría buscada.

En este trabajo, para estudiar y evaluar el efecto de la distribución en planta de las resistencias el comportamiento torsional del grupo de edificios mencionados, se hizo la distinción entre la asimetría proporcionada por distribuciones irregulares en masas y en rigideces. Para obtener diferentes niveles de asimetría en resistencias se incrementó el valor de la fuerza cortante, dada por el diseño del RCDF-93, en diferentes planos o ejes estructurales de los entrepisos. De esta forma se obtuvieron 25 modelos que se presentan en la tabla 3.1, en la cual se indica, por columnas, el nivel de asimetría estructural (ya sea en masas y rigideces) y por renglones se presenta la variación en la posición del CR.

---

<sup>1</sup> Es una envolvente de resistencias de entrepiso llamada Superficie Última de Corte y Torque (SUCT) análoga a la propuesta por De la Llera (1998).

En esta tabla, la leyenda “original” indica que se trata de los modelos de edificios con el diseño del reglamento; es decir, los modelos diseñados por Ortega (2001). En las figuras 3.1 a 3.5 se presentan las posiciones de los centros de resistencias (CR) en estos modelos mediante la notación CR<sub>1</sub>.

Tabla 3.1 Nomenclatura empleada para identificar a los grupos de modelos estudiados en este trabajo

Posición del CR c/r al Centro Geométrico de la planta	1.- Grupo de modelos simétricos	2.- Primer grupo de modelos asimétricos en masas (0.1b)	3.- Segundo grupo de modelos asimétricos en masas (0.2b)	4.- Primer grupo de modelos asimétricos en rigideces (1 muro en cada dirección)	5.- Segundo grupo de modelos asimétricos en rigideces (2 muros en cada dirección)
Diseño (RCDF-93)	M800b_original	M801b_original	M802b_original	M811m_original	M822m_original
Diseño + 0.1b en X	M800b_CR01X	M801b_CR01X	M802b_CR01X	M811m_CR01X	M822m_CR01X
Diseño + 0.2b en X	M800b_CR02X	M801b_CR02X	M802b_CR02X	M811m_CR02X	M822m_CR02X
Diseño + 0.1a en Y	M800b_CR01Y	M801b_CR01Y	M802b_CR01Y	M811m_CR01Y	M822m_CR01Y
Diseño + 0.2a en Y	M800b_CR02Y	M801b_CR02Y	M802b_CR02Y	M811m_CR02Y	M822m_CR02Y

Para obtener las diferentes posiciones del CR que se indican en la columna 1 de la tabla 3.1 y tomando en cuenta que tenemos dos tipos de asimetría, se definieron los siguientes criterios (figs. 3.1 a 3.5):

a) Modelos simétricos y asimétricos en masas.

Para mover el CR en dirección del eje X (modelos CR01X y CR02X, CR<sub>2</sub> y CR<sub>3</sub> en figs. 3.1, 3.2 y 3.3), se incrementaron las resistencias a fuerza cortante en las columnas del eje 5 en cada uno de los entresijos.

Mientras que para una variación del CR en el eje Y (modelos CR01Y y CR02Y, CR<sub>4</sub> y CR<sub>5</sub> en figs. 3.1, 3.2 y 3.3), se incrementaron las resistencias de las columnas del eje A en cada uno de los entresijos.

b) Modelos asimétricos en rigideces (con uno y dos muros en cada dirección).

Para lograr la variación del CR en dirección del eje X (modelos CR01X y CR02X, CR<sub>2</sub> y CR<sub>3</sub> en figs. 3.4 y 3.5), se incrementaron las resistencias en los muros del eje 1 en cada uno de los ocho entresijos.

Mientras que en el eje Y (modelos CR01Y y CR02Y, CR<sub>4</sub> y CR<sub>5</sub> en figs. 3.4 y 3.5), se incrementaron las resistencias de los muros del eje A en cada uno de los entresijos.

Como se indica en la tabla 3.1, la notación CR01 y CR02 que aparece en los nombres de los modelos, corresponde a un movimiento del CR, respecto al diseño original, del 10 y 20% de la dimensión de la planta. Por ello, con el objeto de identificar a los 25 modelos, se presenta a continuación la descripción de dos notaciones de los nombres de los modelos empleados en la tabla 3.1:

- La notación M802b\_CR02Y indica que se trata del modelo con asimetría en masas ya que el CM se ubica a una distancia del 20% de la dimensión 'b' de la planta con respecto al centro geométrico y el centro de resistencia esta localizado a una distancia del 20% de la dimensión 'a' de planta en dirección del eje 'Y' medido también desde el centro geométrico.
- La notación M822m\_CR01X indica que se trata del modelo donde la asimetría en rigideces se logró mediante la colocación de dos muros y su centro de resistencia esta localizado a una distancia del 10% de la dimensión 'b' de planta en dirección del eje 'X' medido desde el centro geométrico.

Las coordenadas de las posiciones del CR de cada modelo estudiado se presentan en la tabla 3.4.

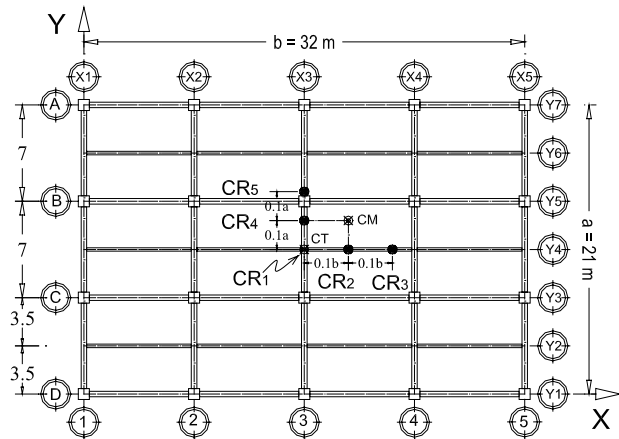


Figura 3.1 Planta de modelos "simétricos".

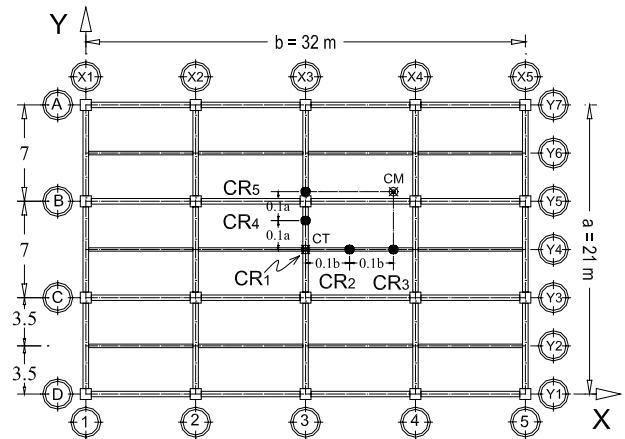


Figura 3.2 Planta de modelos excéntricos en masas, 0.1b.

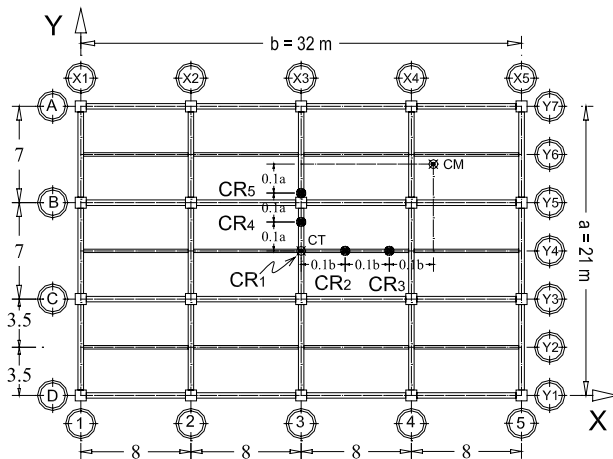


Figura 3.3 Planta de modelos excéntricos en masas, 0.2b.

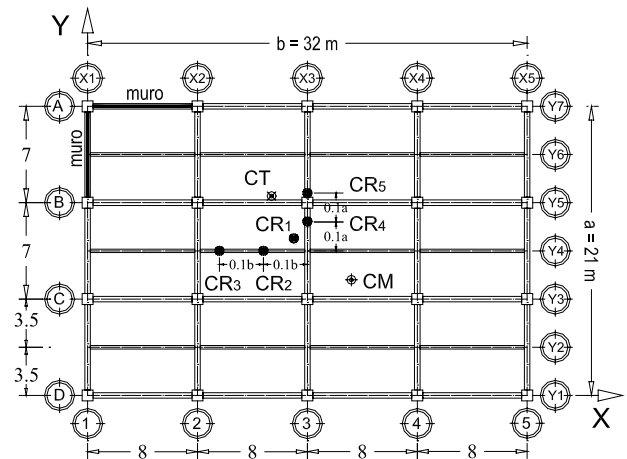


Figura 3.4 Planta de modelos excéntrico en rigideces, 1 muro en cada dirección.

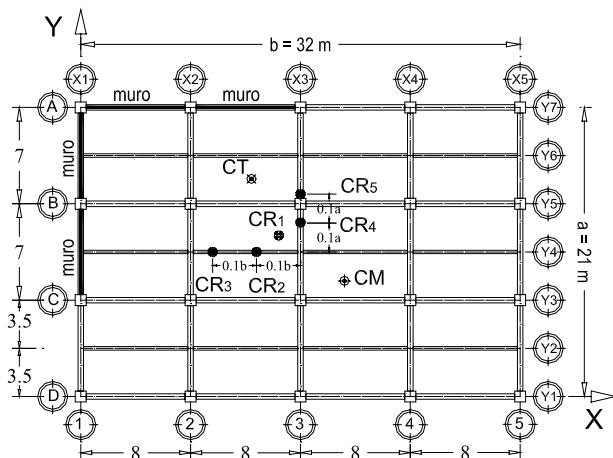


Figura 3.5 Planta de modelos excéntricos en rigideces, 2 muros en cada dirección.

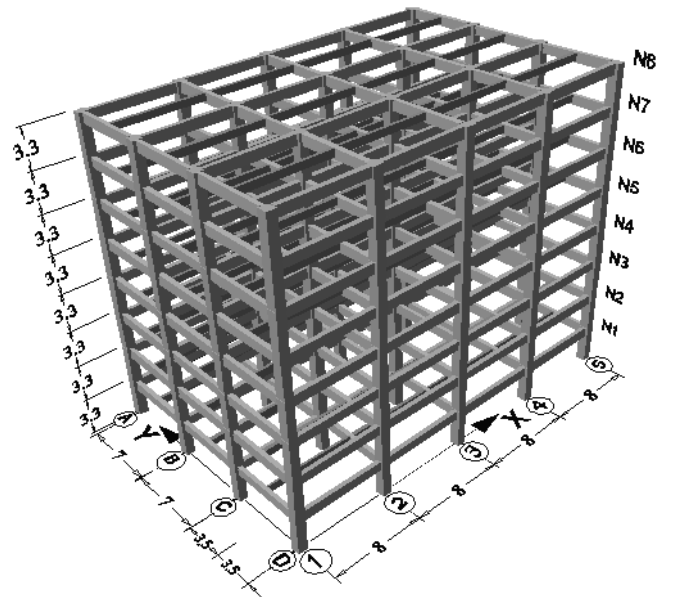


Figura 3.6 Vista del isométrico de los edificios estudiados.

En el anexo A2 se indican los armados de los elementos estructurales en los que se incrementó su resistencia fuerza cortante. Debido a que sólo se modificaron las resistencias a fuerza cortante y no las

rigideces de los elementos estructurales, en la tabla 3.2, se muestran los periodos de vibrar de los cinco grupos de modelos de edificios estudiados y sus respectivas relaciones de frecuencias desacopladas ( $\Omega$ ).

Tabla 3.2 Periodos y relaciones de frecuencias desacopladas (Ortega 2001)

Grupos de modelos	Periodo, T(s)					$\Omega = T_i / T_0$
	Modo					
	1	2	3	4	5	
Simétricos	1.0106 <sup>t</sup>	0.9304	0.7173 <sup>0</sup>	0.3183	0.2928	1.4160
Asimétricos en masas (0.1b)	1.2001 <sup>t</sup>	0.9304	0.6908 <sup>0</sup>	0.3784	0.2928	1.7372
Asimétricos en masas (0.2b)	1.4456 <sup>t</sup>	0.9277	0.6758 <sup>0</sup>	0.4564	0.2921	2.1391
Asim. en rigideces (1 muro)	1.0164 <sup>t</sup>	0.6692	0.3208	0.3098 <sup>0</sup>	0.1917	3.2803
Asim. en rigideces (2 muros)	1.0245 <sup>t</sup>	0.4688	0.3230	0.1929 <sup>0</sup>	0.1764	5.3105

### 3.1.1 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, localizados dentro de la zona del lago, por lo que según el RCDF-93 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 tiene cuatro crujías de 8 m en dirección “X” y tres crujías de 7.0 m en dirección “Y”, cuenta con trabes secundarias en el sentido longitudinal al centro de cada crujía de 7 m. La altura de entrepiso en todos los casos se tomó de 3.3 m. En las figs. 3.1, 3.2 y 3.3 se muestran las plantas tipo de los modelos simétricos y excéntricos en masas. Las figs. 3.4 y 3.5 muestran la planta tipo de los modelos excéntricos en rigideces con uno y dos muros respectivamente. La fig. 3.6 muestra una vista del isométrico de este grupo de modelos.

### 3.2 Criterios de análisis y diseño.

Dadas las características de estructuración de los modelos, se seleccionó un factor  $Q=4$ , sin embargo, en algunos casos donde los niveles de asimetría fueron importantes, se tuvieron reducciones en un 20% como lo establece el RCDF-93. Para fines de diseño de los edificios se consideraron valores nominales de las propiedades del concreto y del acero. Se utilizó concreto clase I con las siguientes características:  $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $E_c = 221359 \text{ Kg/cm}^2$  y P.V. =  $2400 \text{ Kg/m}^3$ . Para el acero se utilizó un  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$  y un  $E_s = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ .

En el anexo A2, se presentan en forma resumida las cargas vivas y muertas así como los pesos por nivel que se utilizaron en los análisis. Se presentan además las fuerzas sísmicas en los niveles de los edificios simétricos. Para los modelos asimétricos, las fuerzas sísmicas variaron ligeramente en función del peso y del nivel de asimetría cuando la excentricidad estructural  $e_s$  rebasó el valor de 0.1b. El diseño de muros, columnas, losas, trabes principales y secundarias se realizó de acuerdo con las NTC para diseño y construcción de estructuras de concreto, en su sección para marcos dúctiles. En el diseño final de los modelos se emplearon criterios ingenieriles relativos a la uniformidad 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 A2. Dado que este trabajo se basa en los diseños de los modelos de edificios del trabajo ya mencionado (Ortega, 2001), no se presenta mayor información y se remite al lector consultar este trabajo para cualquier aclaración sobre los criterios de análisis y diseño.

La tabla 3.3 muestra las dimensiones de los elementos estructurales de los modelos estudiados.

Tabla 3.3 Dimensiones de los elementos estructurales (Ortega, 2001).

Nivel	Columnas (cm)	Trabes principales (cm)	Trabes secundarias (cm)	Muros (cm)
1 al 8	80 X 80	80 X 40	60 X 25	16

Por ser de interés en este trabajo, en la tabla 3.4 se presentan las posiciones de los centros de masa (CM), los centros de resistencia (CR) y los centros de torsión (CT) para todos los modelos en el entrepiso basal. 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. Esta tabla muestra la variación de la posición del CR en cada modelo, dejando constantes las posiciones del CT y CM en toda la altura de los edificios. No hay que olvidar que en los modelos con asimetría en masas, el CT permaneció constante; mientras que en los modelos excéntricos en rigideces, el CM permaneció constante.

Tabla 3.4 Coordenadas de puntos estáticos en los modelos en estudio, en el entrepiso basal (unidades en metros).

Modelo	X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	X <sub>CT</sub>	Y <sub>CT</sub>
M800b_Original	19.2	12.6	16.0000	10.5000	16	10.5
M800b_CR01bX	19.2	12.6	19.2432	10.5000	16	10.5
M800b_CR02bX	19.2	12.6	22.4063	10.5000	16	10.5
M800b_CR01aY	19.2	12.6	16.0000	12.6512	16	10.5
M800b_CR02aY	19.2	12.6	16.0000	14.7824	16	10.5
M801b_Original	22.4	14.7	16.0100	10.5100	16	10.5
M801b_CR01bX	22.4	14.7	19.2041	10.5000	16	10.5
M801b_CR02bX	22.4	14.7	22.4055	10.5000	16	10.5
M801b_CR01aY	22.4	14.7	16.0000	12.6445	16	10.5
M801b_CR02aY	22.4	14.7	16.0000	14.7391	16	10.5
M802b_Original	25.6	16.8	16.0500	10.5000	16	10.5
M802b_CR01bX	25.6	16.8	19.2036	10.5000	16	10.5
M802b_CR02bX	25.6	16.8	22.3992	10.5000	16	10.5
M802b_CR01aY	25.6	16.8	16.0280	12.6079	16	10.5
M802b_CR02aY	25.6	16.8	16.0207	14.7018	16	10.5
M811m_Original	19.2	8.4	15.0100	11.4100	13.39	14.48
M811m_CR01bX	19.2	8.4	12.8784	11.1420	13.39	14.48
M811m_CR02bX	19.2	8.4	9.6296	11.1420	13.39	14.48
M811m_CR01aY	19.2	8.4	15.1030	12.6410	13.39	14.48
M811m_CR02aY	19.2	8.4	15.1510	14.6770	13.39	14.48
M822m_Original	19.2	8.4	14.4200	11.7000	12.43	15.81
M822m_CR01bX	19.2	8.4	12.7812	11.7091	12.43	15.81
M822m_CR02bX	19.2	8.4	9.6724	11.7091	12.43	15.81
M822m_CR01aY	19.2	8.4	14.3876	12.5878	12.43	15.81
M822m_CR02aY	19.2	8.4	14.3876	14.6798	12.43	15.81

## CAPÍTULO 4

### ANÁLISIS NO LINEAL DE LOS DE LOS MODELOS

En las tres últimas décadas se han desarrollado herramientas de cómputo para el análisis dinámico no lineal de estructuras que reproducen de manera aproximada su comportamiento ante sismos intensos. Al respecto, Xianguo(1996), realizó una calibración entre los programas de análisis no lineal IDARC y CANNY. Para ello realizó simulaciones numéricas de la respuesta sísmica en una columna de concreto reforzado con el objeto de comprobar los resultados de la calibración con los registrados de una prueba de laboratorio. Encontró que los resultados son comparables<sup>1</sup> y que las diferencias las atribuye a la modelación estructural y a los modelos de comportamiento histerético que maneja cada uno de ellos, en consecuencia, concluyó que ambos programas son capaces de representar aproximadamente bien la respuesta sísmica de estructuras de concreto reforzado.

#### 4.1 Herramienta de análisis seleccionada.

Con base en lo anterior, 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<sup>2</sup>. Además ofrece una amplia variedad de modelos de comportamiento histerético que permiten representar el comportamiento no-lineal de varios materiales bajo acciones diversas. A continuación se hace una breve descripción de las características de este programa.

##### 4.1.1 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. Los modelos de elementos incluidos en el programa permiten considerar tensión y compresión uniaxial, flexión uniaxial y biaxial, deformación por cortante, interacción entre flexión biaxial y carga axial, interacción de cortante biaxial y torsión. Además, es aplicable a estructuras cuyos elementos viga-columna están rígidamente conectados y pueden ser modelados mediante elementos lineales y/o elementos multi-resortes (*MS*). Permite analizar estructuras de configuración y forma geométrica irregular, por lo que los elementos estructurales pueden estar orientados arbitrariamente. Este programa 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.

#### 4.2 Consideraciones para la modelación estructural

Para evaluar la respuesta de los modelos estructurales se realizaron varios análisis dinámicos no lineales con ayuda del programa *CANNY-E*. Para resolver la ecuación de equilibrio dinámico se

---

<sup>1</sup> Parte de las conclusiones del trabajo de Xianguo (1996) se basan en la interpretación cualitativa de las gráficas de la respuesta del ensaye de una columna de concreto reforzado.

<sup>2</sup> En la tabla 4.1 se presenta la información más relevante sobre el modelado matemático e histerético de este elemento.

empleo como procedimiento de integración numérica paso a paso el método  $\beta$  de Newmark, con un coeficiente de integración  $\beta = 0.25$ , que permite al método ser incondicionalmente estable. Como excitación sísmica se utilizaron las componentes horizontales del sismo registrado en la estación de la SCT el 19 de septiembre de 1985. Para fines prácticos de este trabajo, fue necesario hacer algunas consideraciones y suposiciones en los modelos analíticos de los análisis dinámicos no lineales de los modelos de edificios seleccionados. Estas consideraciones fueron las siguientes:

- Los modelos de edificios fueron idealizados como un conjunto de elementos discretos conectados a nudos rígidos, estos elementos son vigas, columnas y muros en los que se tomó 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 simplificar el análisis dinámico no lineal y la evaluación del comportamiento sísmico torsional de los modelos estudiados, se consideraron además las siguientes hipótesis básicas (Ortega, 2001):

- Se supone que los modelos poseen base rígida (empotramiento perfecto).
- Se desprecia la interacción suelo-estructura.
- Se desprecian los efectos P-Delta.
- 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 (dos traslaciones ortogonales y una rotación alrededor del eje perpendicular al plano del piso).
- Las uniones viga-columna se suponen rígidas.
- La masa del nivel se supone concentrada en un punto (centro de masas).
- La estructura no pierde su geometría inicial durante el análisis y hasta antes del colapso.

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

Un aspecto importante dentro del 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. Estas propiedades fueron calculadas con el programa *MC*, el cual es una herramienta auxiliar de *CANNY-E*, para analizar diversas secciones transversales de concreto reforzado. Para determinar la curva momento-rotación (fig. 4.1) el programa *MC* realiza un proceso iterativo para definir la posición del eje neutro a partir de las condiciones de compatibilidad de deformaciones y de equilibrio, con base en las relaciones esfuerzo vs deformación del acero y del concreto. Para determinar la curva esfuerzo-deformación del concreto se adoptó el modelo de Kent-Park modificado (Park y Paulay, 1997), fig 4.2a, y para el caso del acero se consideró el modelo de Rodríguez y Botero (1994), fig 4.2b.

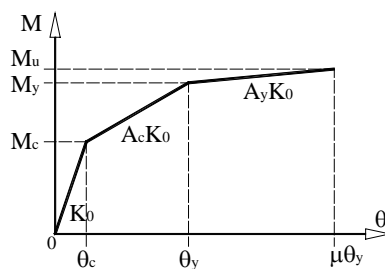


Figura 4.1 Curva de la relación momento-rotación.

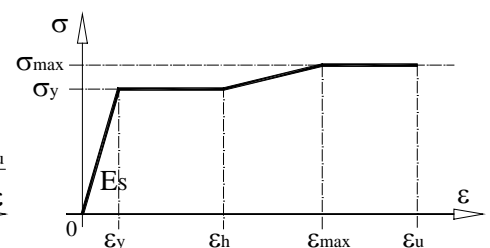
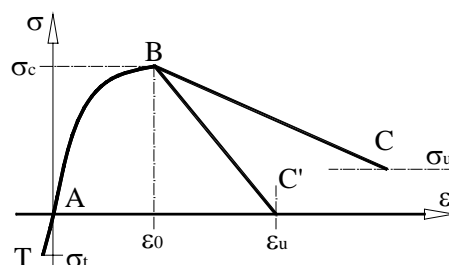


Figura 4.2 Curva de esfuerzo vs deformación para el Concreto y Acero.

#### 4.4 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 los diversos niveles y tipos de asimetría ya comentados. 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*. Cabe mencionar que el haber empleado los modelos de histéresis en el modelado de elementos estructurales radica en tratar de representar con más realidad el comportamiento de los elementos resistentes, ya que considerar un modelo elastoplástico perfecto no es una medida muy satisfactoria del daño, porque ignora la degradación de resistencia y rigidez, el estrechamiento de los lazos histeréticos debido al agrietamiento y la secuencia natural de la formación de las articulaciones plásticas. En la tabla 4.1 se muestra la información más importante relacionada con los modelos matemáticos empleados para considerar el comportamiento estructural y los modelos de comportamiento histerético de los tres elementos resistentes considerados en los modelos estudiados: viga, columna y muro.

#### 4.5 Parámetros que afectan el comportamiento no lineal 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 no sólo depende de parámetros elásticos sino también de inelásticos. Entre este tipo de parámetros que han sido identificados en estudios anteriores y que gobiernan el comportamiento sísmico torsional de modelos de edificios simplificados se encuentran: 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, los criterios de diseño establecidos en los códigos y la distribución de resistencias en planta entre otros. La forma en que intervienen en la respuesta, el grado en que lo hacen y la relación entre ellos es aún difícil de entender.

Como se ha comentado, los resultados obtenidos con modelos simplificados han proporcionado información valiosa; sin embargo, tienen ciertas limitantes relacionadas con la simpleza de sus hipótesis, los parámetros utilizados y las condiciones de sismicidad de una región particular, lo cual los ha hecho difíciles de extrapolar a estructuras de varios niveles. Con base en lo anterior, ha sido necesario identificar parámetros adicionales que permitan reproducir el comportamiento de estructuras o modelos complejos.

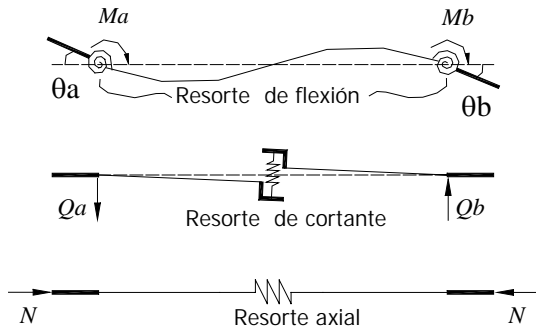
El análisis elástico de edificios asimétricos de varios niveles, muestra que es difícil caracterizar el nivel de asimetría cuando éste se origina por distribuciones irregulares de rigideces, ya que el CT no mantiene una misma ubicación en planta para todos los entresijos. Bajo condiciones de análisis estático, éste punto es de vital importancia ya que permite determinar el momento torsionante que se produce por la acción de la fuerza cortante sísmica en un entresijo cualquiera; sin embargo, en el análisis dinámico y especialmente, cuando es inelástico, éste punto resulta altamente complejo de obtener. Al respecto, en este artículo se emplea el denominado Centro Instantáneo de Rigidez (CIR), empleado por Chípol (2001) que representa la evolución en el tiempo del CT durante un análisis dinámico, lo cual permitió llevar a cabo una mejor interpretación de los efectos de torsión experimentados por los modelos estudiados.

Un parámetro adicional de comportamiento que se ha manejado en el estudio de modelos complejos es la variación del Centro Instantáneo de Cortante Sísmico, CICS, (Ortega, 2001), el cual nos indica la ubicación en planta de la fuerza cortante sísmica durante un análisis dinámico y se puede decir que es



VIGA

- \* Flexión uniaxial (una componente).
- \* Deformación inelástica por flexión concentrada en los extremos.
- \* Deformaciones axiales despreciables por considerar diafragma rígido.
- \* Se supuso que la deformación por cortante es elástica.

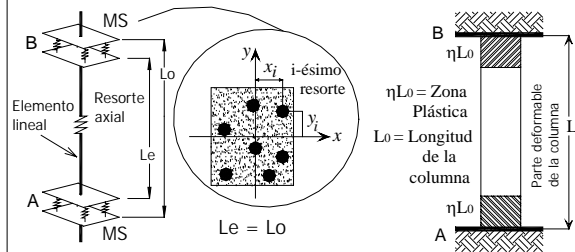


- \* Se empleó el modelo #14 CANNY: Simple Model.
- \* Con una relación trilineal fuerza - desplazamiento.
- \* El cual considera degradación de rigidez y resistencia.
- \* Se supuso lineal el comportamiento a cortante.
- \* No considera desplazamiento de las barras de refuerzo dentro del concreto.

Filosofía de diseño: Columna fuerte - viga débil.

COLUMNA

- \* Considera la interacción entre carga axial variable y momentos flexionates bidireccionales.
- \* Modelo de Multi-Resortes (MS), Lai, et al (1988).
- \* MS: conjunto de resortes uniaxiales de concreto y acero, de longitud nula para considerar las relaciones fuerza - desplazamiento.
- \* MS considera la hipótesis de secciones planas para deformación por flexión.
- \* Se consideraron 16 resortes para el concreto.
- \* Para el acero se tomó un resorte por cada barra de refuerzo.

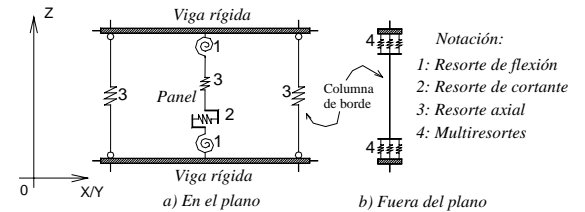


- \* Los MS son tratados como zonas plásticas - rígidas.
- \* La rigidez inicial del i-esimo resorte:  $K_{50}^i = \frac{E_i A_i}{\eta L_0}$  donde:  $E_i$  = módulo de Young del material.  $A_i$  = área del resorte.  $\eta L_0$  = longitud de la zona plástica.  $\eta L_0 = D/2$ ,  $\eta L_0 \leq 0.2 L_0$  (Li, 1996)

- \* Modelo a cortante biaxial para columnas sometidas a fuerzas laterales bidireccionales, con 8 resortes radiales sujetos a fuerza y desplazamiento laterales uniaxiales.
- \* Deformación por Cortante: modelo #15 Sofisticado de CANNY con una relación trilineal de fuerza - desplazamiento, considera degradación de rigidez y resistencia, adelgazamiento de lazos de histéresis (pérdida de adherencia entre acero y concreto).
- \* Deformación axial: Un resorte uniaxial con el modelo #18 de Rigidez Axial, considera degradación de rigidez.

MURO o PANEL DE CORTANTE

- \* Considera deformaciones por flexión, cortante y carga axial en su plano, sin efectos fuera de él.
- \* Localizado en la parte central del ancho del muro, paralelo al eje Z global.
- \* Su empleo es ideal cuando se consideran dos pisos consecutivos con diafragma rígido (fuerza cortante).
- \* Los resortes de flexión, cortante y axial son resortes simples, uniaxiales, con interacción entre ellos.
- \* Supone secciones planas en: el extremo inferior, para determinar la rotación de del muro; el extremo superior, para conocer la traslación vertical de los nudos del muro de 4 esquinas.
- \* Las dos suposiciones anteriores se reflejan por medio de vigas rígidas.
- \* En este elemento, las columnas de los extremos son tratadas como elementos a tensión y compresión en el plano del muro.
- \* Fuera del plano del muro, las columna de borde pueden modelarse con el MS.



- \* Deformación por flexión: modelo #15 Sofisticado de CANNY.
- \* Deformación por cortante: modelo #8 Origin - Oriented Model (Li, 1996), curva esfuerzo - deformación trilineal; el proceso de carga y descarga pasa por el origen, lo que causa una escasa disipación de energía.
- \* Deformación axial: se consideró elástica lineal.

Tabla 4.1 Consideraciones e hipótesis para el modelado de elementos estructurales.

análogo al Centroides de las Resistencias (CR) de los elementos estructurales (proporcionadas por el diseño). Otro de los parámetros propuestos para evaluar el comportamiento inelástico de los modelos estructurales, es la superposición de las respuestas sísmicas obtenidas en función del cortante y momento torsionante de entrepiso con una superficie o envolvente que representa la capacidad de dicho entrepiso ante tales efectos, denominada Superficie Última de Cortante y Torsión, SUCT (De la Llera, 1998).

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

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 (1998). Adicionalmente se evaluó la variación en el tiempo del CIR y del CICS, estudiados por Chípol (2001) que permitieron hacer una mejor interpretación de los resultados.

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

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 en cada paso de análisis.

El cálculo de la posición del CIR se llevó a cabo mediante dos análisis dinámicos no lineales independientes, cada uno en una dirección principal y considerando solo un grado de libertad por nivel (traslación), es decir, un análisis de traslación en la dirección X y otro más en la dirección Y. 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. 4.1, análoga a la matriz de rigidez de edificios expuesta en el capítulo 2.

$$\begin{bmatrix} [K_{XX}] & [K_{XY}] & [K_{X\theta}] \\ [K_{YX}] & [K_{YY}] & [K_{Y\theta}] \\ [K_{\theta X}] & [K_{\theta Y}] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

Se puede demostrar que si los marcos son ortogonales las rigideces  $K_{XY}$  y  $K_{YX}$  son nulas. 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  $K_{\theta X} = K_{\theta Y} = 0$ . 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 y orientaciones en planta de los marcos y las rigideces antes mencionadas.

Con base en lo anterior, el objetivo es conocer las coordenadas de un punto, en un paso de análisis determinado, análogo al CT estático, es decir, que no exista rotación, por ello la expresión que define a la rigidez  $K_{\theta\theta}$  se iguala a cero y entonces se calculan las coordenadas “X” y “Y” del CIR.

$$\begin{bmatrix} [K_{xx}] & [0] & [0] \\ [0] & [K_{yy}] & [0] \\ [0] & [0] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

$$[K_{\theta\theta}] = \Sigma[KD]_j \cdot r_j^2 ; \quad \Sigma[KD] \cdot r_j^2 = 0 \quad \Rightarrow (X_{CIR}, Y_{CIR}) \quad (4.3)$$

#### 4.6.2 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. Al respecto, Chípol (2001) estudió la posición, en la variación en el tiempo, de la resultante 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.

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

Para los fines de este trabajo y con la finalidad de evaluar la capacidad a cortante y torsión en los entrepisos de los modelos estructurales estudiados, se empleó una envolvente de resistencias de entrepiso llamada Superficie Última de Corte y Torque (SUCT), análoga a la propuesta por De la Llera (1998), la cual define todas las combinaciones de cortante y momento torsionante por piso que aplicadas estáticamente sobre la estructura producen su colapso.

Para el cálculo de las resistencias de los elementos de entrepiso, requeridas para la construcción de la SUCT, 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.

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, el hecho de alcanzar o rebasar 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).

#### 4.7 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.

### 4.7.1 Intensidad de Arias.

Con el objeto de observar la evolución del comportamiento torsional de los modelos durante la excitación sísmica aplicada, se decidió delimitar la duración del movimiento intenso del terreno ( $T_d$ ) de las correspondientes a las etapas inicial y final del sismo. Para ello se calculó la intensidad de Arias ( $I_a$ ) y se seleccionó como duración de la fase intensa, el intervalo de tiempo correspondiente al 5% y 95% del área bajo la curva definida en la ec. 4.4 (Xianguo, 1996). En las figuras 4.3 y 4.4 se presentan las gráficas de los registros sísmicos antes mencionados y sus fases intensas.

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_d} \dot{V}_g^2(t) dt \tag{4.4}$$

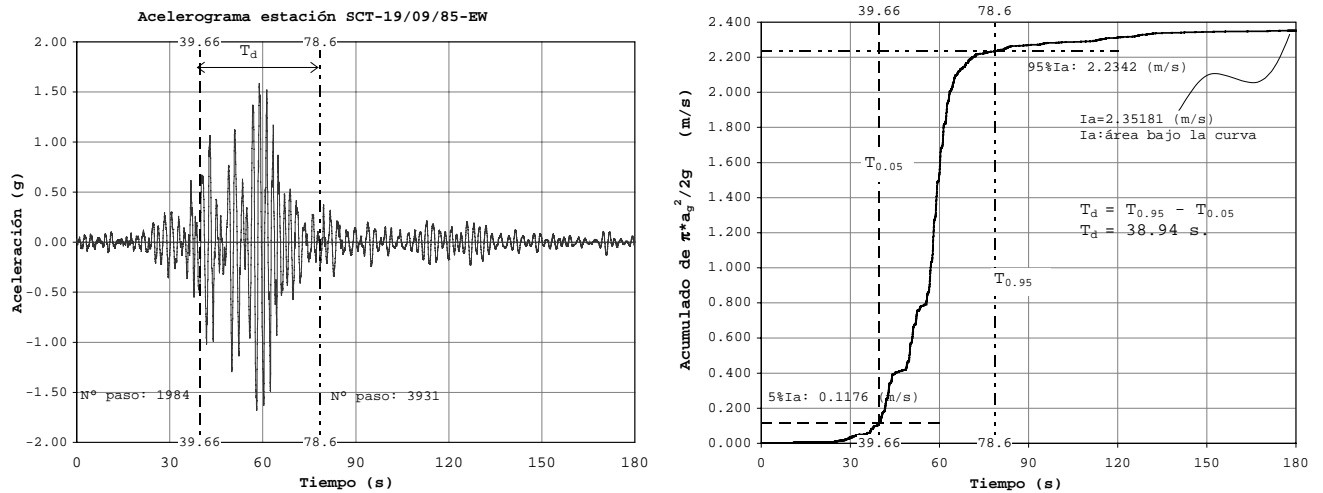


Figura 4.3. Gráfica del registro sísmico SCT-EW y definición de su fase intensa mediante las intensidades de Arias

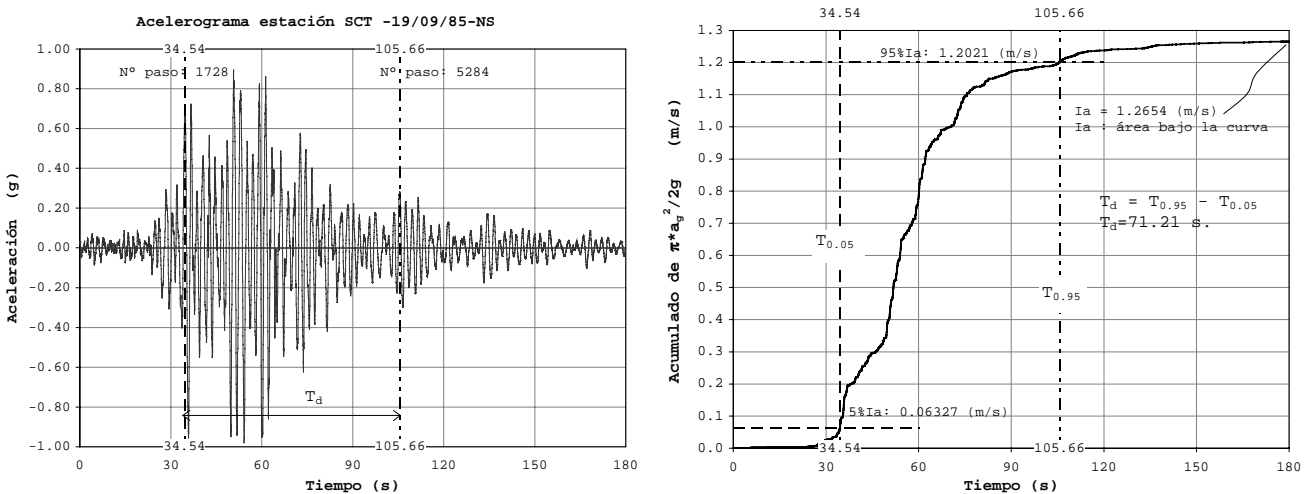


Figura 4.4. Gráfica del registro sísmico SCT-NS y definición de su fase intensa mediante las intensidades de Arias

## CAPÍTULO 5

### 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 edificios estudiados. Por ello las siguientes figuras muestran exclusivamente la respuesta de todos los modelos en el entrepiso basal. Para todos los modelos estudiados, se obtuvieron demandas de entrepiso en función de la fuerza cortante y momento torsionante derivados del análisis inelástico en la dirección principal del sismo considerado (dirección Y). Estas demandas se superpusieron a la envolvente de capacidad de entrepiso correspondiente. Asimismo, se presenta la variación de la posición del CIR y del CICS que, como se mencionó anteriormente, permitieron contar con elementos adicionales en la interpretación de la respuesta sísmica experimentada por los grupos de edificios estudiados. Para entender la variación de estos parámetros fue necesario estudiar su evolución antes, durante y después de la fase intensa del sismo, la cual se identifica con diferentes colores.

Cabe mencionar que para todos los modelos, incluyendo el caso simétrico, en el análisis inelástico, se consideró la incertidumbre en la ubicación del CM. Adicionalmente, se presentan esquematizadas las demandas de ductilidad y la distribución de articulaciones plásticas en planos resistentes de todos los modelos.

A continuación se describe el comportamiento experimentado por los grupos de edificios estudiados mediante la agrupación de los modelos según el nivel de asimetría, por ello, para identificar a los 25 modelos estudiados, se presenta la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Nomenclatura empleada para identificar los resultados de los grupos de modelos estudiados en este trabajo

1.- Grupo de modelos simétricos.	2.- Primer Grupo de modelos asimétricos en masas (0.1b).	3.- Segundo Grupo de modelos asimétricos en masas (0.2b).	4.- Primer Grupo de modelos asimétricos en rigideces (1 muro en cada dirección).	5.- Segundo Grupo de modelos asimétricos en rigideces (2 muros en cada dirección).
M800b_original (Figs. 5.1.1)	M801b_original (Figs. 5.2.1)	M802b_original (Figs. 5.3.1)	M811m_original (Figs. 5.4.1)	M822m_original (Figs. 5.5.1)
M800b_CR01X (Figs. 5.1.2)	M801b_CR01X (Figs. 5.2.2)	M802b_CR01X (Figs. 5.3.2)	M811m_CR01X (Figs. 5.4.2)	M822m_CR01X (Figs. 5.5.2)
M800b_CR02X (Figs. 5.1.3)	M801b_CR02X (Figs. 5.2.3)	M802b_CR02X (Figs. 5.3.3)	M811m_CR02X (Figs. 5.4.3)	M822m_CR02X (Figs. 5.5.3)
M800b_CR01Y (Figs. 5.1.4)	M801b_CR01Y (Figs. 5.2.4)	M802b_CR01Y (Figs. 5.3.4)	M811m_CR01Y (Figs. 5.4.4)	M822m_CR01Y (Figs. 5.5.4)
M800b_CR02Y (Figs. 5.1.5)	M801b_CR02Y (Figs. 5.2.5)	M802b_CR02Y (Figs. 5.3.5)	M811m_CR02Y (Figs. 5.4.5)	M822m_CR02Y (Figs. 5.5.5)

La explicación de la nomenclatura empleada puede consultarse en el capítulo 3.

## 5.1 Modelos simétricos.

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

En las figuras 5.1.1a, 5.1.2a, 5.1.3a, 5.1.4a y 5.1.5a se presentan las variaciones del CICS para los modelos M800b\_Original, M800b\_CR01bX, M800b\_CR02bX, M800b\_CR01aY, M800b\_CR02aY respectivamente. En estas figuras se observa que todas las variaciones son muy similares y que se encuentran concentradas entre la zona definida por el centro de torsión estático, el centro de resistencias de diseño y el centro de cortante. Se aprecia una ligera disminución en la dispersión de la respuesta de este parámetro conforme se incrementa la distancia entre el centro de cortante (CC) y el centro de resistencias (CR).

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

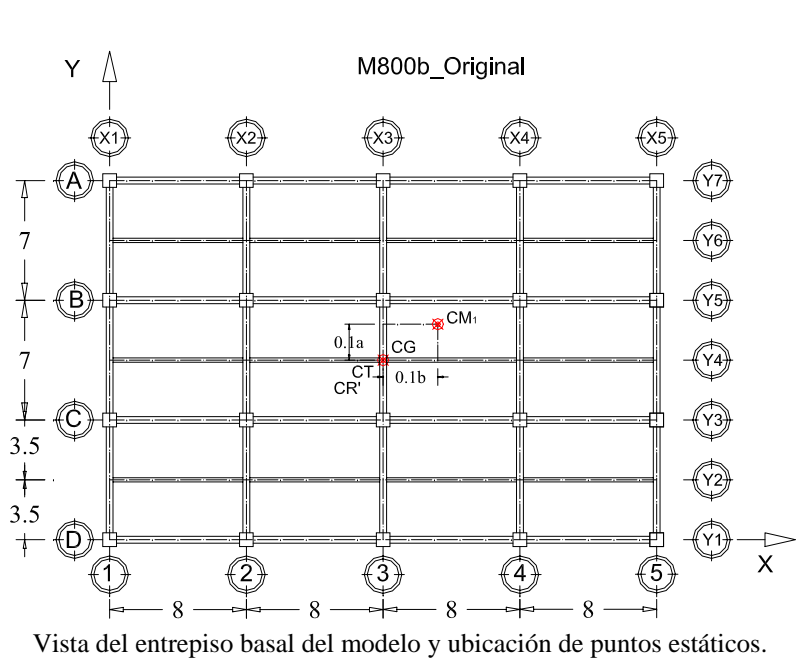
En las figuras 5.1.1b, 5.1.2b, 5.1.3b, 5.1.4b y 5.1.5b se presentan la variación en el tiempo del CIR para los modelos M800b\_Original, M800b\_CR01bX, M800b\_CR02bX, M800b\_CR01aY, M800b\_CR02aY respectivamente. En estas figuras se observa que todas las variaciones son muy similares, con poca dispersión y se encuentran concentradas alrededor de un ‘eje vertical’ o una zona en dirección transversal de la planta definida por el centro de torsión estático y el centro de cortante.

### *Respuesta Fuerza Cortante vs Momento Torsionante.*

En las figuras 5.1.1c, 5.1.2c, 5.1.3c, 5.1.4c y 5.1.5c se presentan las demandas de fuerza cortante vs momento torsionante para los modelos M800b\_Original, M800b\_CR01bX, M800b\_CR02bX, M800b\_CR01aY, M800b\_CR02aY respectivamente. La aparición de efectos torsionantes se debe principalmente al hecho de que en estos modelos se consideró la incertidumbre en la ubicación del centro de masas. En estas figuras se observa que todas las respuestas son muy similares entre sí, que la demanda rebasó la superficie de capacidad del entrepiso y que experimentaron efectos torsionantes. Además se aprecia que el comportamiento no lineal tiende a localizarse hacia ramas paralelas de la superficie de capacidad que poseen pendiente negativa, las cuales corresponden a los elementos ubicados a la izquierda del centro geométrico de la planta (CG), es decir, los más alejados del centro de cortante (eje estructural #1). Con base en las características de la construcción de la SUCT, se tiene que el eje 1 se mantuvo elástico mientras que los demás planos experimentaron desplazamientos inelásticos por la rotación de los niveles. En consecuencia, se esperaría que el eje 5, que está más alejado del plano elástico, experimente las mayores demandas de ductilidad.

### *Demandas de ductilidades locales en planos resistentes.*

En las figuras 5.1.1d, 5.1.2d, 5.1.3d, 5.1.4d y 5.1.5d se presentan de manera esquemática los valores de las demandas locales de ductilidad para los modelos M800b\_Original, M800b\_CR01bX, M800b\_CR02bX, M800b\_CR01aY, M800b\_CR02aY respectivamente respecto a sus planos resistentes. Con base en los comentarios anteriores, se corrobora que el eje 5 es el que presenta los mayores valores de ductilidad alcanzando valores de hasta 5 en vigas. A pesar de haber realizado incrementos de resistencia fuerza cortante, en este eje estructural y en el eje A, no necesariamente se obtuvo el mejor comportamiento de estos modelos estudiados.

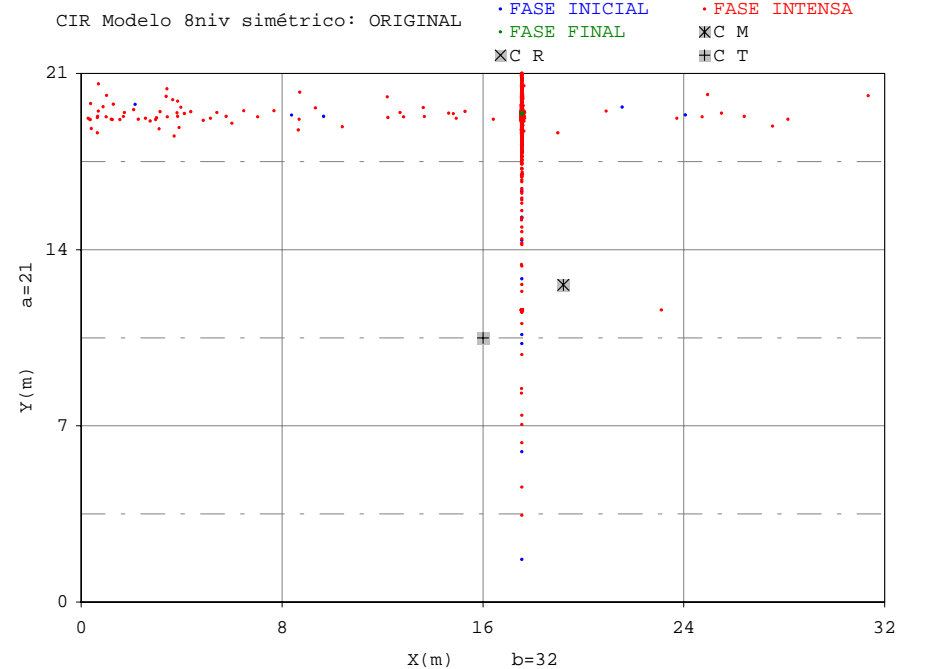
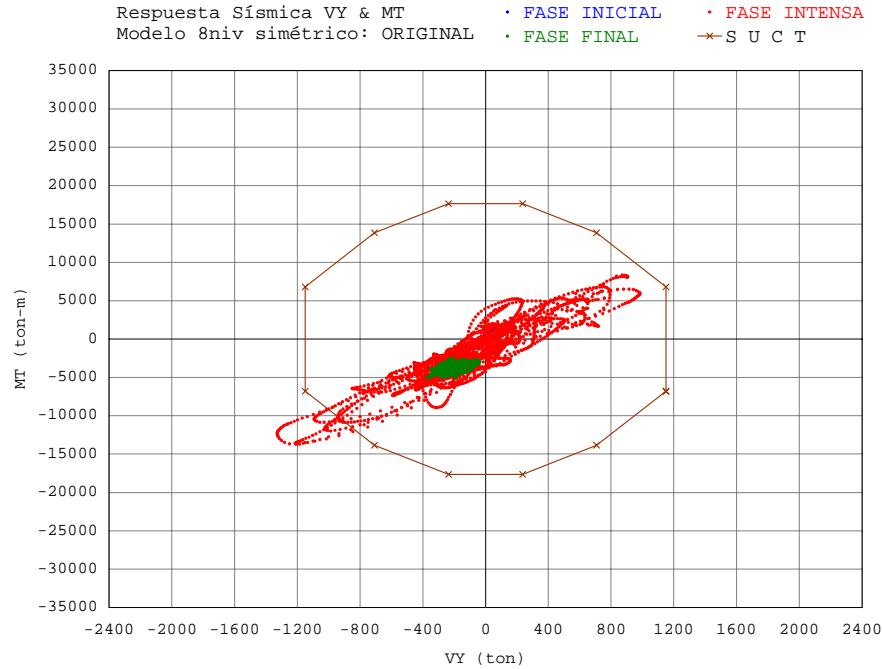
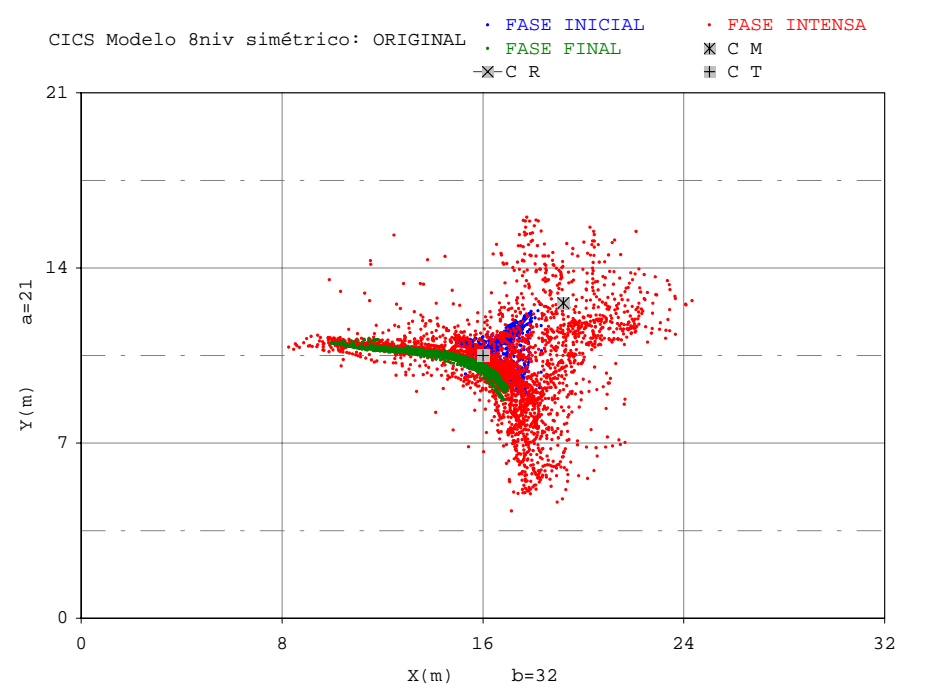


	5.1.1a
5.1.1c	5.1.1b

Figura 5.1.1a CICS para el modelo M800b\_Original.

Figura 5.1.1b CIR para el modelo M800b\_Original.

Figura 5.1.1c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M800b\_Original.



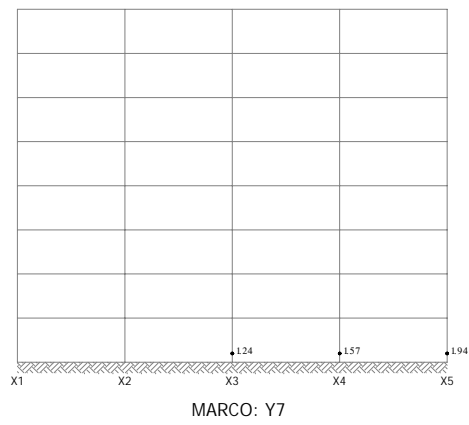
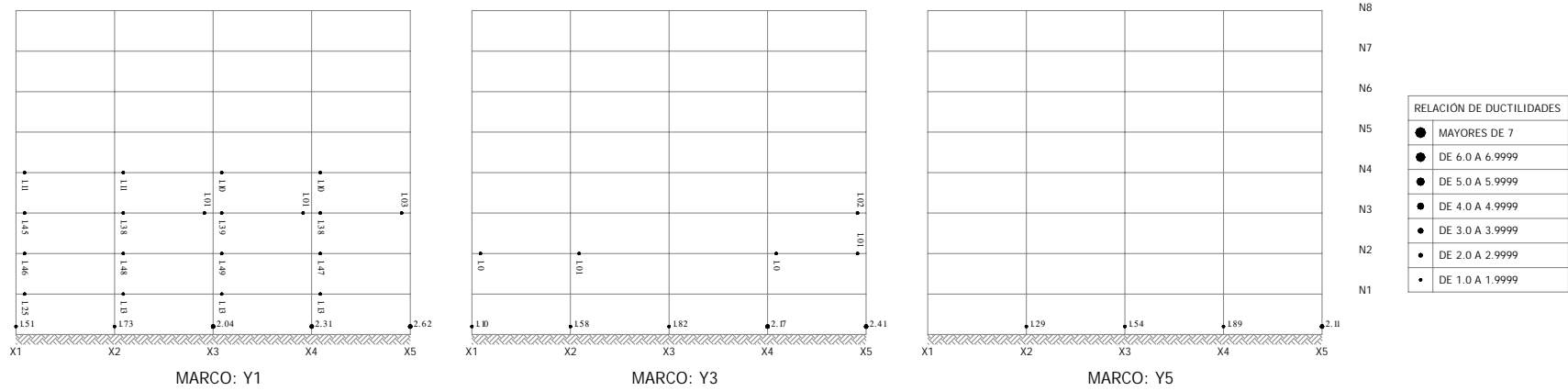
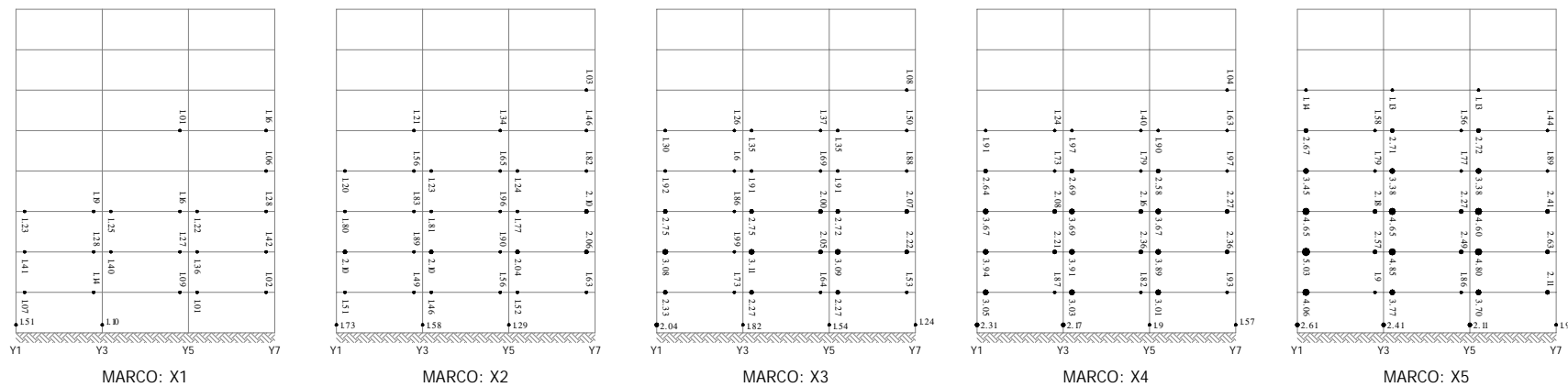
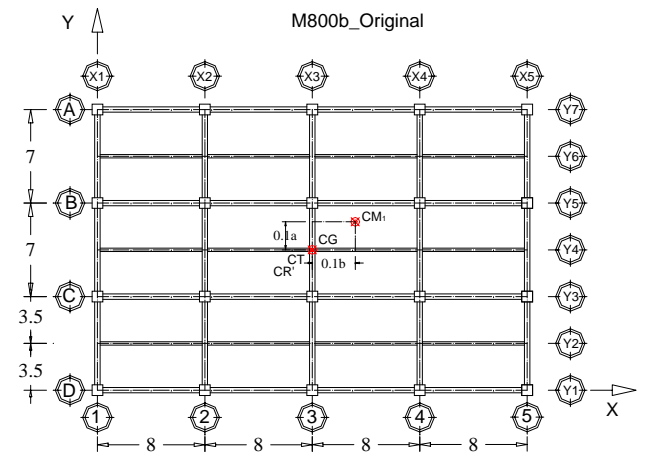
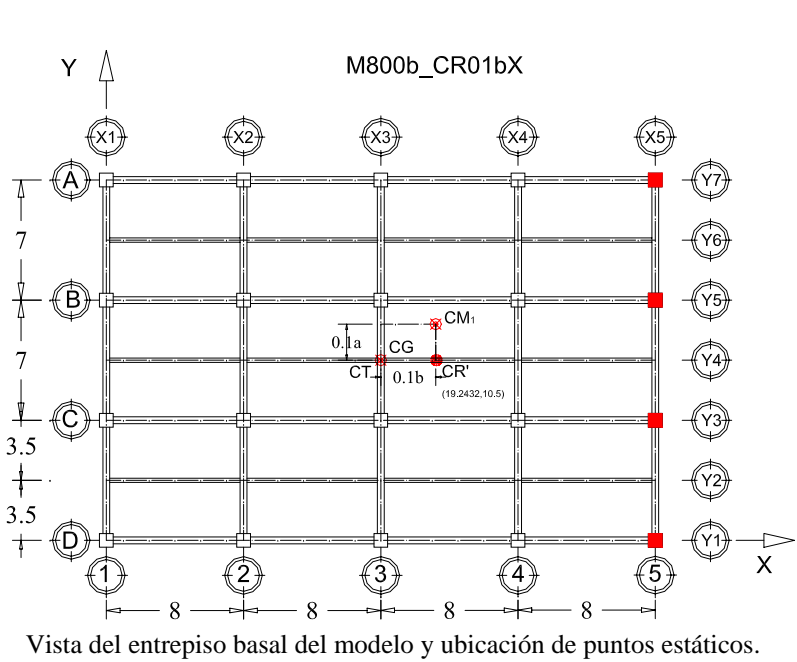


Figura 5.1.1d  
Valores de demandas  
locales de ductilidad  
para el modelo M800b\_ORIGINAL

DEPFI UNAM  
ING. ALFONSO ISLAS HERNÁNDEZ.





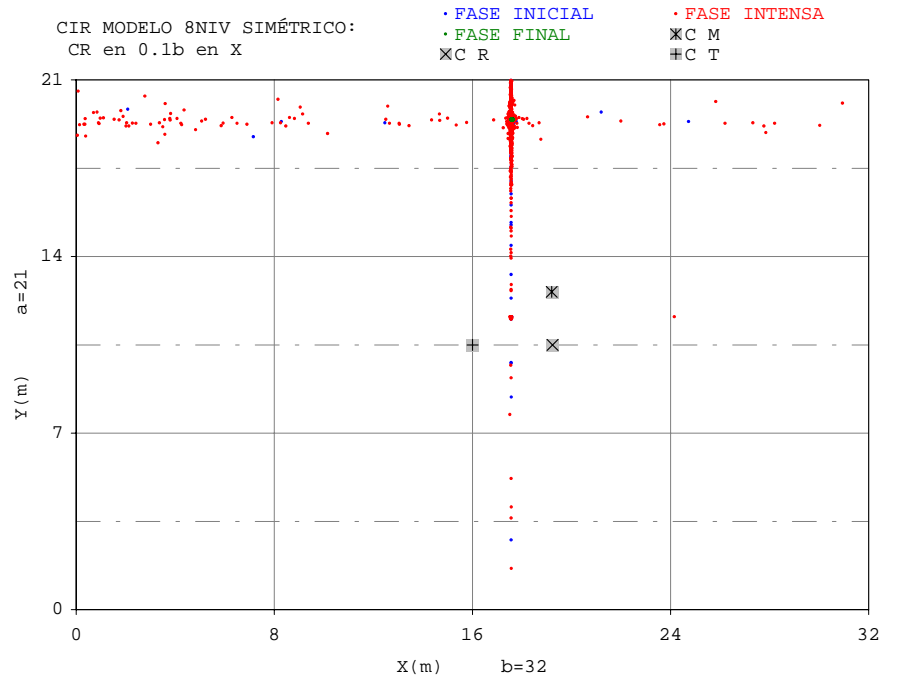
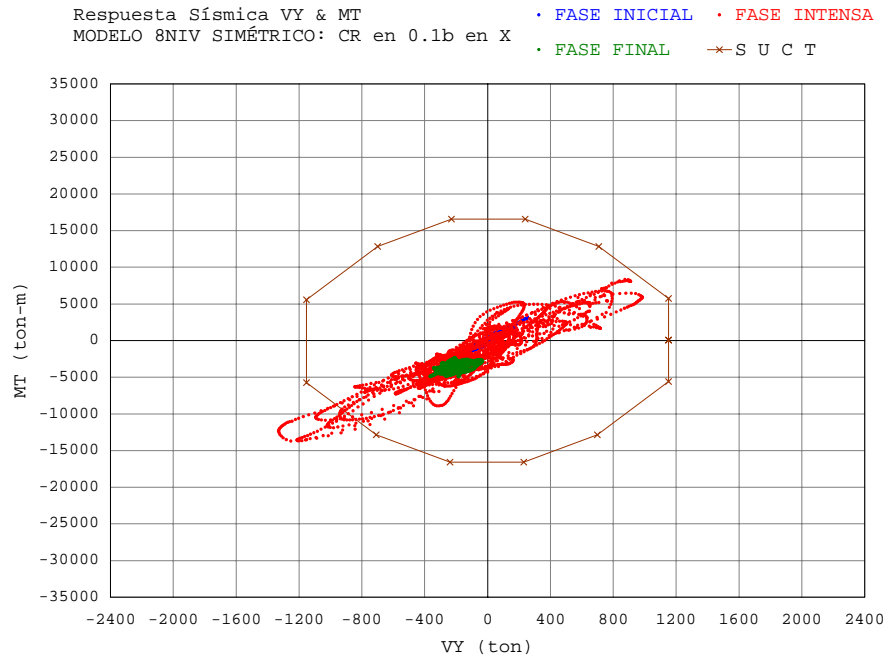
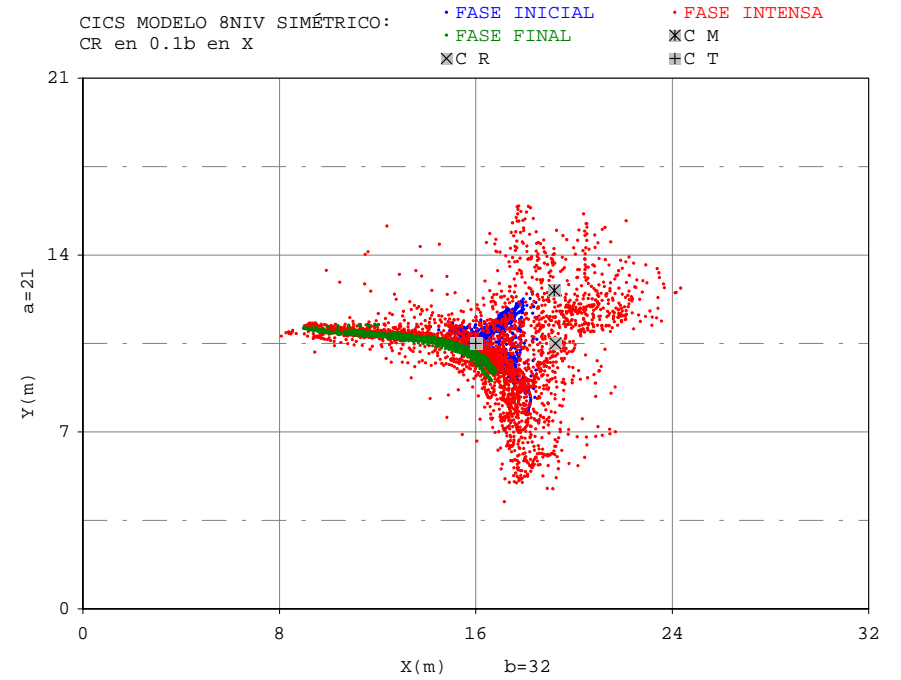


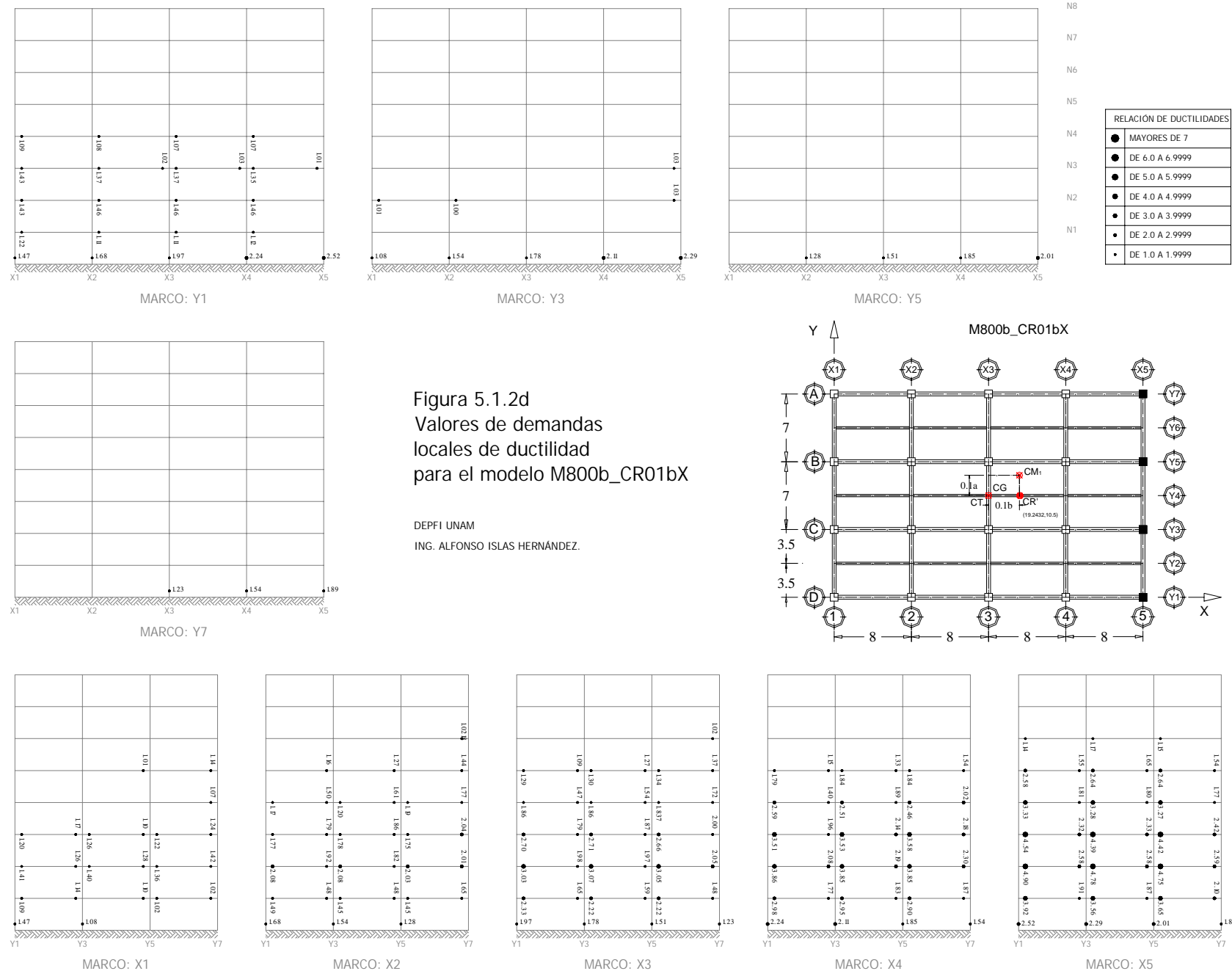
	5.1.2a
5.1.2c	5.1.2b

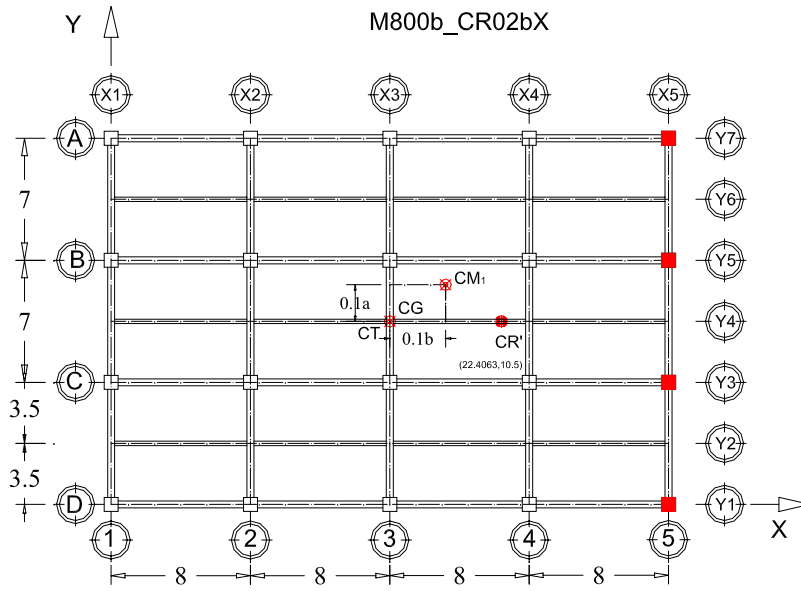
Figura 5.1.2a CICS para el modelo M800b\_CR01bX.

Figura 5.1.2b CIR para el modelo M800b\_CR01bX.

Figura 5.1.2c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M800b\_CR01bX.







	5.1.3a
5.1.3c	5.1.3b

Figura 5.1.3a CICS para el modelo M800b\_CR02bX.

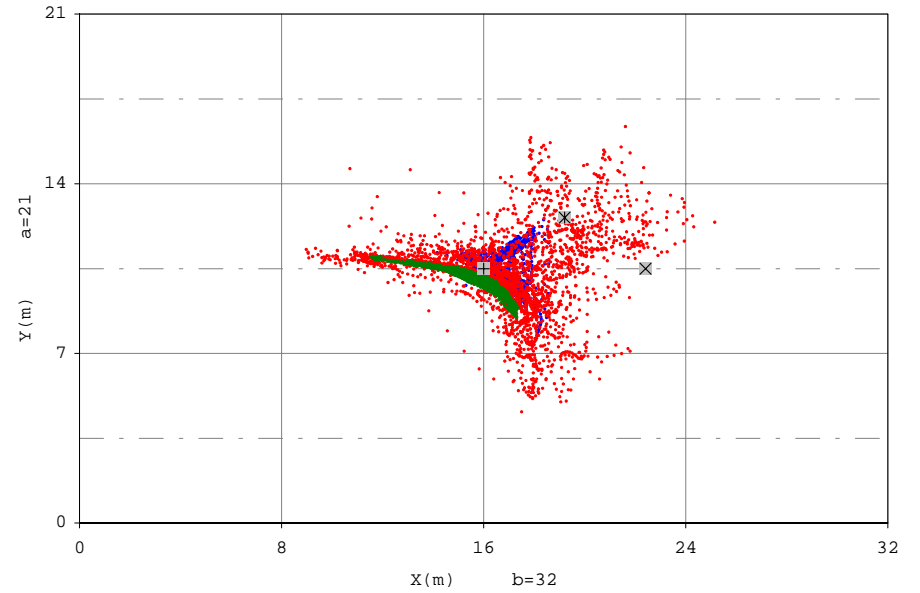
Figura 5.1.3b CIR para el modelo M800b\_CR02bX.

Figura 5.1.3c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M800b\_CR02bX.

Vista del entrepiso basal del modelo y ubicación de puntos estáticos.

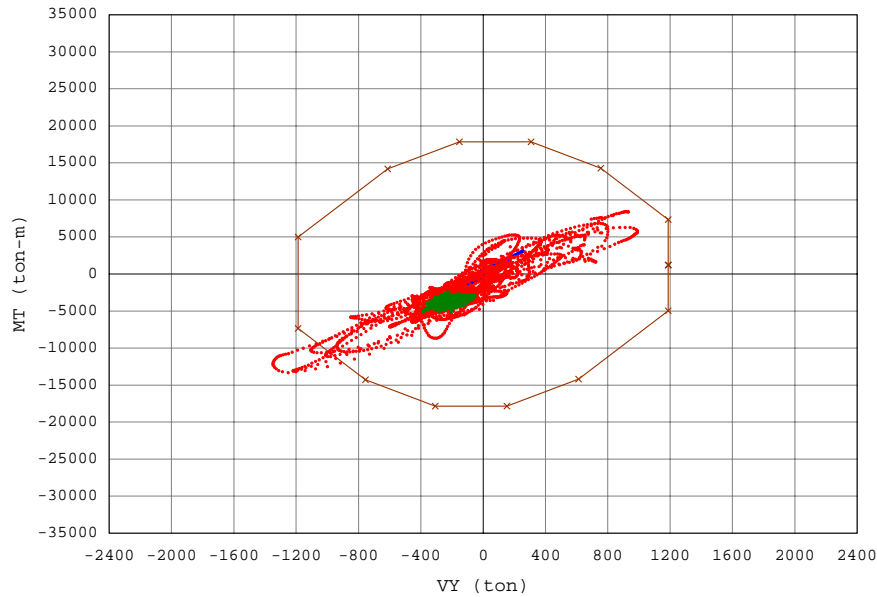
CICS modelo 8NIV simétrico: CR en 0.2b en X

- FASE INICIAL
- FASE FINAL
- FASE INTENSA
- ✕ C M
- ✕ C R
- C T



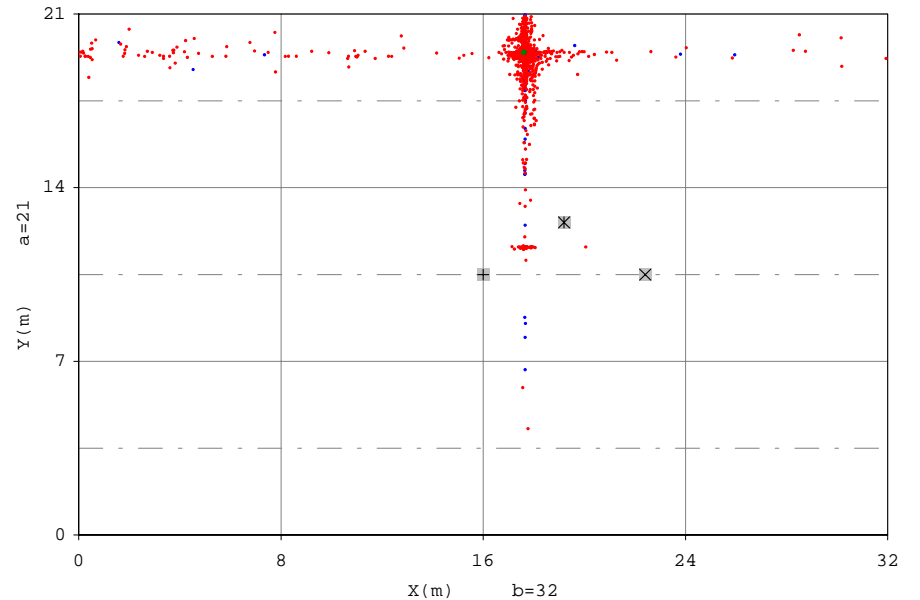
Respuesta Sísmica VY & MT  
Modelo 8NIV simétrico: CR en 0.2b en X

- FASE INICIAL
- FASE FINAL
- FASE INTENSA
- ✕ S U C T



CIR modelo 8NIV simétrico: CR en 0.2b en X

- FASE INICIAL
- FASE FINAL
- FASE INTENSA
- ✕ C M
- ✕ C R
- C T



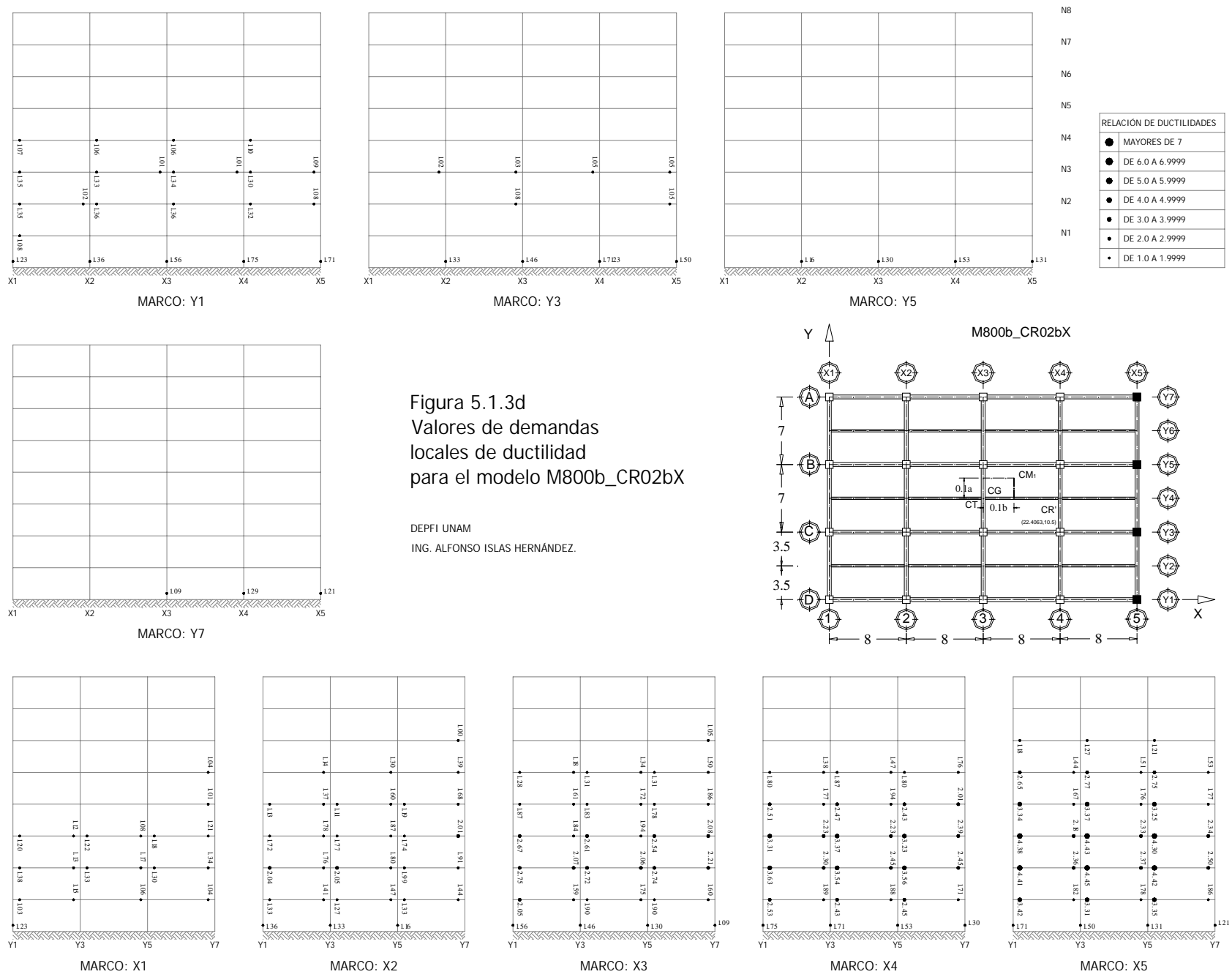
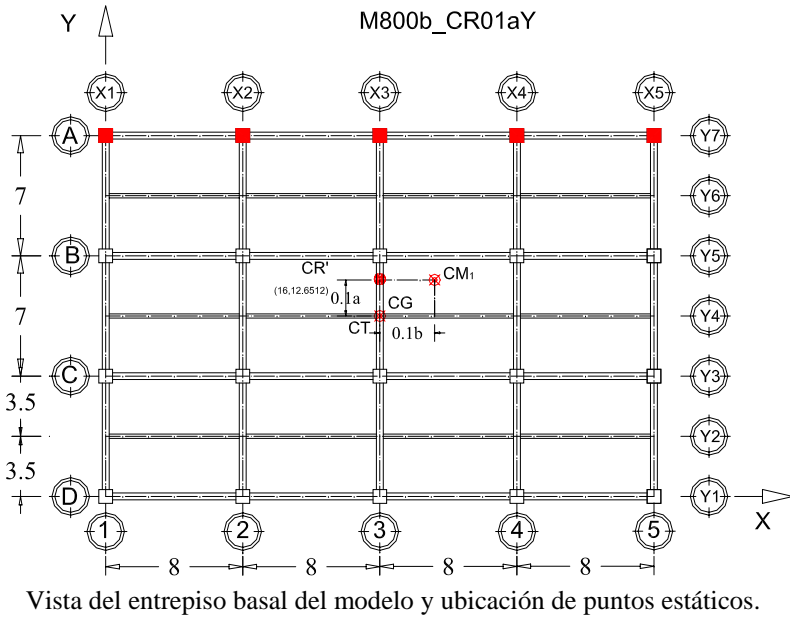


Figura 5.1.3d  
Valores de demandas  
locales de ductilidad  
para el modelo M800b\_CR02bX

DEPFI UNAM  
ING. ALFONSO ISLAS HERNÁNDEZ.

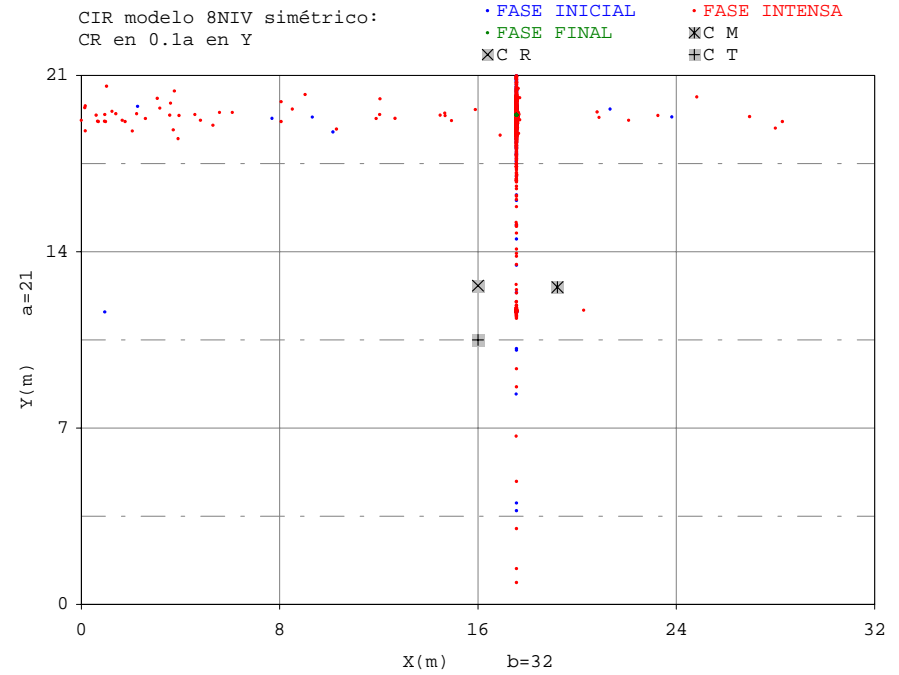
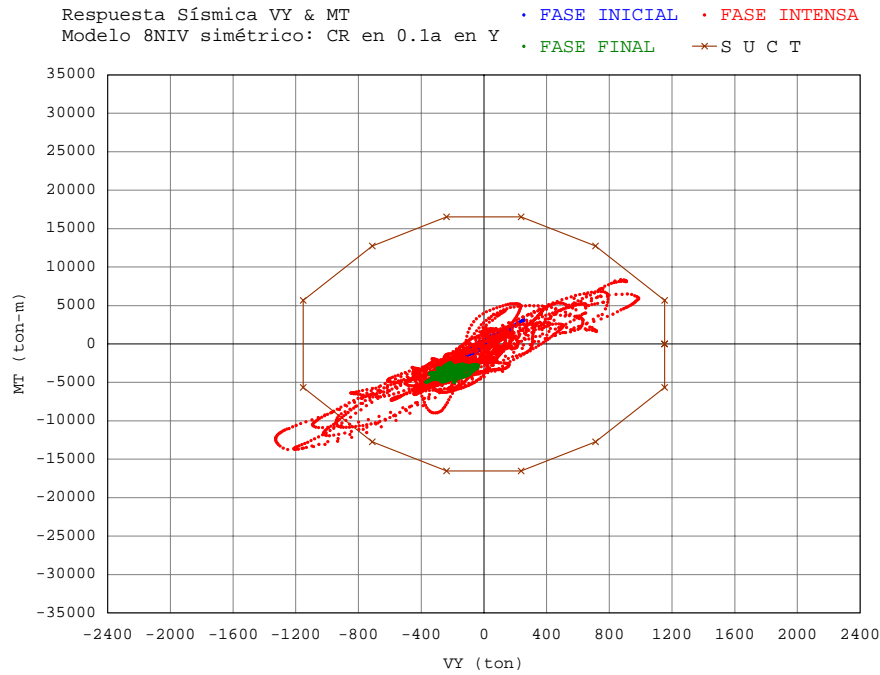
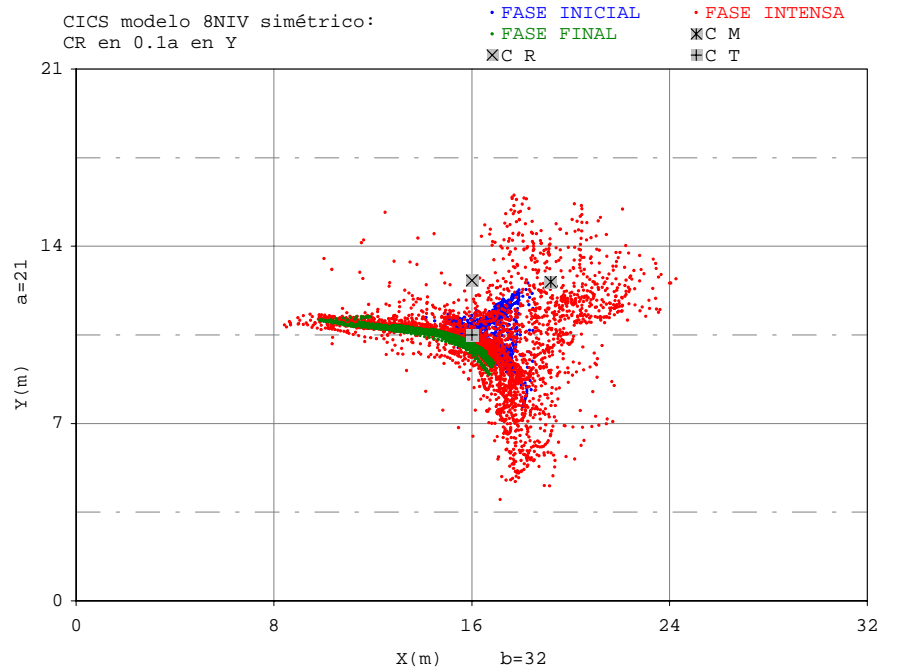


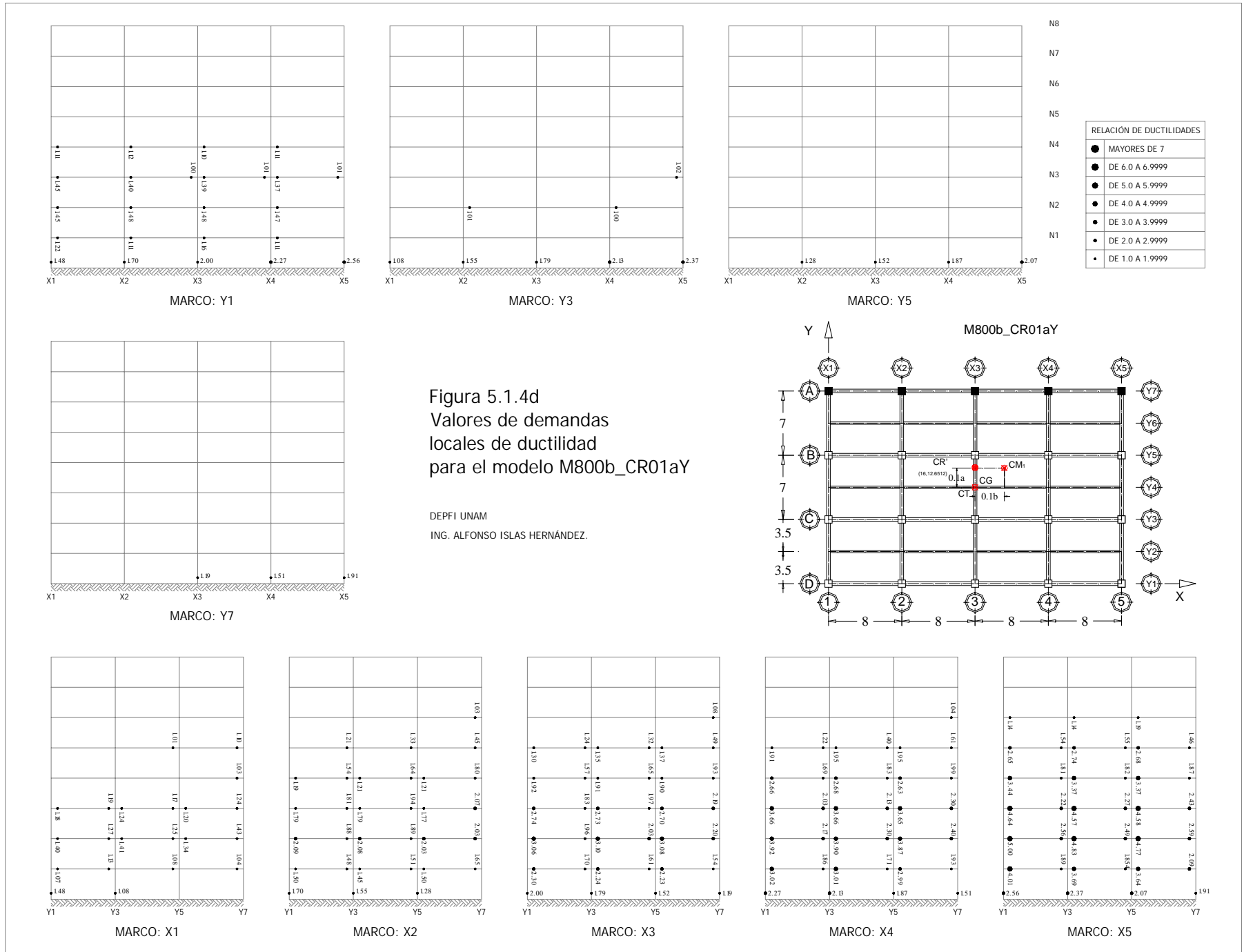
	5.1.4a
5.1.4c	5.1.4b

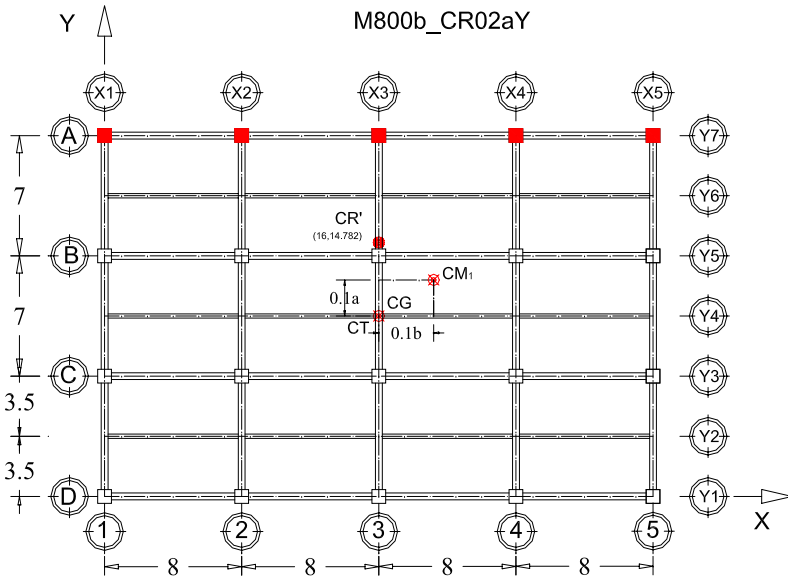
Figura 5.1.4a CICS para el modelo M800b\_CR01aY

Figura 5.1.4b CIR para el modelo M800b\_CR01aY.

Figura 5.1.4c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M800b\_CR01aY







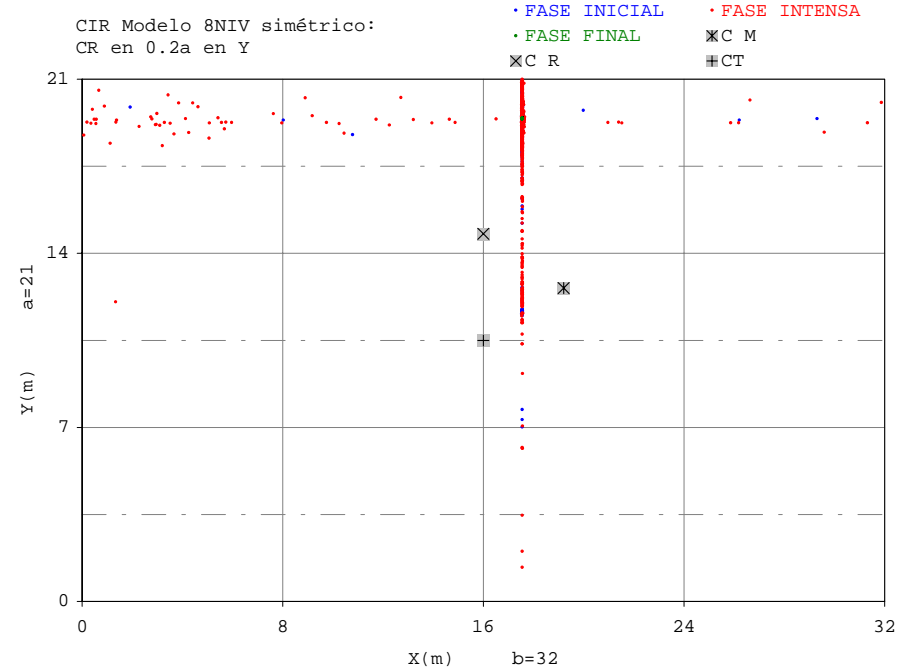
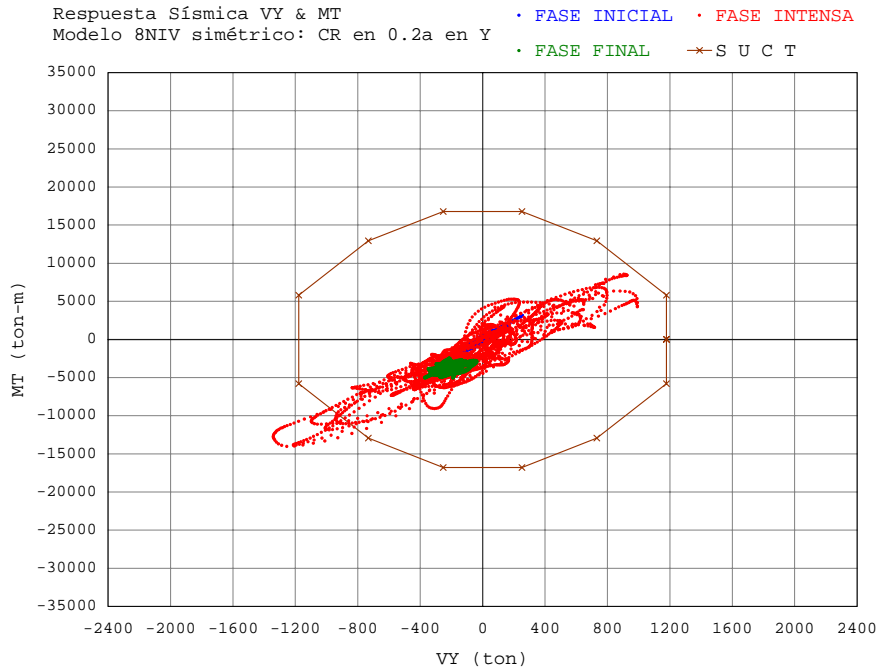
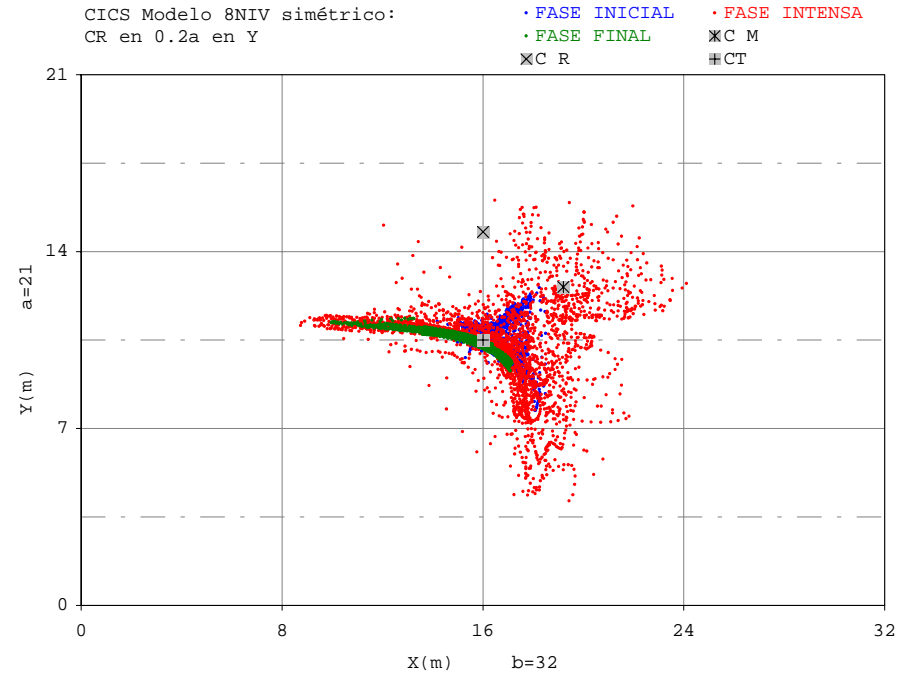
	5.1.5a
5.1.5c	5.1.5b

Figura 5.1.5a CICS para el modelo M800b\_CR02aY

Figura 5.1.5b CIR para el modelo M800b\_CR02aY.

Figura 5.1.5c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M800b\_CR02aY

Vista del entrepiso basal del modelo y ubicación de puntos estáticos.







---

## 5.2 Modelos asimétricos en masas 0.1b.

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

En las figuras 5.2.1a, 5.2.2a, 5.2.3a, 5.2.4a y 5.2.5a se presentan las variaciones del CICS para los modelos M801b\_Original, M801b\_CR01bX, M801b\_CR02bX, M801b\_CR01aY, M801b\_CR02aY respectivamente. En estas figuras se observa que todas las variaciones son muy similares entre sí y presentan una mayor dispersión con respecto a las respuestas de los modelos simétricos. Además, estas variaciones se encuentran concentradas entre la zona definida por el centro de torsión estático, el centro de resistencias de diseño y el centro de cortante. La fase final se ubica alrededor del centro geométrico de la planta (CG), al igual que los resultados de los modelos simétricos.

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

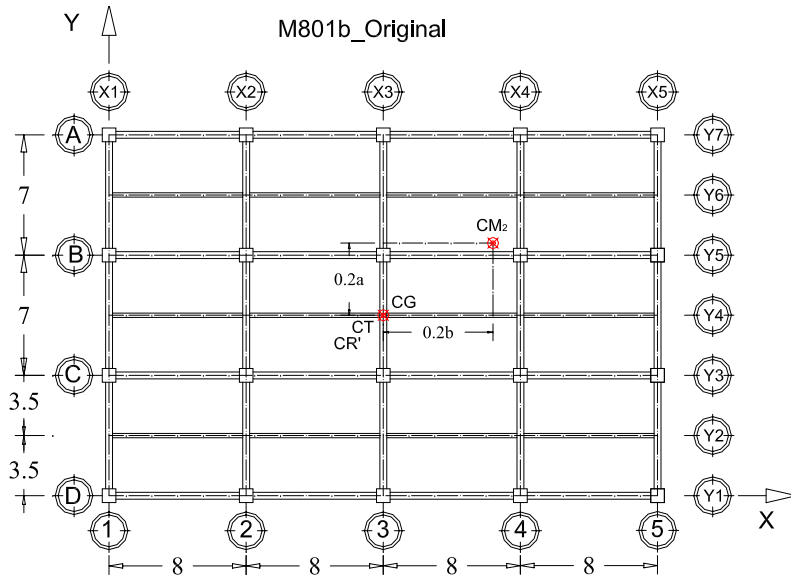
En las figuras 5.2.1b, 5.2.2b, 5.2.3b, 5.2.4b y 5.2.5b se presentan la variación en el tiempo del CIR para los modelos M801b\_Original, M801b\_CR01bX, M801b\_CR02bX, M801b\_CR01aY, M801b\_CR02aY respectivamente. En estas figuras se observa que todas las variaciones son muy similares y que se encuentran concentradas alrededor de un 'eje horizontal' o de una zona en dirección longitudinal de la planta, definida por el centro de torsión estático y el centro de cortante. Además no son tan dispersas antes, durante y después de la fase intensa. La fase final se concentra alrededor de la mitad de la distancia entre el centro de torsión y el centro de cortante. Debido a que las posiciones del CT y del CC son constantes, se tiene una misma magnitud de excentricidad estructural en todos estos modelos.

### *Respuesta Fuerza Cortante vs Momento Torsionante.*

En las figuras 5.2.1c, 5.2.2c, 5.2.3c, 5.2.4c y 5.2.5c se presentan las demandas de fuerza cortante vs momento torsionante para los modelos M801b\_Original, M801b\_CR01bX, M801b\_CR02bX, M801b\_CR01aY, M801b\_CR02aY respectivamente. En estas figuras se observa que todas las respuestas son muy similares y que todos los modelos experimentaron efectos torsionantes en donde la demanda rebasó la capacidad del entrepiso. Además se identifica que la mayor parte de los efectos torsionantes no lineales se produjeron hacia ramas paralelas de la superficie con pendiente negativa asociados a los elementos más alejados del centro de cortante (eje 1). Nuevamente se presenta el mismo comportamiento que en los modelos simétricos en relación a que el eje 1 se mantuvo elástico mientras que los demás planos experimentaron desplazamientos inelásticos por la rotación de sus niveles. Por tanto, se esperaría que el eje 5 experimente las mayores demandas de ductilidad.

### *Demandas de ductilidades locales en planos resistentes.*

En las figuras 5.2.1d, 5.2.2d, 5.2.3d, 5.2.4d y 5.2.5d se presentan de manera esquemática los valores de las demandas locales de ductilidad para los modelos M801b\_Original, M801b\_CR01bX, M801b\_CR02bX, M801b\_CR01aY, M801b\_CR02aY respectivamente de acuerdo a sus planos resistentes. Se comprueba que el eje 5 es el que presenta los mayores valores de ductilidad alcanzando valores de hasta 5.26 en vigas. A pesar de haber realizado incrementos de resistencia fuerza cortante en este eje estructural y en el eje A, no necesariamente se obtuvo el mejor comportamiento de estos modelos estudiados.



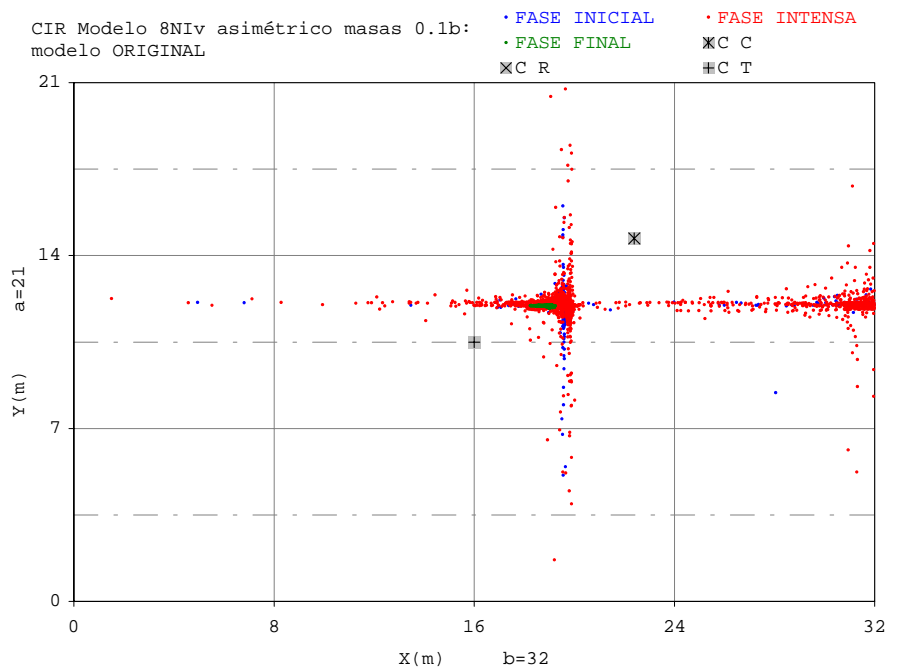
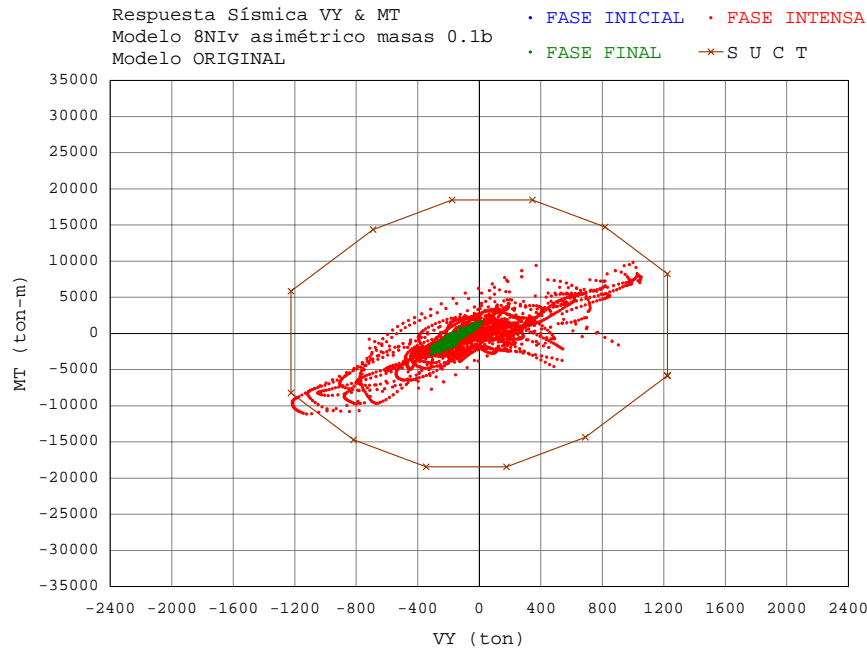
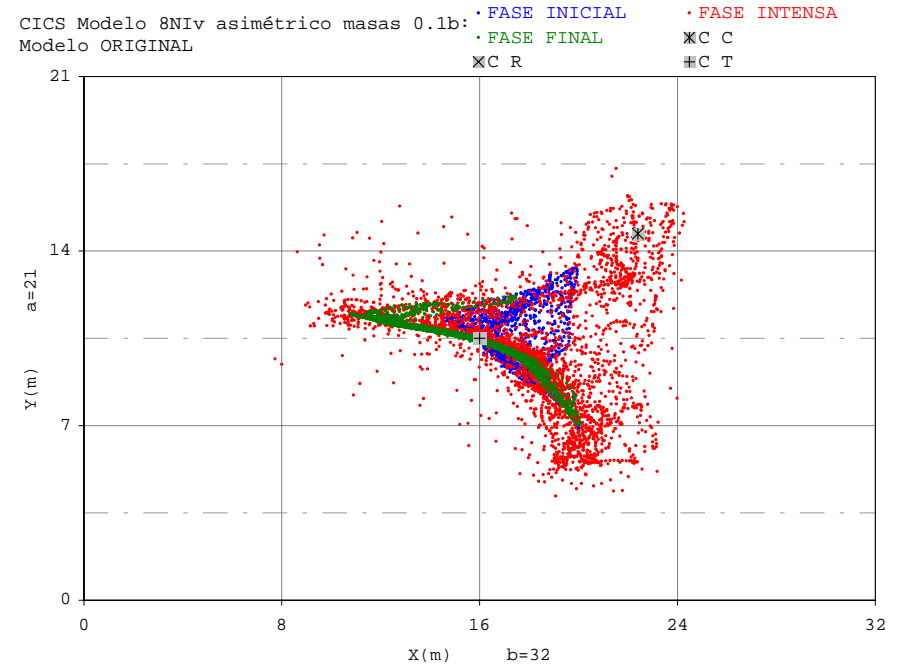
	5.2.1a
5.2.1c	5.2.1b

Figura 5.2.1a CICS para el modelo M801b\_Original.

Figura 5.2.1b CIR para el modelo M801b\_Original.

Figura 5.2.1c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M801b\_Original.

Vista del entrepiso basal del modelo y ubicación de puntos estáticos.



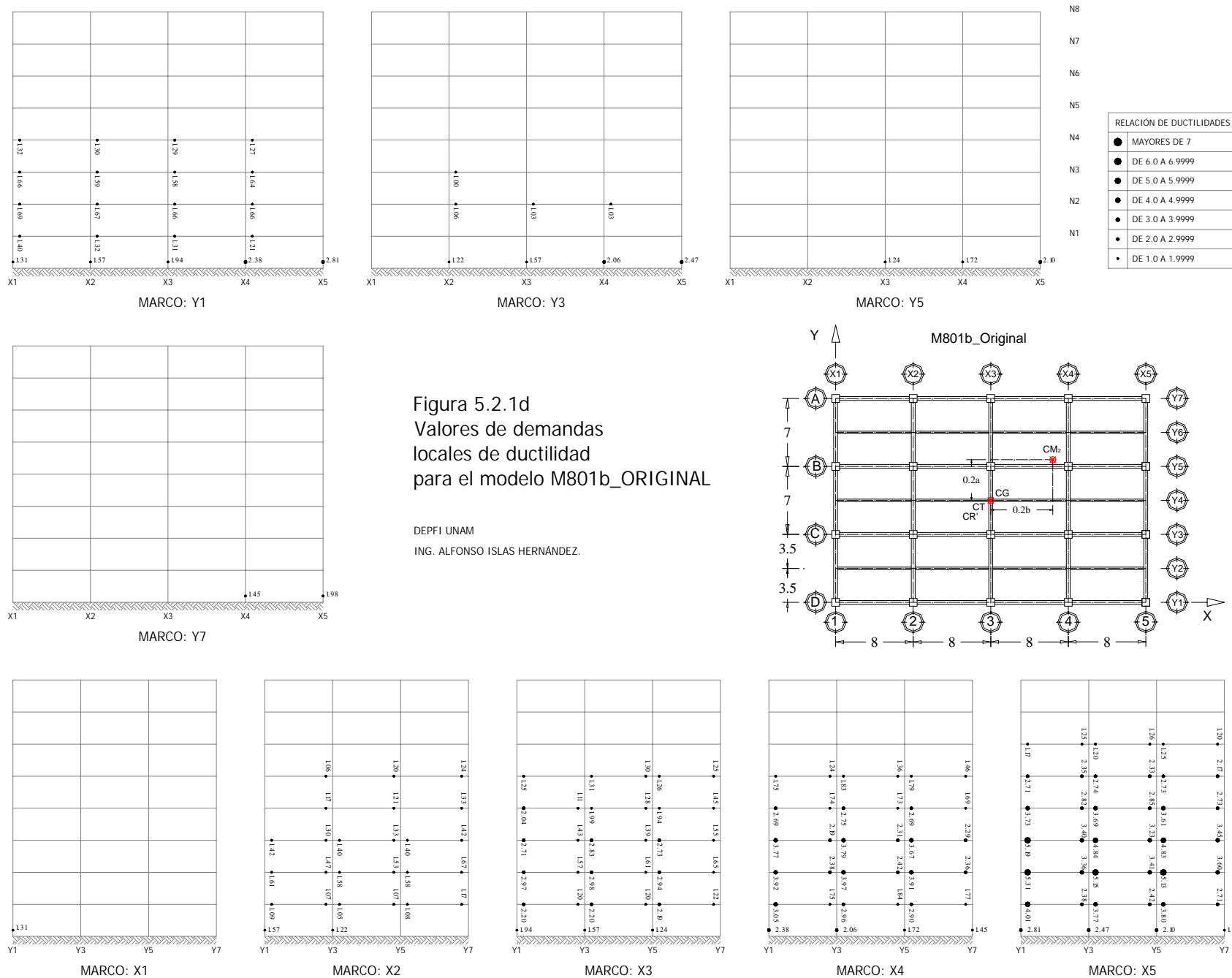
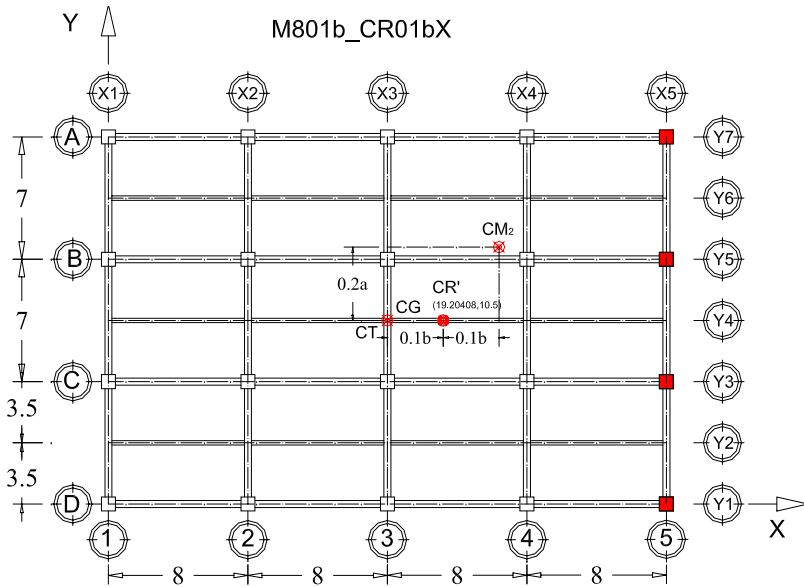


Figura 5.2.1d  
Valores de demandas  
locales de ductilidad  
para el modelo M801b\_ORIGINAL

DEPFI UNAM  
ING. ALFONSO ISLAS HERNÁNDEZ.



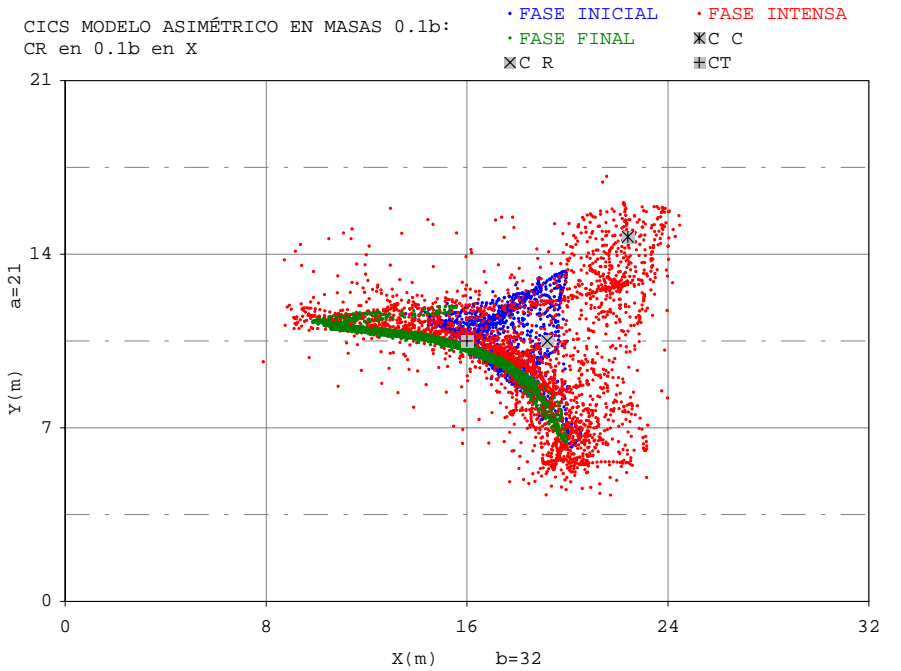
	5.2.2a
5.2.2c	5.2.2b

Figura 5.2.2a CICS para el modelo M801b\_CR01bX.

Figura 5.2.2b CIR para el modelo M801b\_CR01bX.

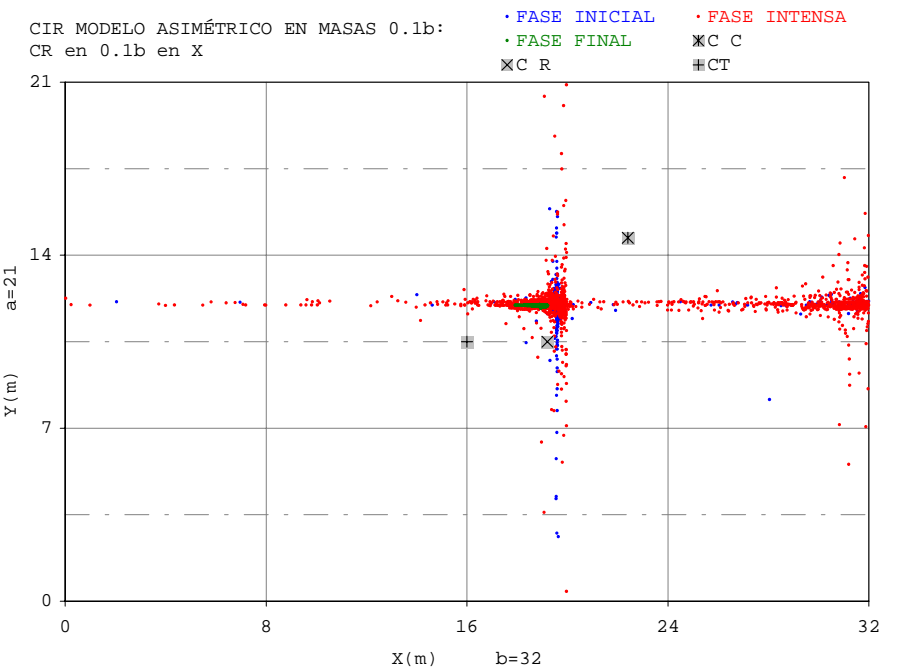
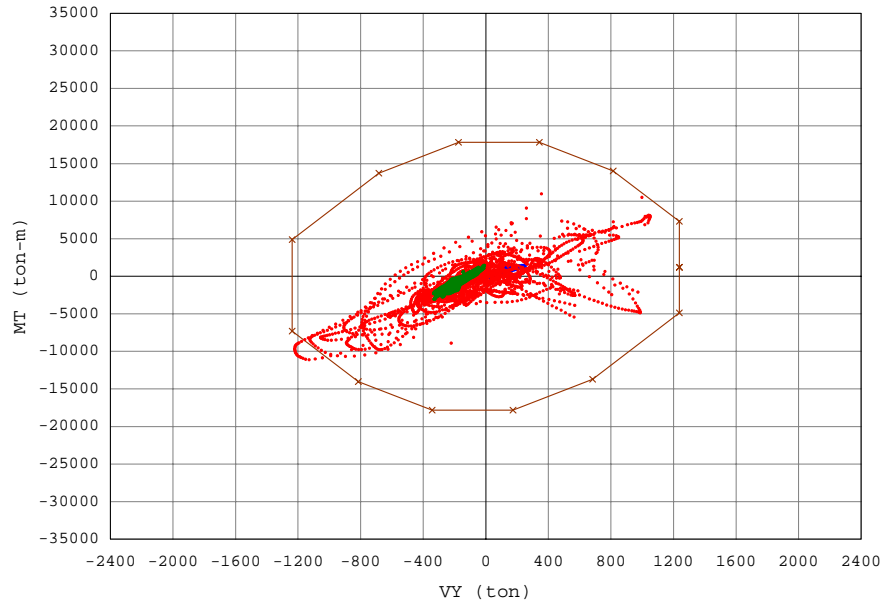
Figura 5.2.2c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M801b\_CR01bX.

Vista del entrepiso basal del modelo y ubicación de puntos estáticos.

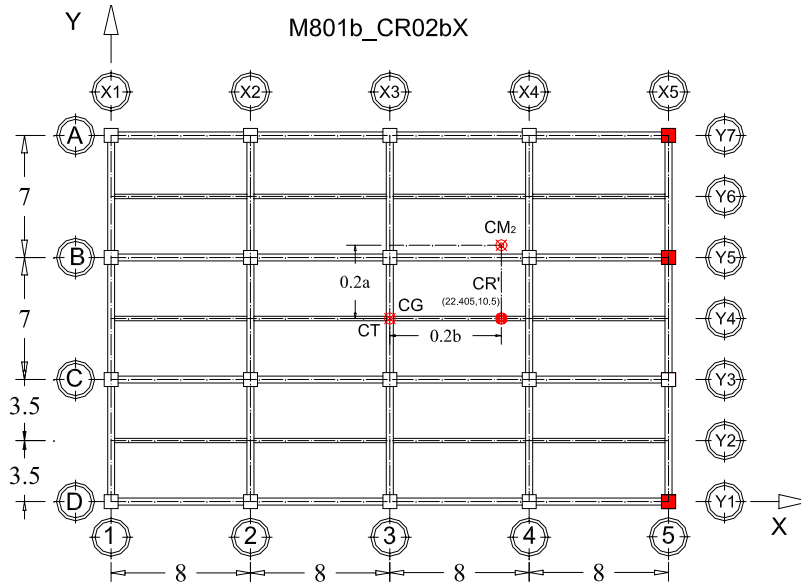


Respuesta Sísmica VY & MT  
MODELO ASIMÉTRICO EN MASAS 0.1b:  
CR en 0.1b en X

- FASE INICIAL
- FASE FINAL
- FASE INTENSA
- ✕ S U C T







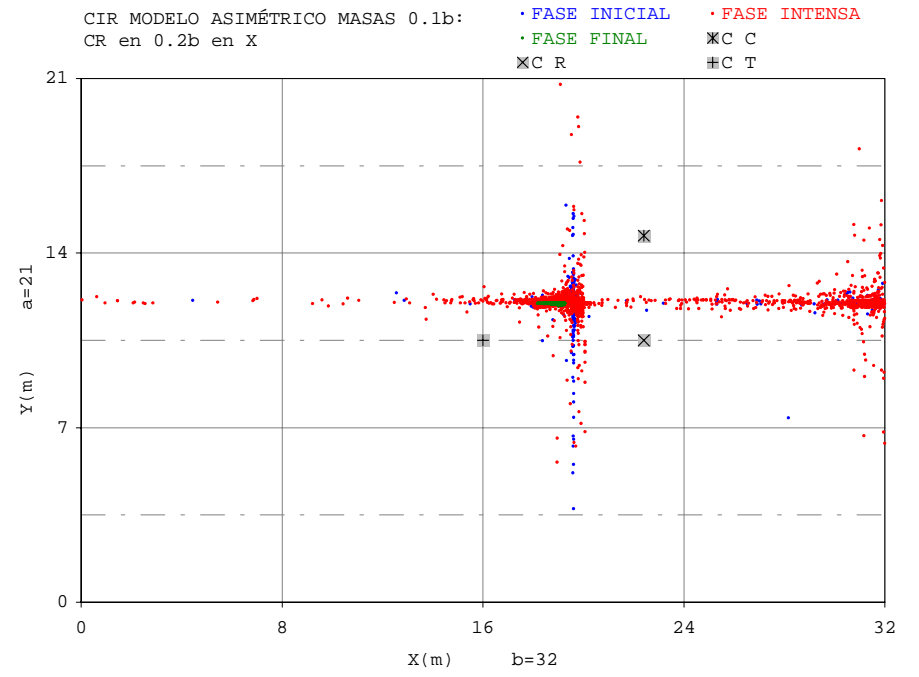
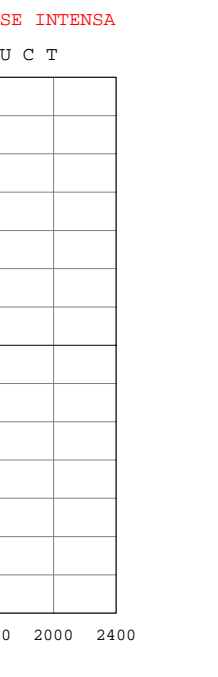
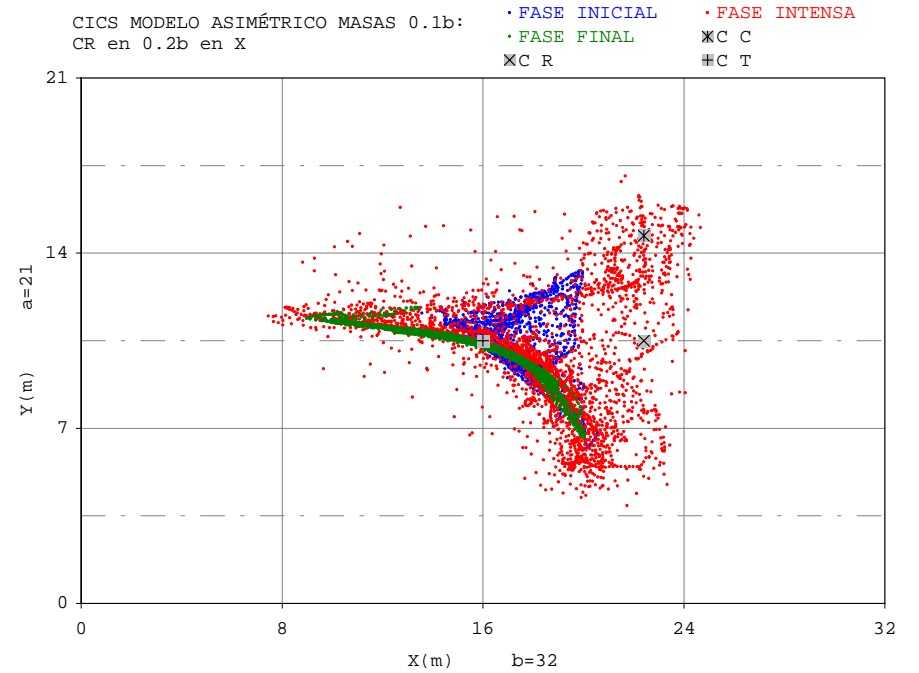
	5.2.3a
5.2.3c	5.2.3b

Figura 5.2.3a CICS para el modelo M801b\_CR02bX.

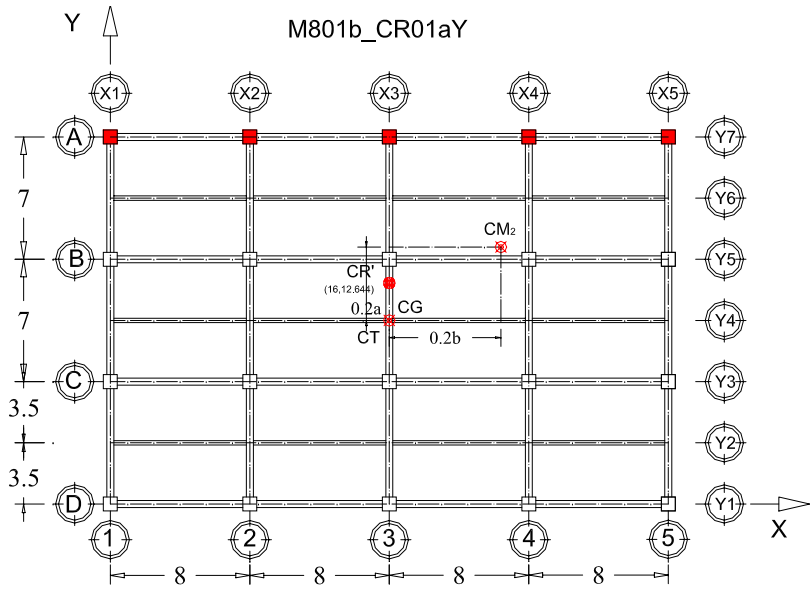
Figura 5.2.3b CIR para el modelo M801b\_CR02bX.

Figura 5.2.3c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M801b\_CR02bX.

Vista del entrepiso basal del modelo y ubicación de puntos estáticos.







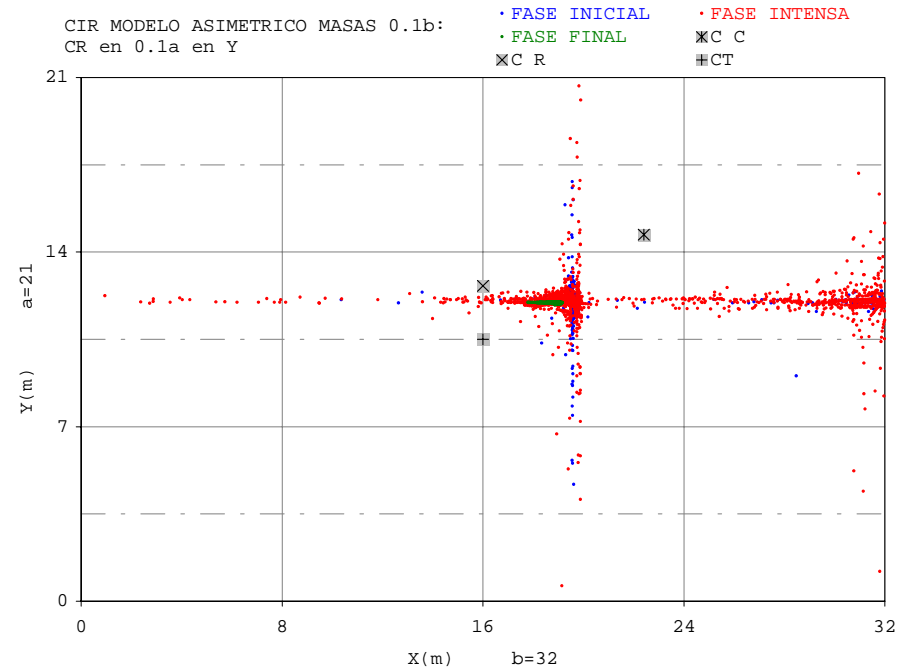
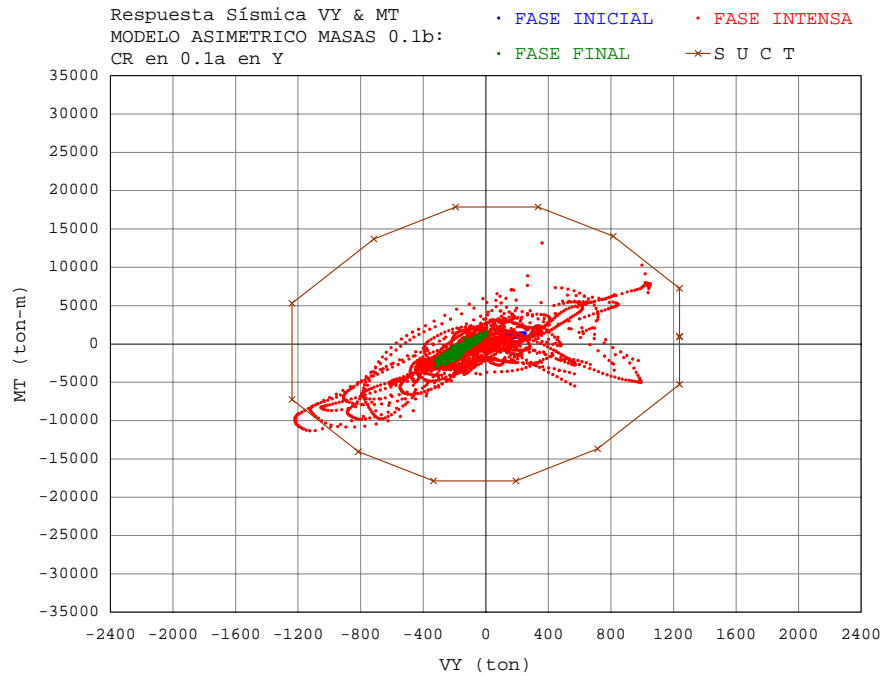
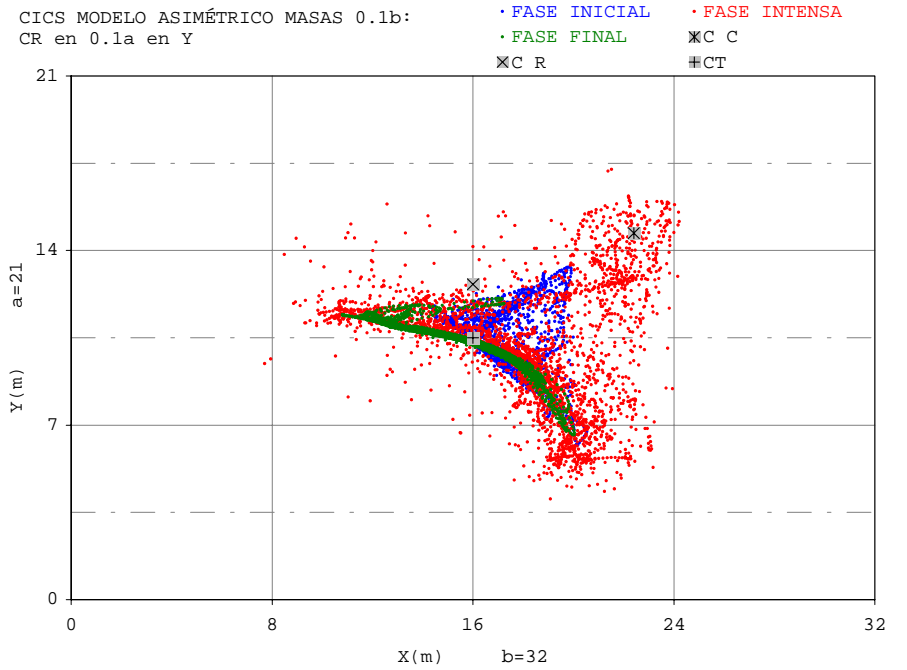
	5.2.4a
5.2.4c	5.2.4b

Figura 5.2.4a CICS para el modelo M801b\_CR01aY

Figura 5.2.4b CIR para el modelo M801b\_CR01aY.

Figura 5.2.4c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M801b\_CR01aY

Vista del entrepiso basal del modelo y ubicación de puntos estáticos.





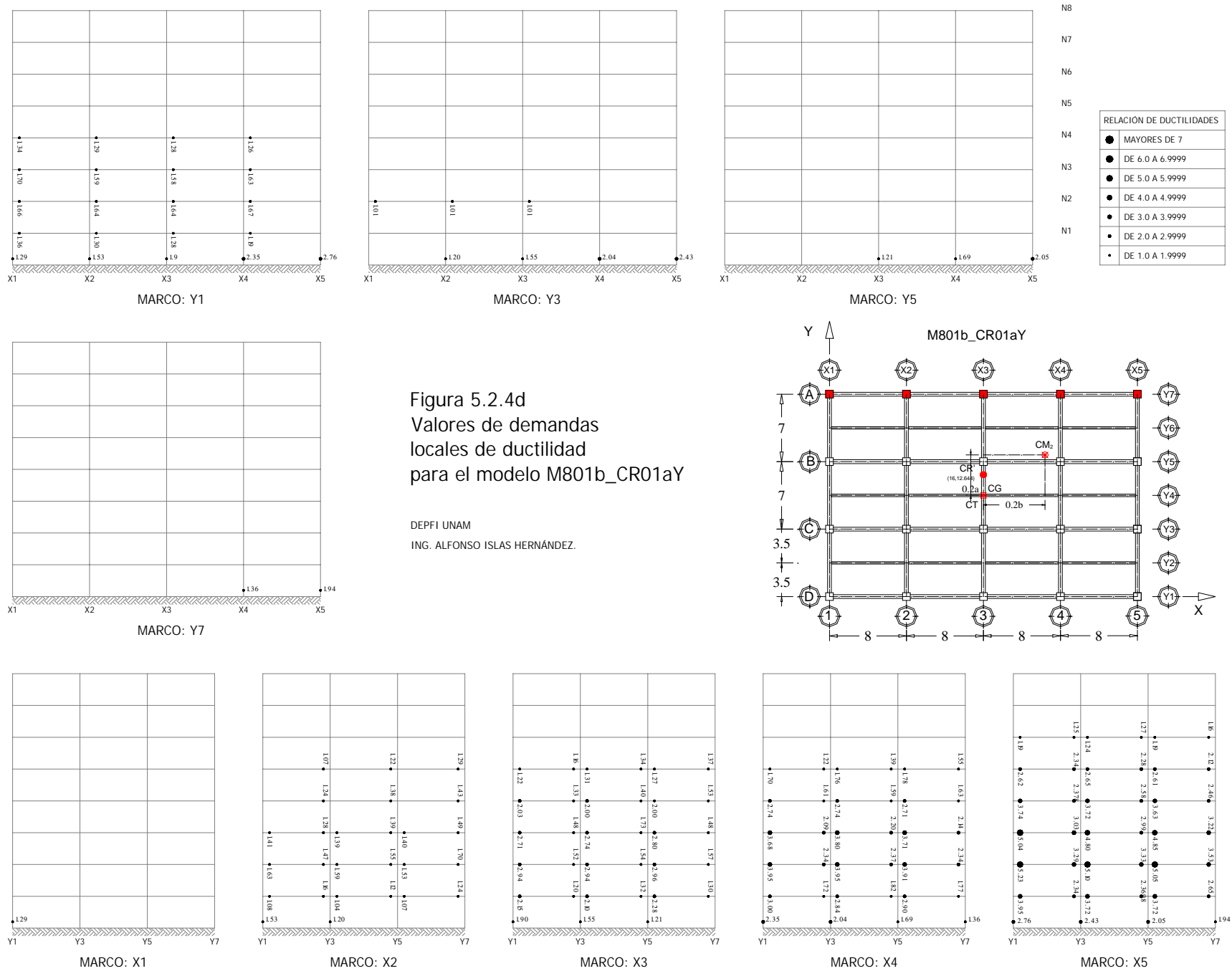
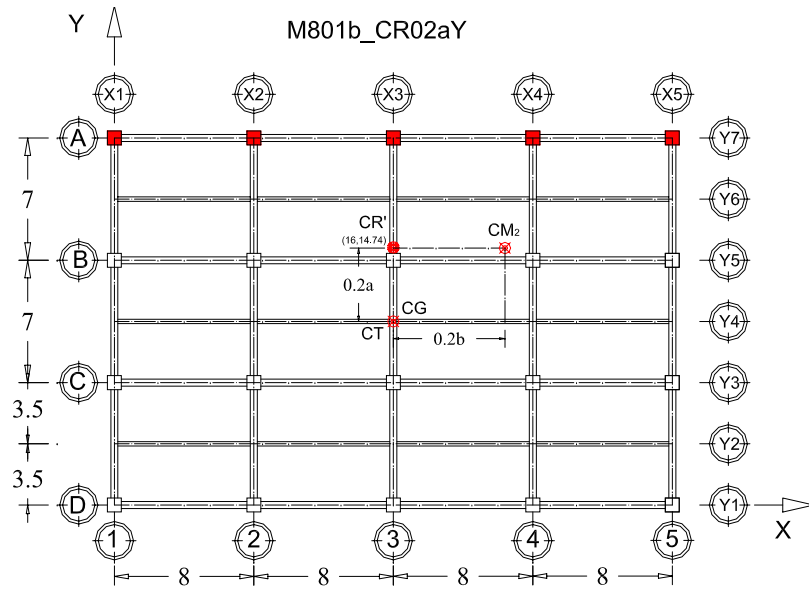


Figura 5.2.4d  
Valores de demandas  
locales de ductilidad  
para el modelo M801b\_CR01aY

DEPFI UNAM  
ING. ALFONSO ISLAS HERNÁNDEZ.



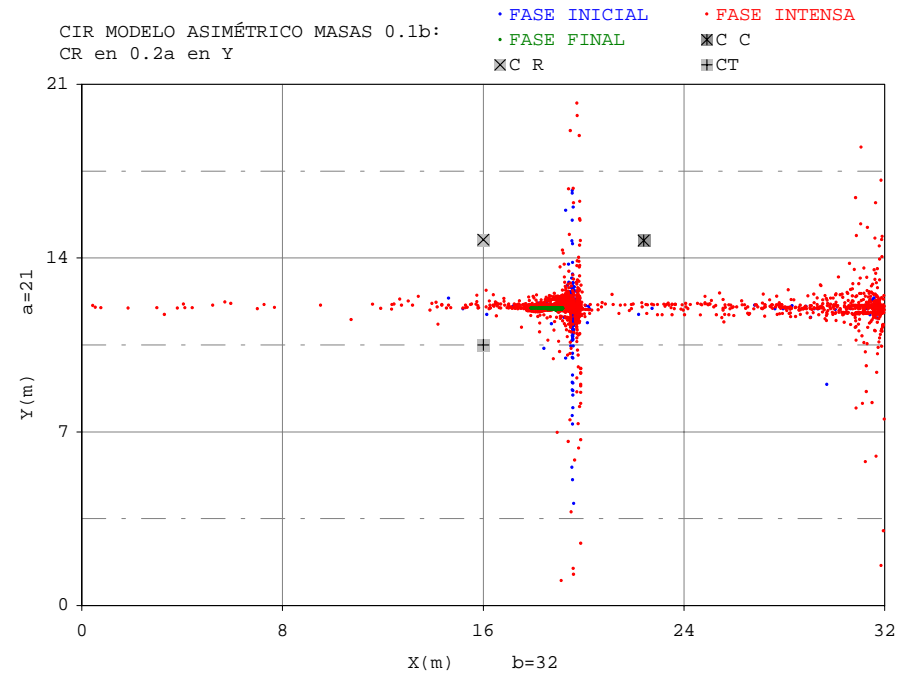
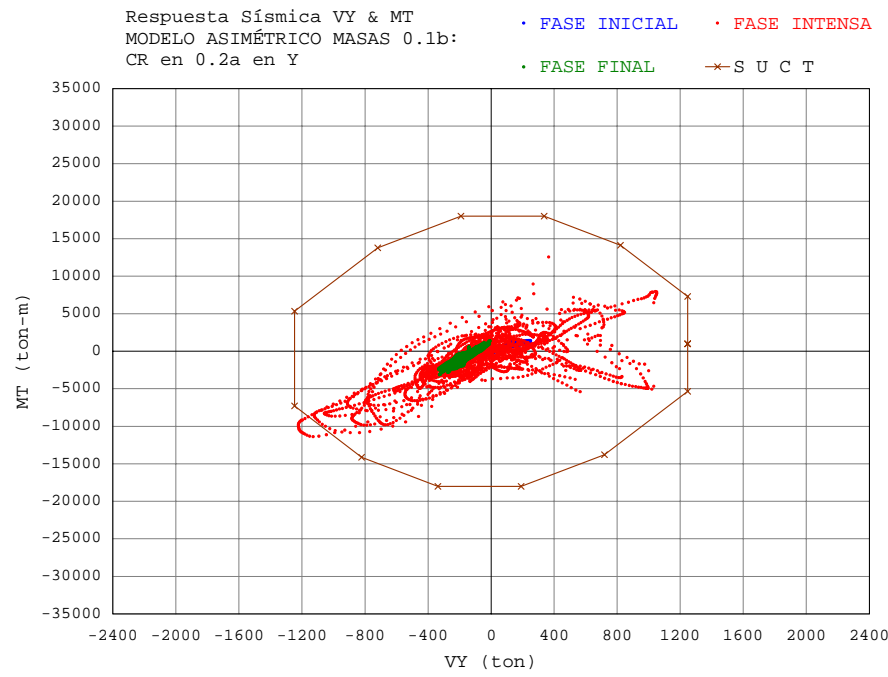
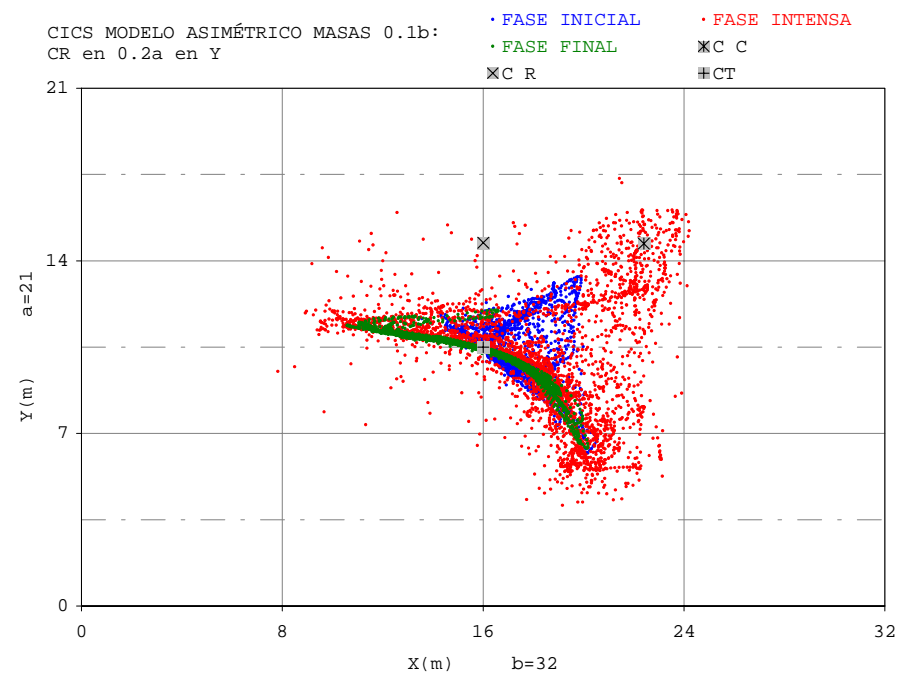
	5.2.5a
5.2.5c	5.2.5b

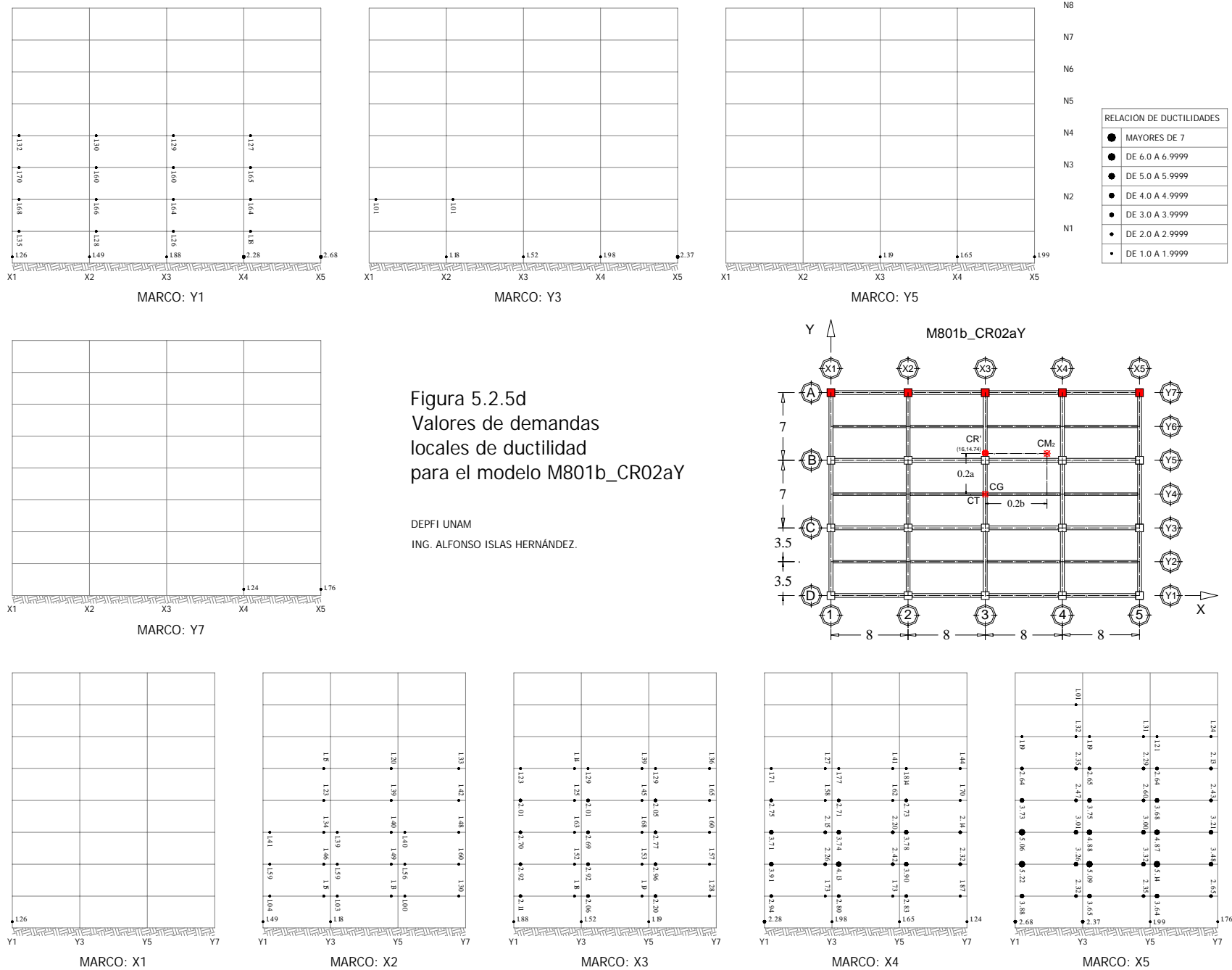
Figura 5.2.5a CICS para el modelo M801b\_CR02aY

Figura 5.2.5b CIR para el modelo M801b\_CR02aY.

Figura 5.2.5c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M801b\_CR02aY

Vista del entrepiso basal del modelo y ubicación de puntos estáticos.





### 5.3 Modelos asimétricos en masas 0.2b.

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

En las figuras 5.3.1a, 5.3.2a, 5.3.3a, 5.3.4a y 5.3.5a se presentan las variaciones del CICS para los modelos M802b\_Original, M802b\_CR01bX, M802b\_CR02bX, M802b\_CR01aY, M802b\_CR02aY respectivamente. En estas figuras se observa que todas las variaciones son muy similares entre sí y presentan ahora una mayor dispersión respecto a las respuestas de los modelos simétricos y asimétricos en masas. Ahora, las variaciones presentan una nueva dispersión que puede atribuirse a que se ha incrementado la excentricidad estática o estructural. Además, estas variaciones se encuentran concentradas entre la zona definida por el centro de torsión estático, el centro de resistencias de diseño y el centro de cortante. La fase final se ubica alrededor del centro geométrico de la planta, al igual que los resultados de los modelos anteriores.

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

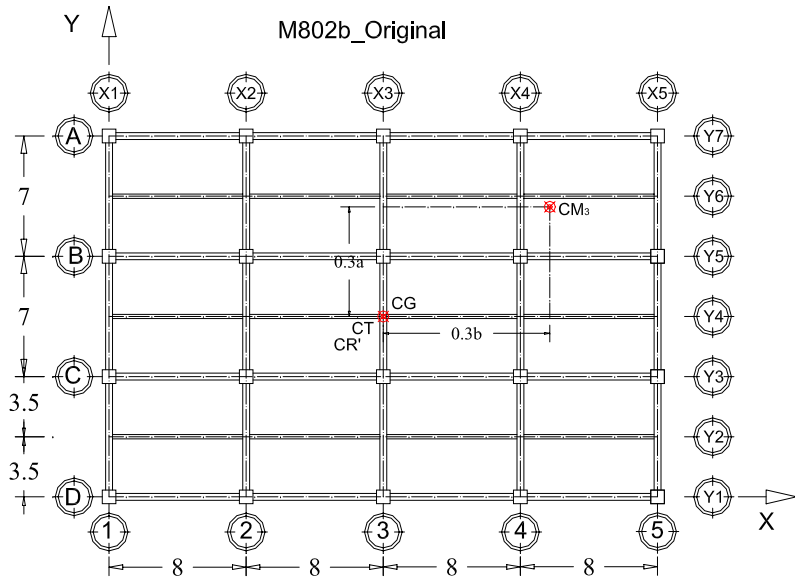
En las figuras 5.3.1b, 5.3.2b, 5.3.3b, 5.3.4b y 5.3.5b se presentan la variación en el tiempo del CIR para los modelos M802b\_Original, M802b\_CR01bX, M802b\_CR02bX, M802b\_CR01aY, M802b\_CR02aY respectivamente. En estas figuras se observa que todas las variaciones son muy similares entre sí y que se encuentran concentradas alrededor de un 'eje vertical' o de una zona en dirección transversal de la planta, definida entre el centro de torsión estático, el centro de cortante y los ejes estructurales 3 y Y2. El haber incrementado las resistencias del eje 5 se refleja en las localizaciones de las fases finales, pues estas cambian de lugar solo cuando se mueve el CR en 20% de la dimensión de la planta en dirección X con respecto al resto de este grupo de modelos.

#### *Respuesta Fuerza Cortante vs Momento Torsionante.*

En las figuras 5.3.1c, 5.3.2c, 5.3.3c, 5.3.4c y 5.3.5c se presentan las demandas de fuerza cortante vs momento torsionante para los modelos M802b\_Original, M802b\_CR01bX, M802b\_CR02bX, M802b\_CR01aY, M802b\_CR02aY respectivamente. En estas figuras se observa que todas las respuestas son muy similares entre sí. A diferencia de los modelos simétricos, estos modelos experimentaron efectos torsionantes más grandes y la demanda rebasó ligeramente la superficie de capacidad del entrepiso. Se aprecia que la mayor parte de los efectos torsionantes no lineales se produjeron sobre ramas paralelas de la superficie con pendiente negativa asociados a los elementos más alejados del centro de cortante (eje 1). Este comportamiento es idéntico al experimentado por los modelos anteriores; por tanto, se puede afirmar que el eje 1 se mantuvo elástico mientras que los demás planos experimentaron desplazamientos inelásticos por la rotación de sus niveles, en consecuencia, se esperaría que el eje 5 presente las mayores demandas de ductilidad.

#### *Demandas de ductilidades locales en planos resistentes.*

En las figuras 5.3.1d, 5.3.2d, 5.3.3d, 5.3.4d y 5.3.5d se presentan de manera esquemática los valores de las demandas locales de ductilidad para los modelos M802b\_Original, M802b\_CR01bX, M802b\_CR02bX, M802b\_CR01aY, M802b\_CR02aY respectivamente de acuerdo a sus planos resistentes. Se comprueba una vez más que el eje 5 es el que presenta los mayores valores de ductilidad, solo que ahora el valor máximo presentado en vigas (2.27) disminuyen respecto al de los modelos anteriores. A diferencia de los dos primeros grupos de modelos antes presentados, este grupo se caracteriza por tener las menores demandas de ductilidad local y solo se presentan en los ejes 4 y 5, lo que hace pensar que este grupo de modelos presenta en general un buen comportamiento respecto de los simétricos y los asimétricos en masas en 0.1b.



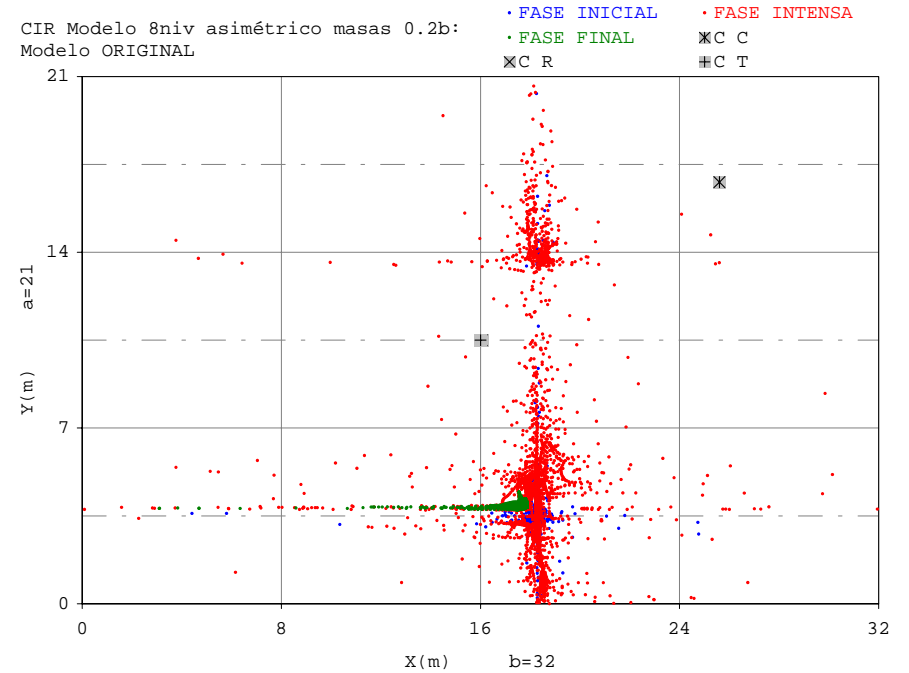
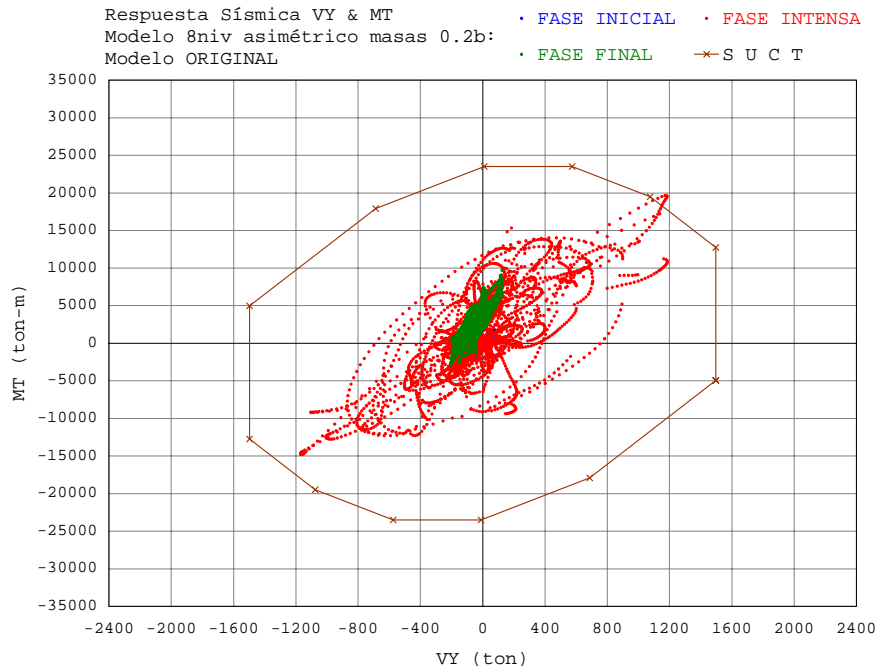
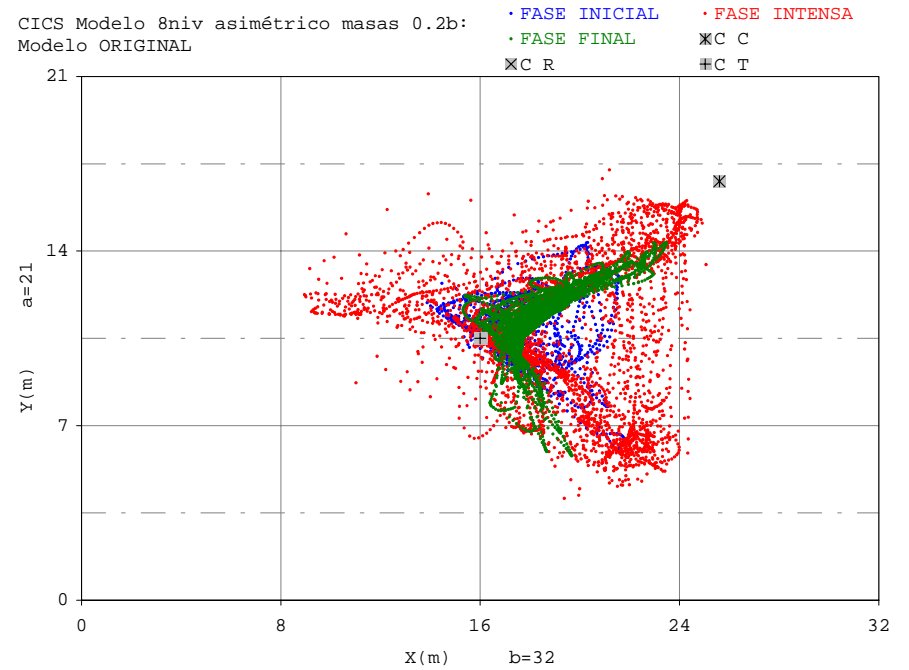
	5.3.1a
5.3.1c	5.3.1b

Figura 5.3.1a CICS para el modelo M802b\_Original.

Figura 5.3.1b CIR para el modelo M802b\_Original.

Figura 5.3.1c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M802b\_Original.

Vista del entrespado basal del modelo y ubicación de puntos estáticos.



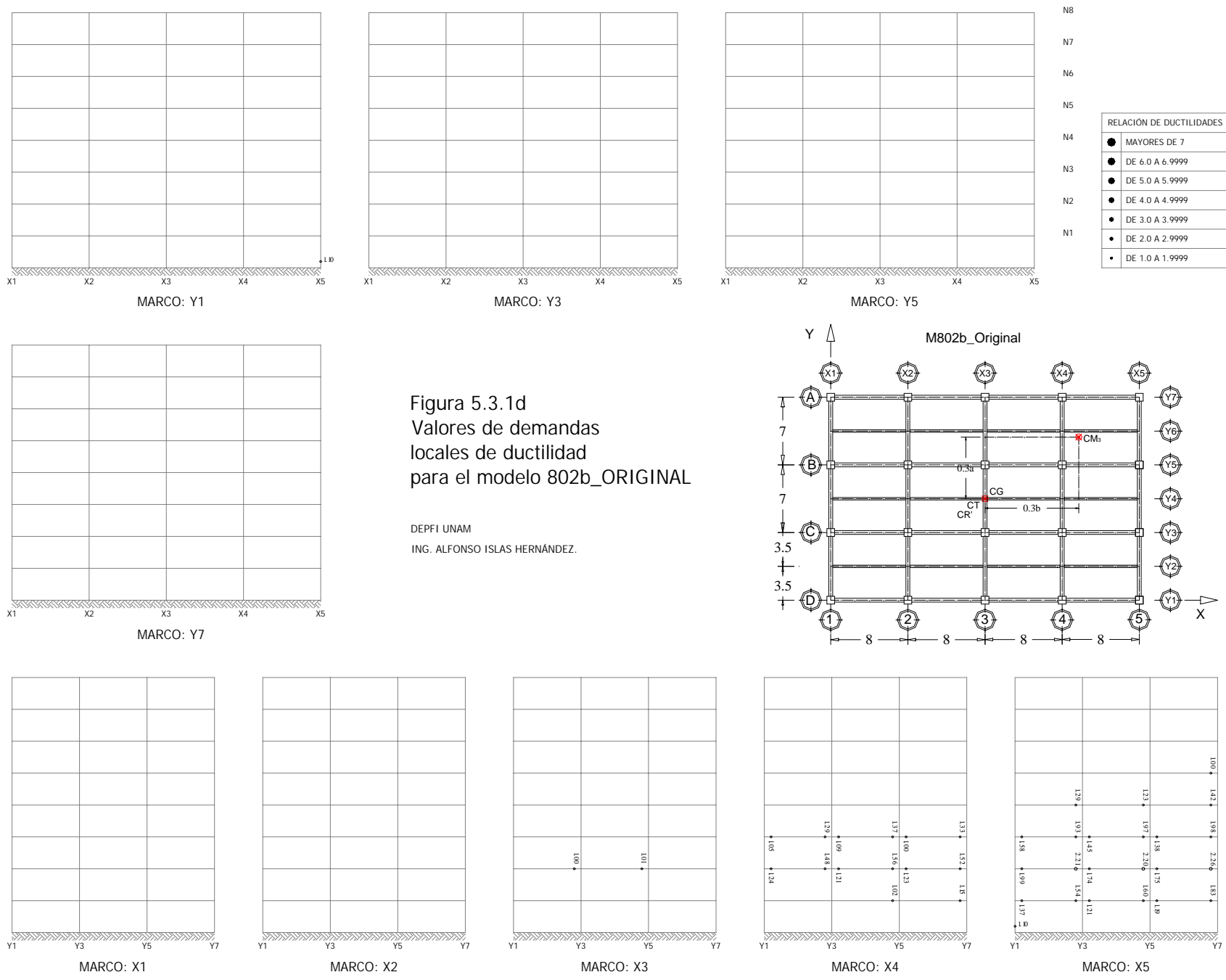
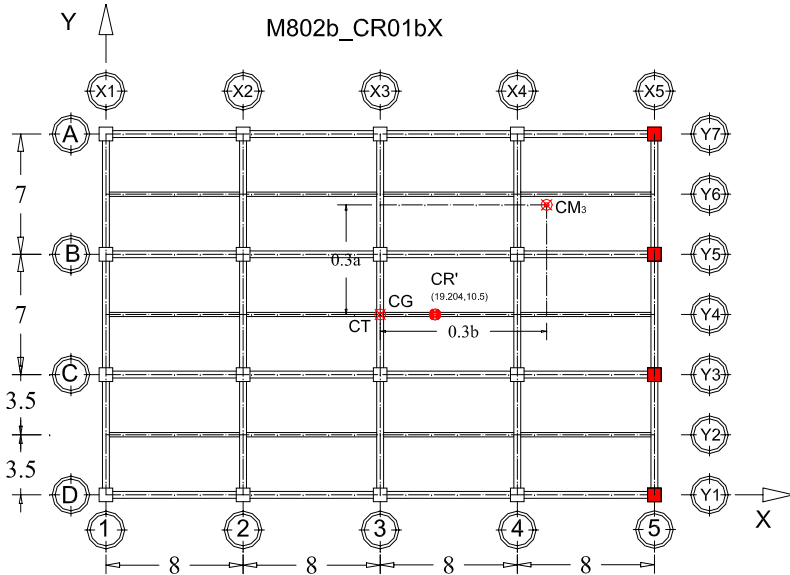


Figura 5.3.1d  
Valores de demandas locales de ductilidad para el modelo 802b\_ORIGINAL

DEPFI UNAM  
ING. ALFONSO ISLAS HERNÁNDEZ.



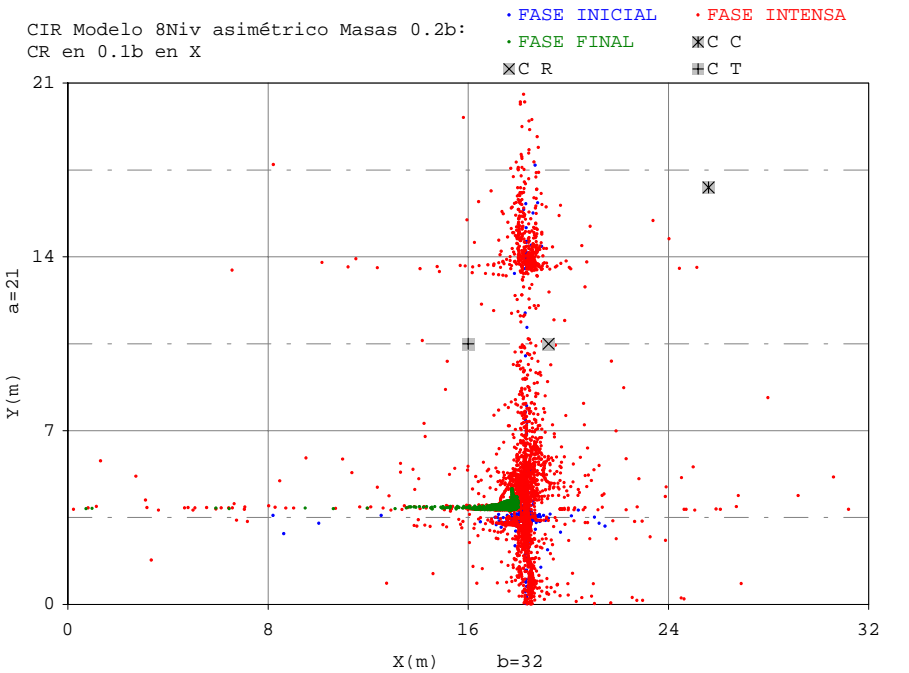
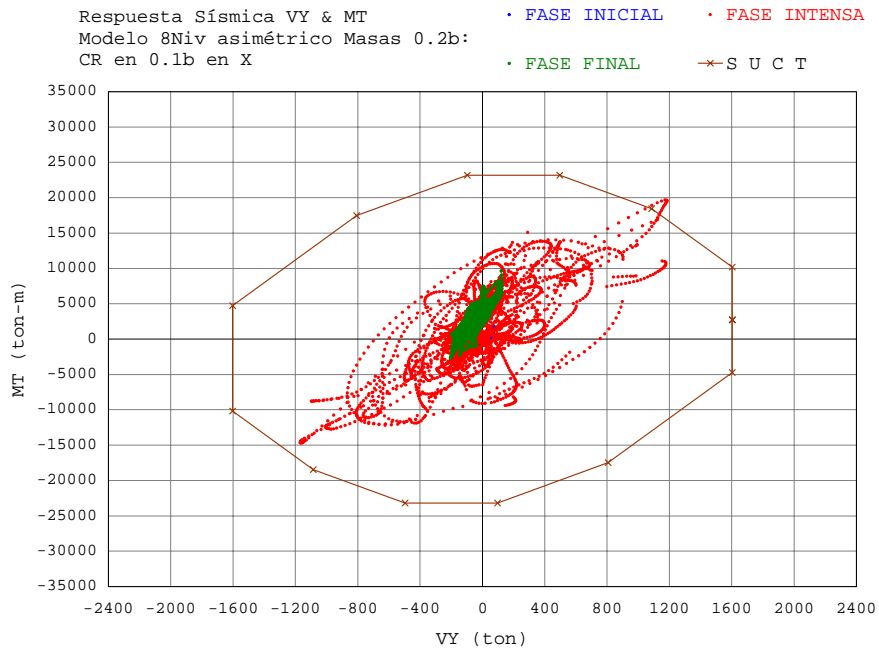
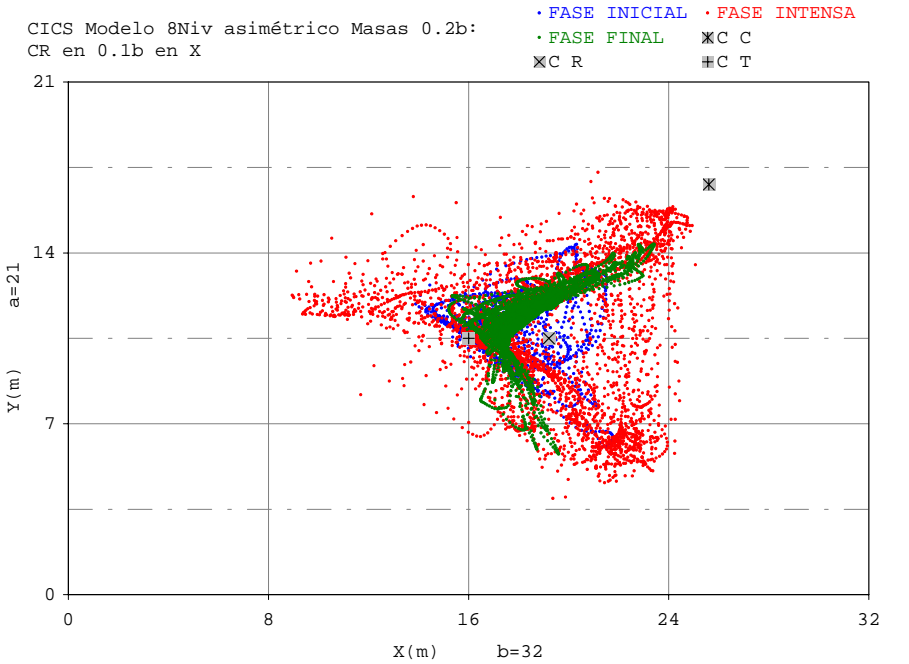
	5.3.2a
5.3.2c	5.3.2b

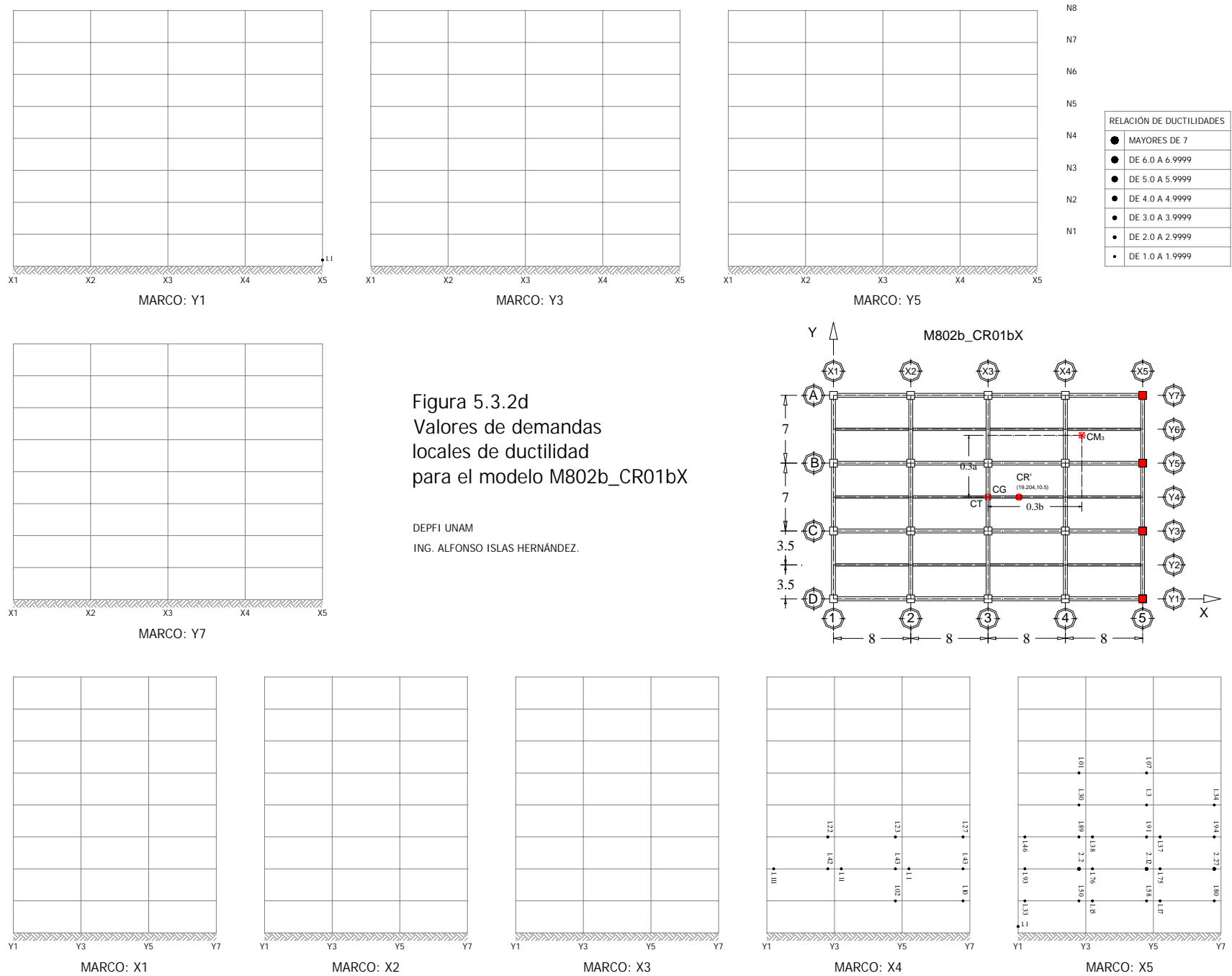
Figura 5.3.2a CICS para el modelo M802b\_CR01bX.

Figura 5.3.2b CIR para el modelo M802b\_CR01bX.

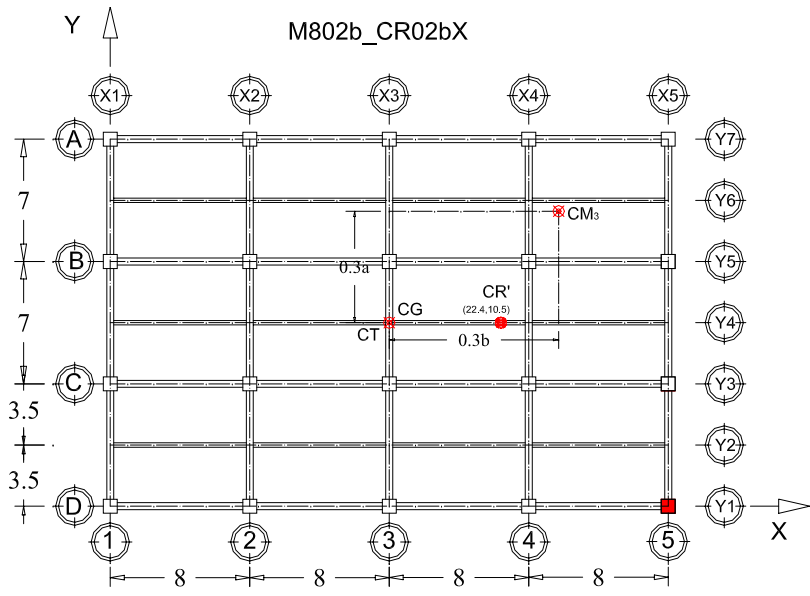
Figura 5.3.2c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M802b\_CR01bX.

Vista del entrepiso basal del modelo y ubicación de puntos estáticos.









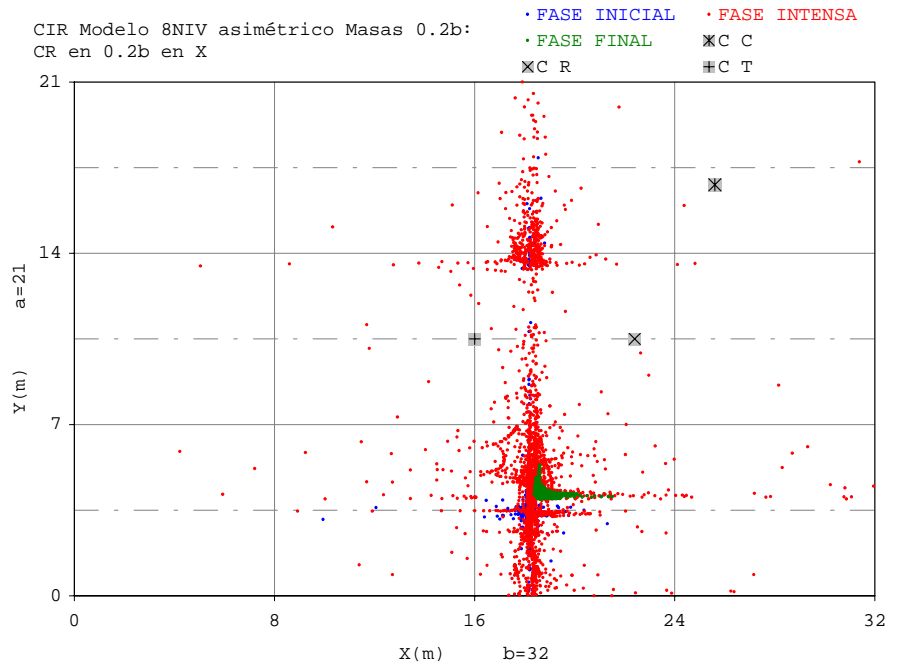
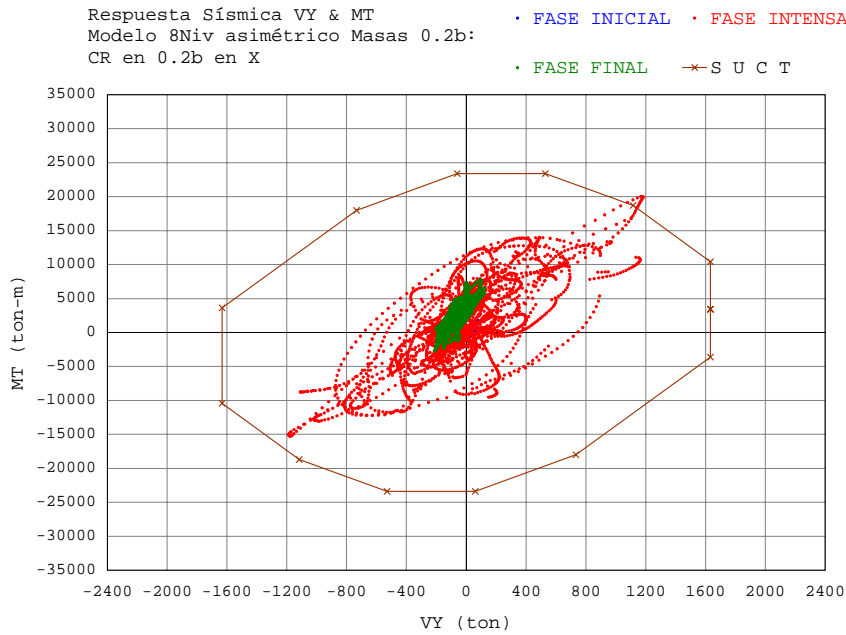
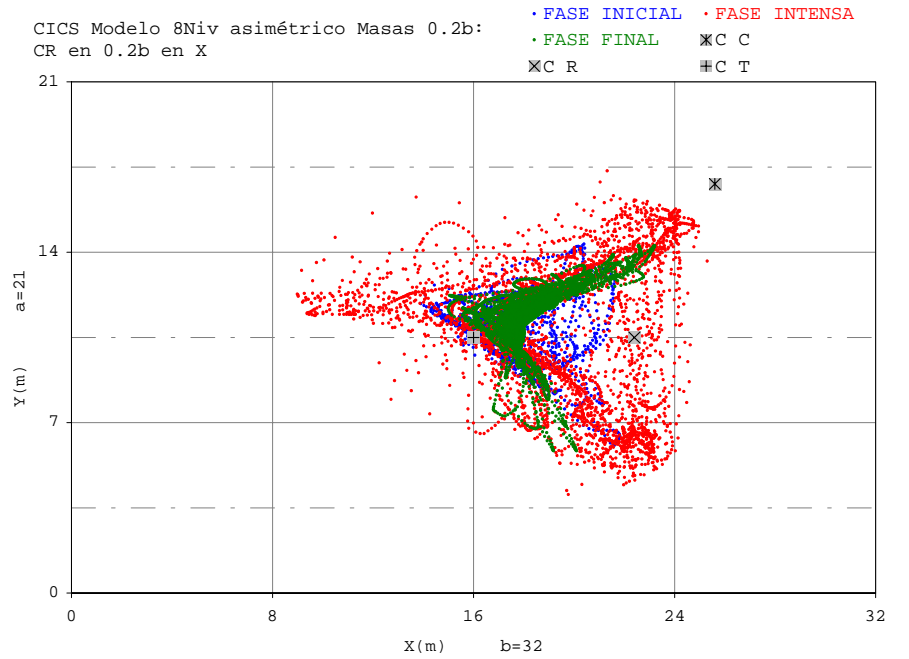
	5.3.3a
5.3.3c	5.3.3b

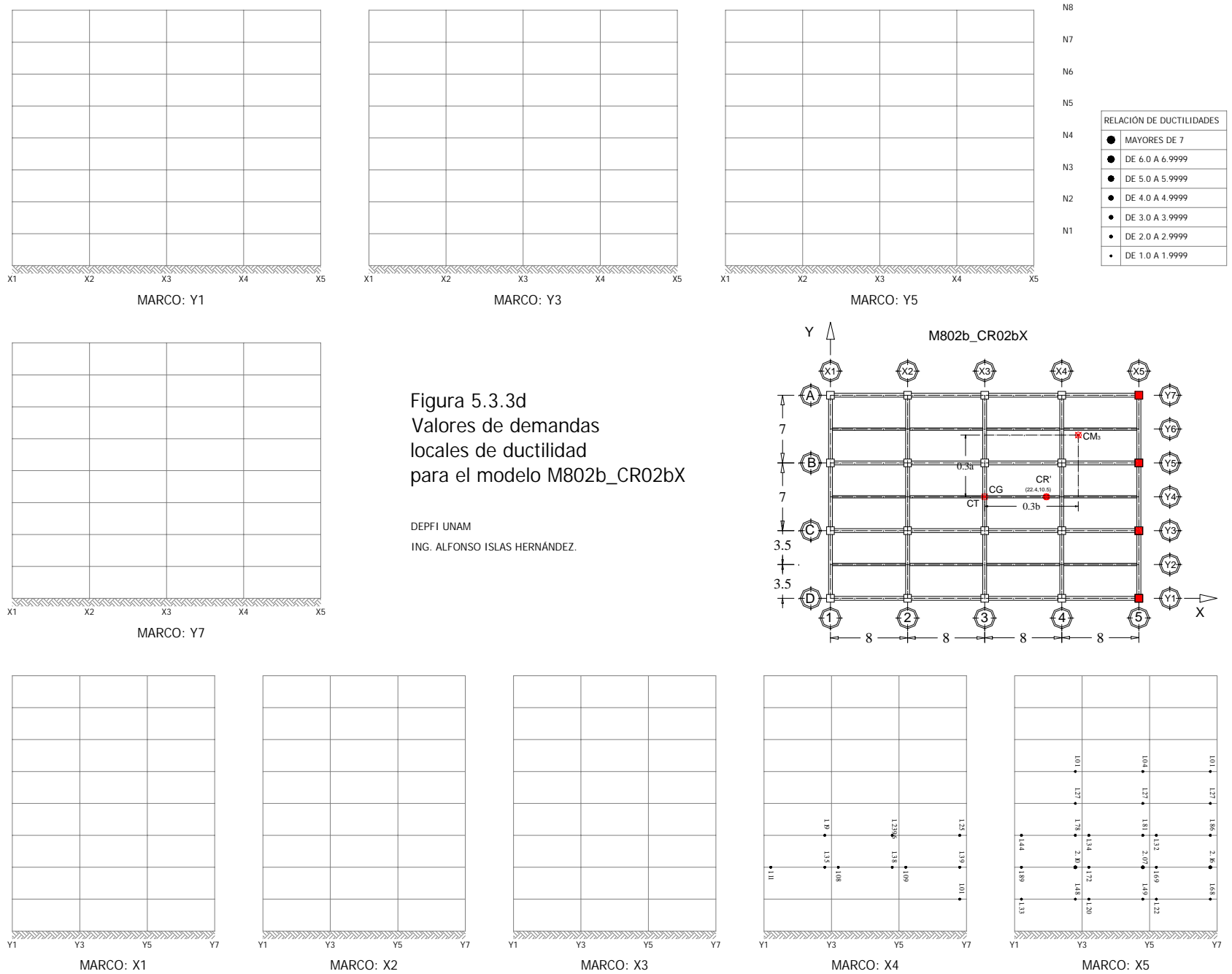
Figura 5.3.3a CICS para el modelo M802b\_CR02bX.

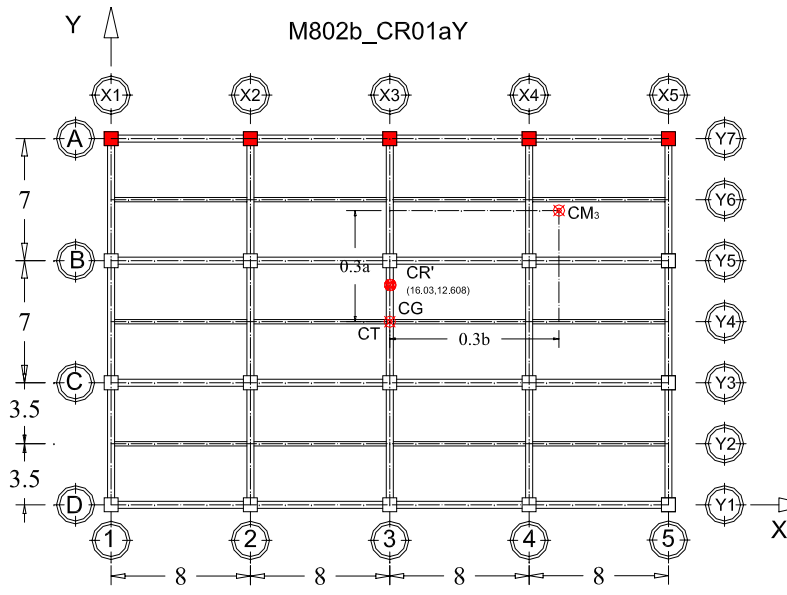
Figura 5.3.3b CIR para el modelo M802b\_CR02bX.

Figura 5.3.3c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M802b\_CR02bX.

Vista del entrepiso basal del modelo y ubicación de puntos estáticos.







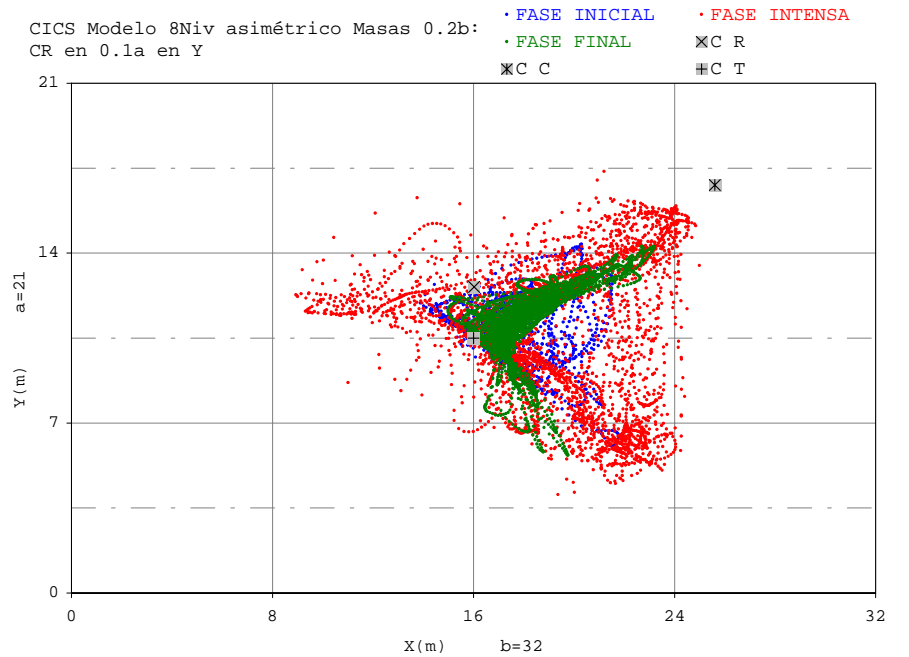
	5.3.4a
5.3.4c	5.3.4b

Figura 5.3.4a CICS para el modelo M802b\_CR01aY

Figura 5.3.4b CIR para el modelo M802b\_CR01aY.

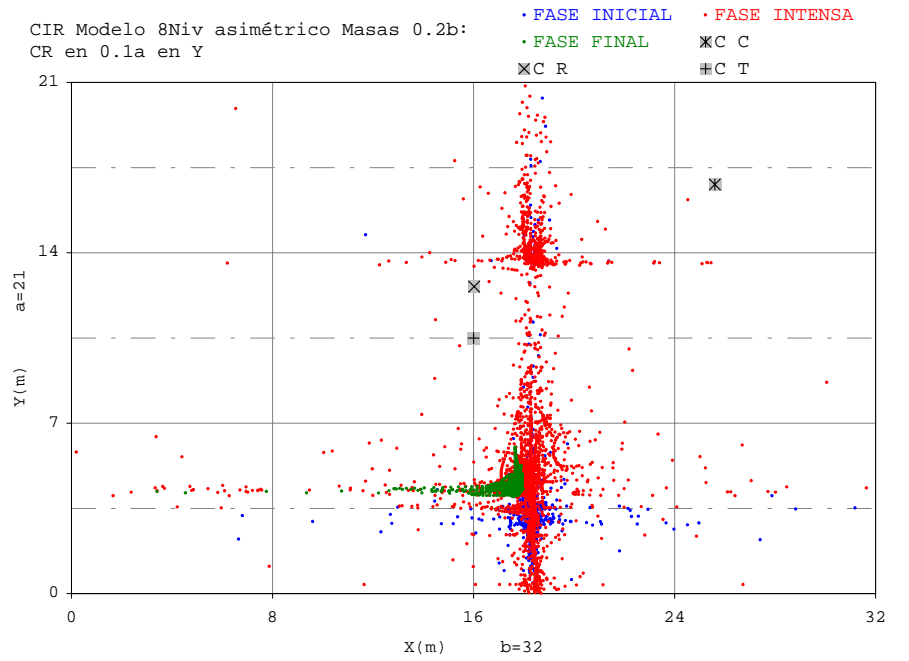
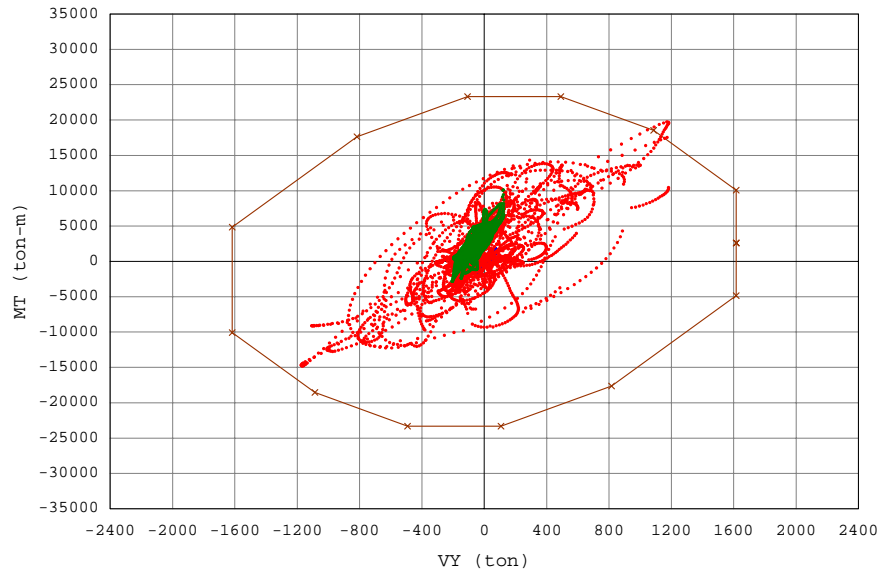
Figura 5.3.4c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M802b\_CR01aY

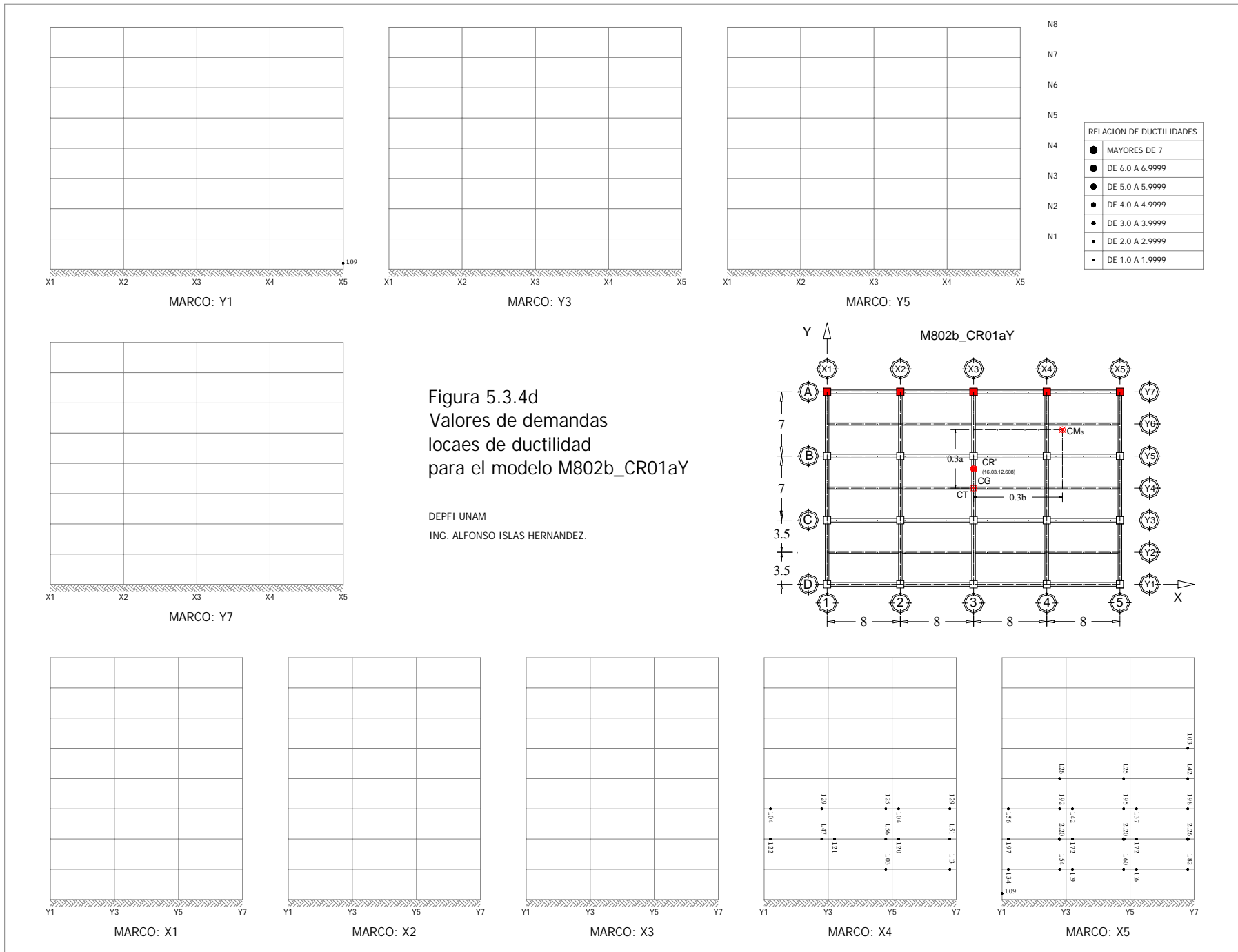
Vista del entrepiso basal del modelo y ubicación de puntos estáticos.

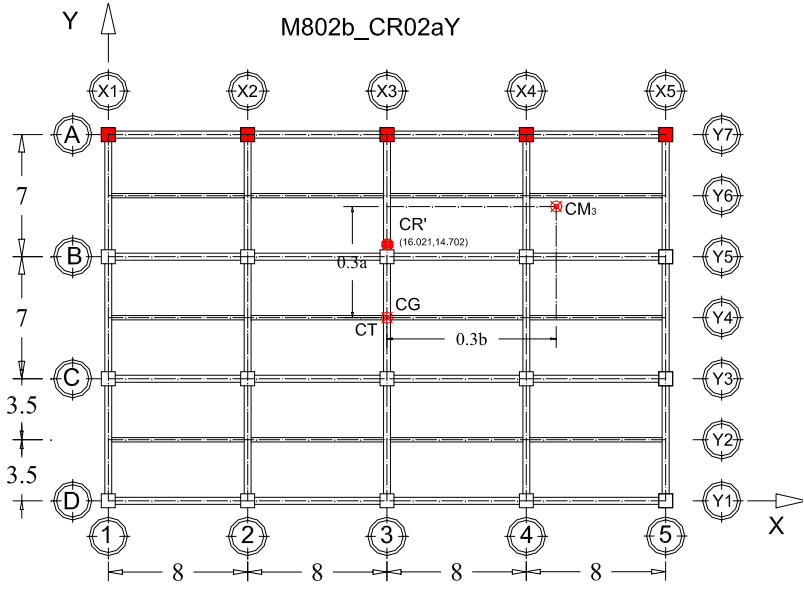


Respuesta Sísmica VY & MT  
Modelo 8Niv asimétrico Masas 0.2b:  
CR en 0.1a en Y

- FASE INICIAL
- FASE INTENSA
- FASE FINAL
- ✕ S U C T







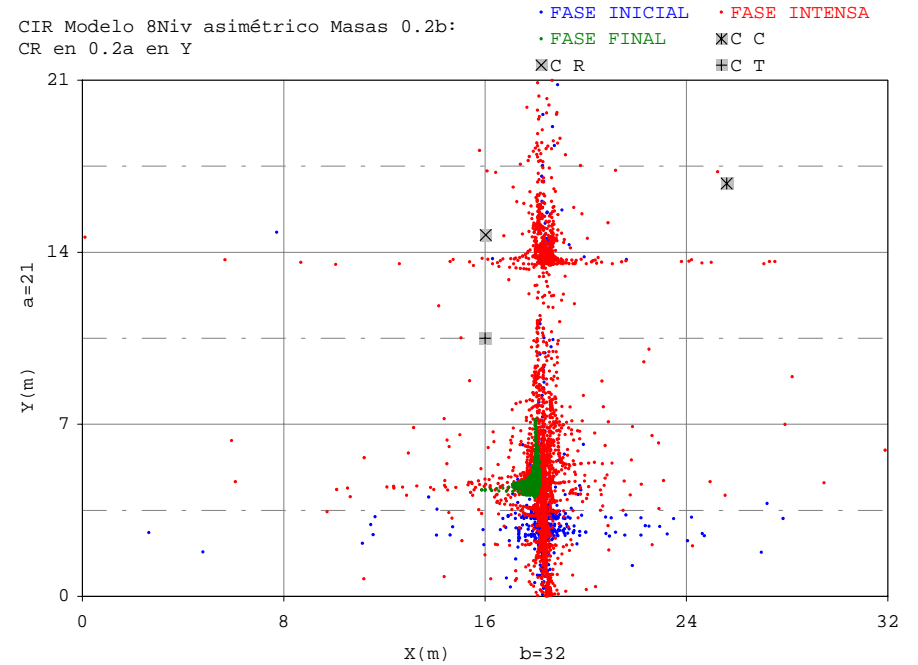
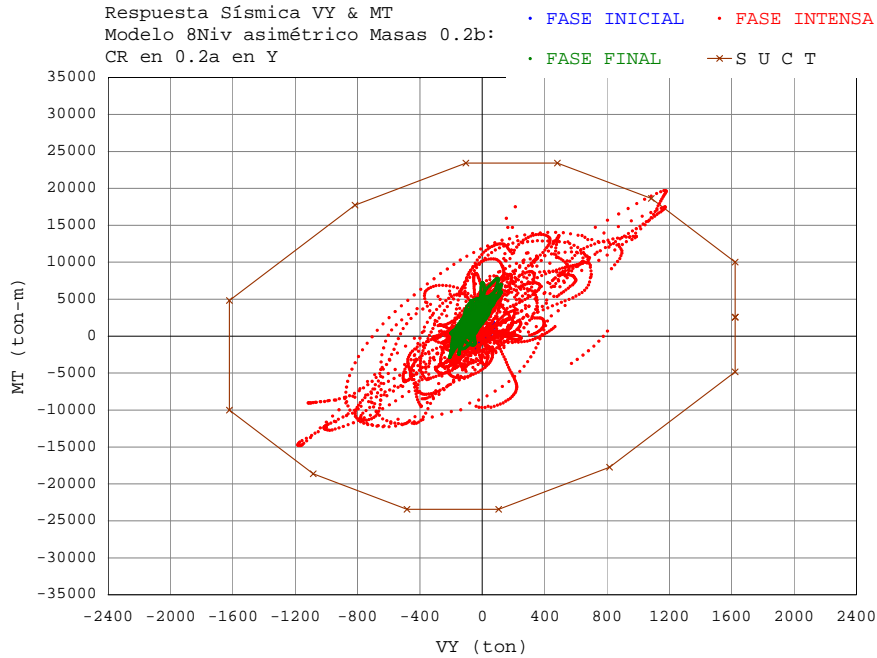
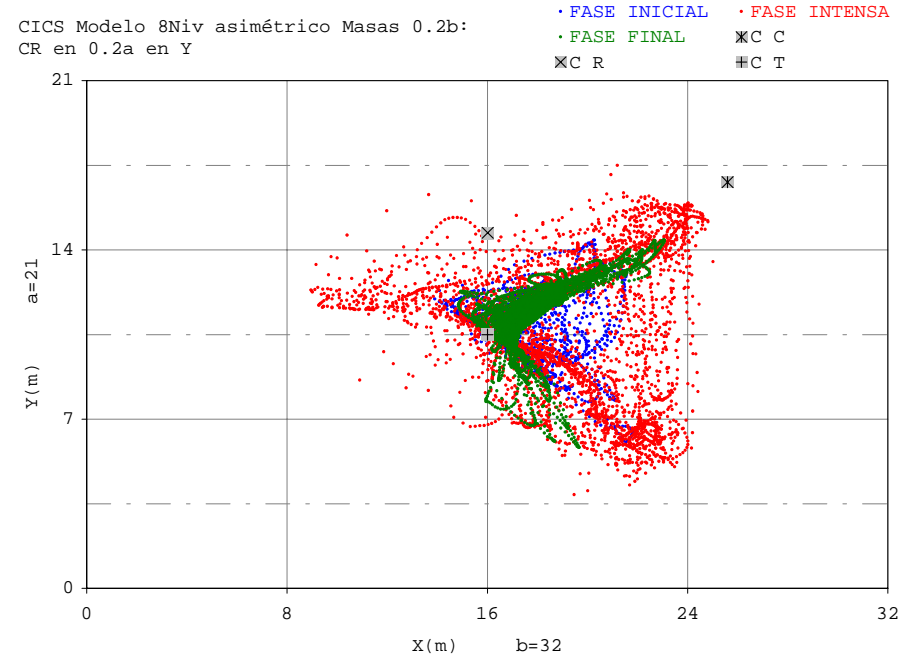
	5.3.5a
5.3.5c	5.3.5b

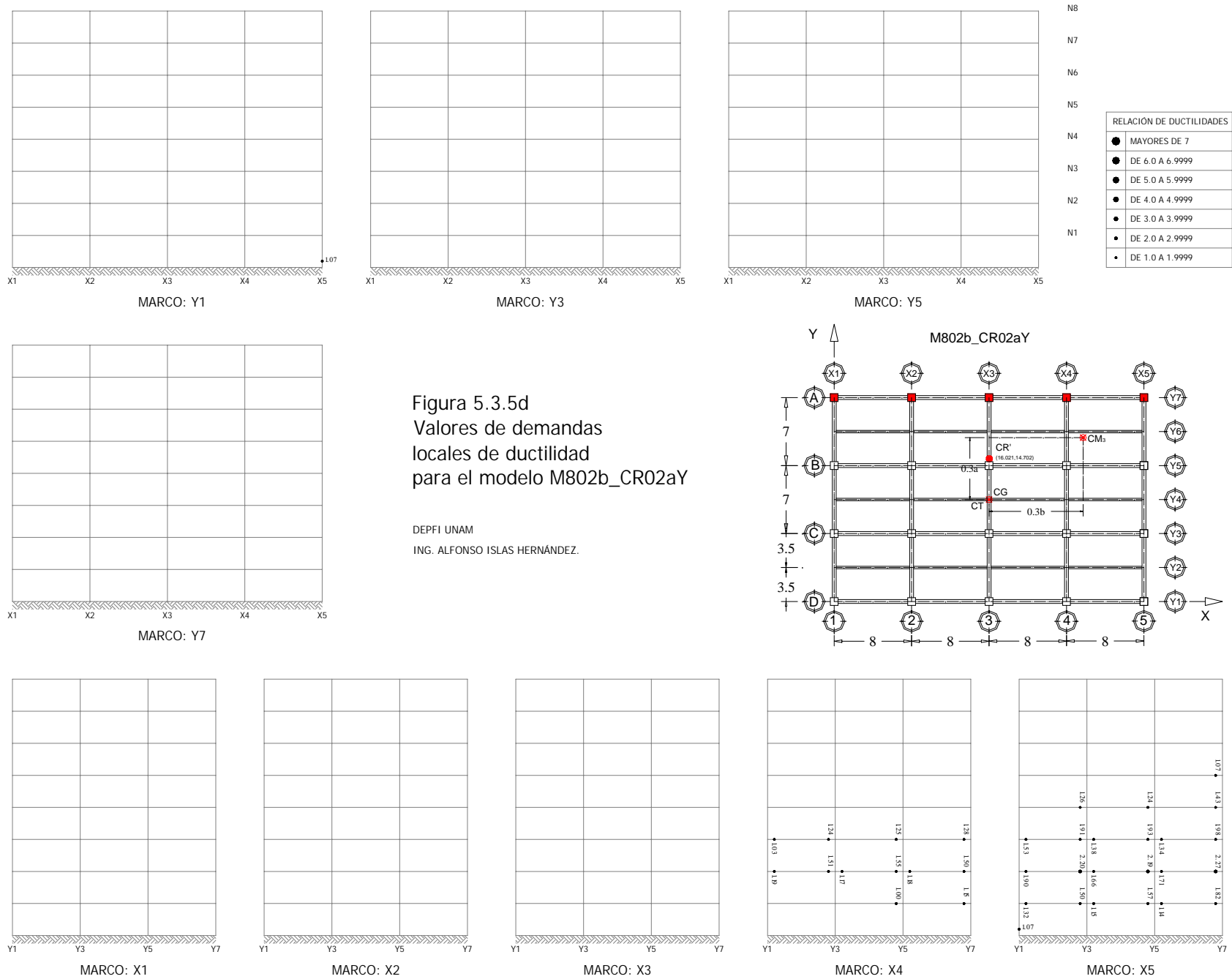
Figura 5.3.5a CICS para el modelo M802b\_CR02aY

Figura 5.3.5b CIR para el modelo M802b\_CR02aY.

Figura 5.3.5c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M802b\_CR02aY

Vista del entrepiso basal del modelo y ubicación de puntos estáticos.





## 5.4 Modelos asimétricos en Rigidez: 1 muro en cada lado.

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

En las figuras 5.4.1a, 5.4.2a, 5.4.3a, 5.4.4a y 5.4.5a se presentan las variaciones del CICS para los modelos M811m\_Original, M811m\_CR01bX, M811m\_CR02bX, M811m\_CR01aY, M811m\_CR02aY respectivamente. Se observa que todas las variaciones son muy similares entre sí y presentan una mayor dispersión conforme se incrementa la excentricidad estructural. Además, estas variaciones se encuentran concentradas en una zona definida por el centro de torsión estático, el centro de resistencias de diseño y el centro de cortante. El haber incrementado las resistencias del eje 5 modifica de manera significativa la localización de la fase final en los casos donde el CR se ubica en 0.1b en X y en 0.2a en Y. Pero en general la fase final se ubica alrededor del centro de cortante.

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

En las figuras 5.4.1b, 5.4.2b, 5.4.3b, 5.4.4b y 5.4.5b se presentan la variación en el tiempo del CIR para los modelos M811m\_Original, M811m\_CR01bX, M811m\_CR02bX, M811m\_CR01aY, M811m\_CR02aY respectivamente. Se aprecia que únicamente durante la fase inicial se tienen las mismas variaciones en los cinco modelos ya que se localiza entre el CT y el centro geométrico de la planta. Después, durante las fases intensa y final, las respuestas son muy dispersas y no presentan semejanza alguna. La fase intensa del modelo 'original', tiende a ubicarse entre los ejes 3 y 4 muy cerca del CC y es aquí donde la fase final se concentra, es decir alejado del plano con mayor resistencia de diseño (eje 1).

Para el modelo M811m\_CR01bx, la variación de la fase intensa es muy dispersa ya que se ubica en tres zonas distintas: cerca del centro geométrico, en la zona definida por los ejes 1-2 y C-D y la zona comprendida por los ejes 3-4 y C-D; mientras que la fase final se concentra en estas dos últimas regiones. En el modelo M811m\_CR02bx, la variación de la fase intensa no es tan dispersa como en el modelo anterior pero ahora se ubica alrededor de los ejes Y4 y 3. La fase final tiende a localizarse sobre el eje Y4.

Los modelos M811m\_CR01aY y M811m\_CR02aY presentan, en general, el mismo comportamiento: la respuesta en la fase intensa es muy dispersa, primero se ubica alrededor del centro geométrico y después en la región definida por los ejes 3-4 y C-D y es en esta zona donde se concentra la fase final, se decir, ambas fases tienden a localizarse lejos de la zona de mayor rigidez y de mayor resistencia de diseño, tal vez porque el sistema esta muy degradado y es esta la región que ofrece el equilibrio para que la aplicación de las fuerzas sísmicas produzcan solo traslación al sistema.

### *Respuesta Fuerza Cortante vs Momento Torsionante.*

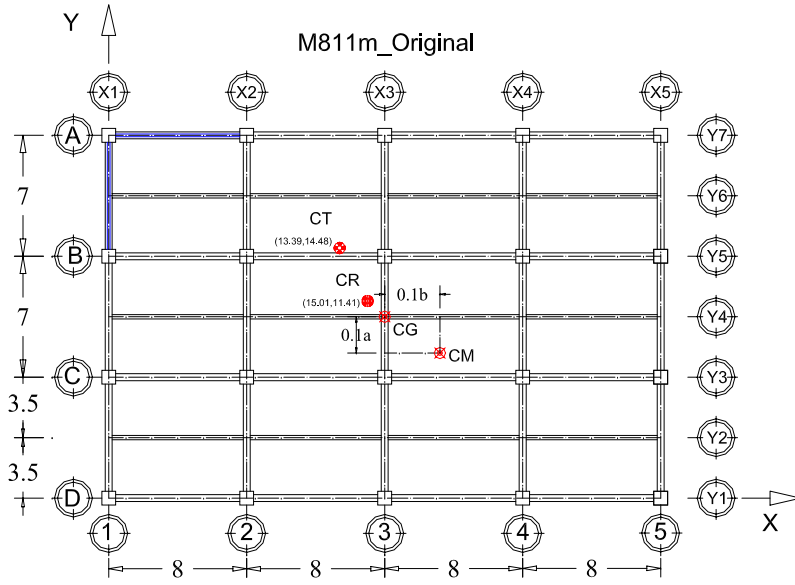
En las figuras 5.4.1c, 5.4.2c, 5.4.3c, 5.4.4c y 5.4.5c se presentan las demandas de fuerza cortante vs momento torsionante para los modelos M811m\_Original, M811m\_CR01bX, M811m\_CR02bX, M811m\_CR01aY, M811m\_CR02aY respectivamente. Los cinco modelos, en general, no presentan demandas de momentos torsionantes tan altas como en los modelos con asimetría en masas. El comportamiento más bien parece ser de traslación, solo el caso del modelo 'original' rebasa ligeramente la superficie de capacidad en la rama vertical (traslación) Se aprecia que la mayor parte de los efectos torsionantes no lineales se producen sobre ramas paralelas de la superficie con pendiente negativa asociados a los elementos más alejados del centro de cortante (eje 1). Al igual que en los modelos con asimetría en masas, en estos modelos, el eje 1 se mantuvo elástico mientras que los demás planos presentaron desplazamientos inelásticos por la rotación de sus niveles, por tanto, se esperaría que el eje 5 experimente las mayores demandas de ductilidad.

*Demandas de ductilidades locales en planos resistentes.*

En las figuras 5.4.1d, 5.4.2d, 5.4.3d, 5.4.4d y 5.4.5d se presentan de manera esquemática los valores de las demandas locales de ductilidad para los modelos M811m\_Original, M811m\_CR01bX, M811m\_CR02bX, M811m\_CR01aY, M811m\_CR02aY respectivamente de acuerdo a sus planos resistentes. Se corrobora que el eje 5 es el que presenta los mayores valores de ductilidad alcanzando valores de hasta 9.33 en vigas del tercer nivel. Solo los ejes estructurales A, B y I no presentaron demandas de ductilidad tan altas en vigas pero en las columnas del entrepiso basal alcanzaron valores de 3.3 en su extremo inferior.

En general el comportamiento de este grupo de modelos no fue muy satisfactorio pues aunque se logró con toda intención acercar el CR al CT estáticos mediante el incremento de resistencias en determinados planos, no se tuvieron respuestas bien definidas y aunque, en las respuestas Fuerza cortante vs Momento Torsionante se presenta un comportamiento de traslación, las demandas de ductilidad locales indican que los ejes estructurales fueron muy demandados.





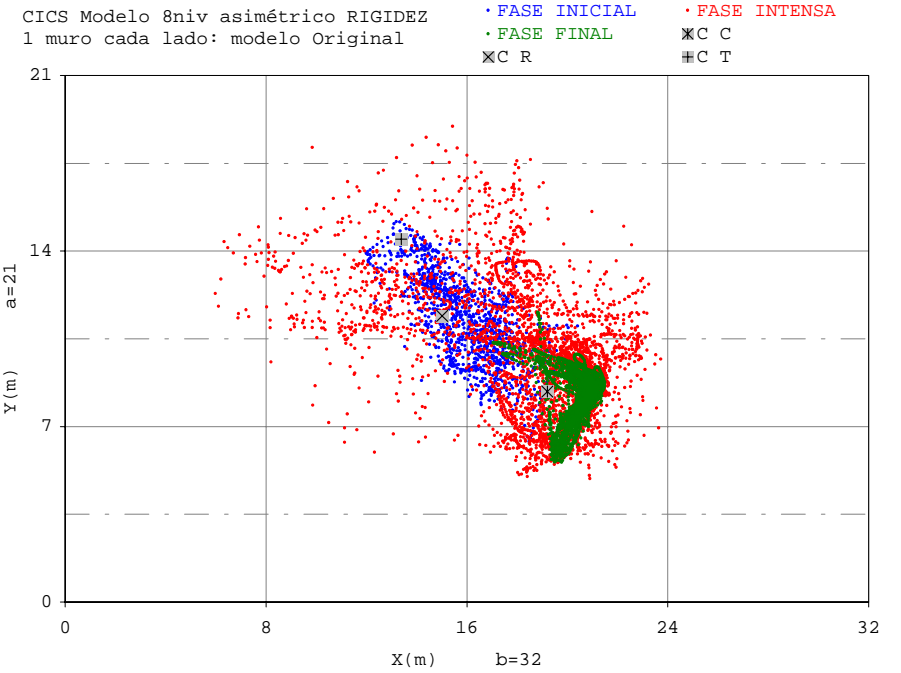
	5.4.1a
5.4.1c	5.4.1b

Figura 5.4.1a CICS para el modelo M811m\_Original.

Figura 5.4.1b CIR para el modelo M811m\_Original.

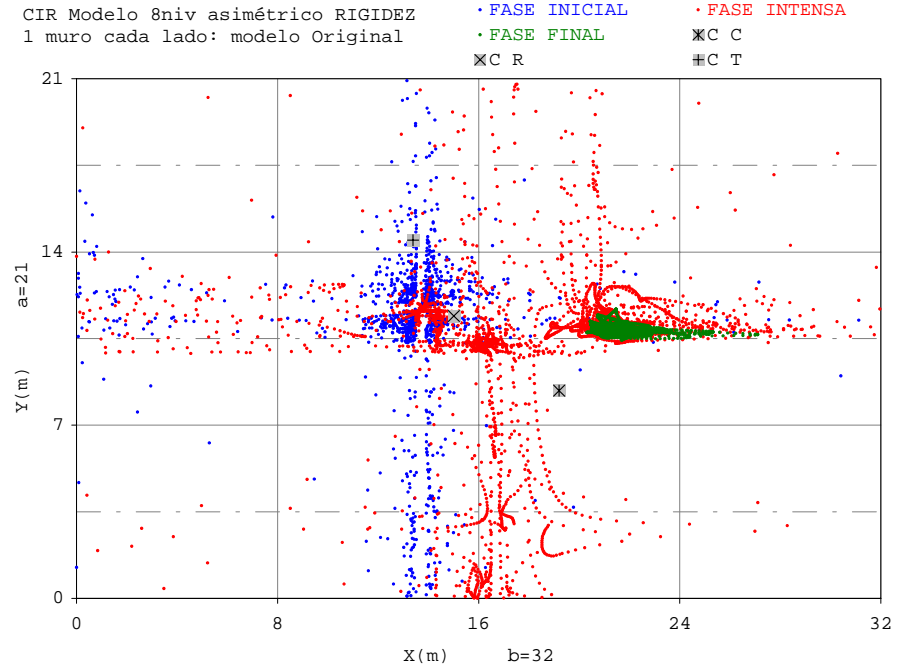
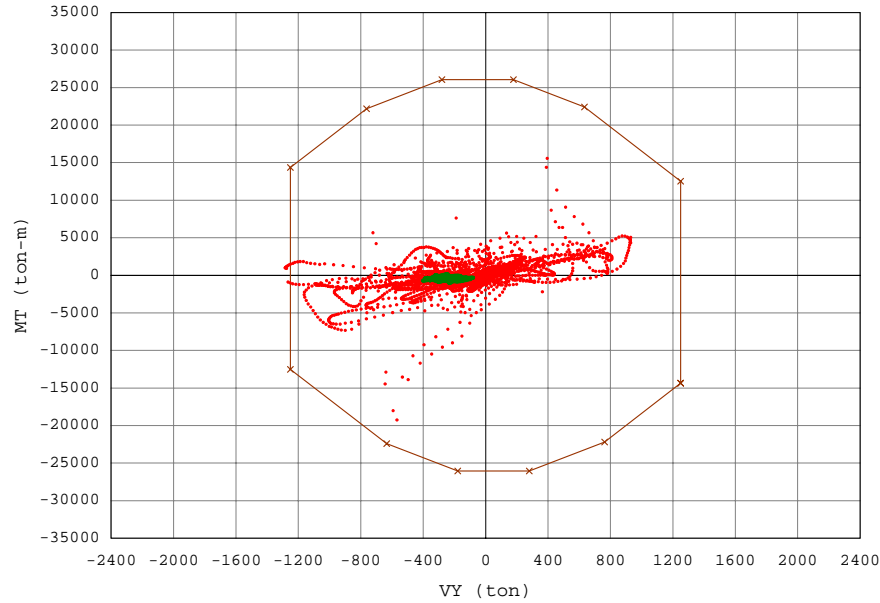
Figura 5.4.1c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M811m\_Original.

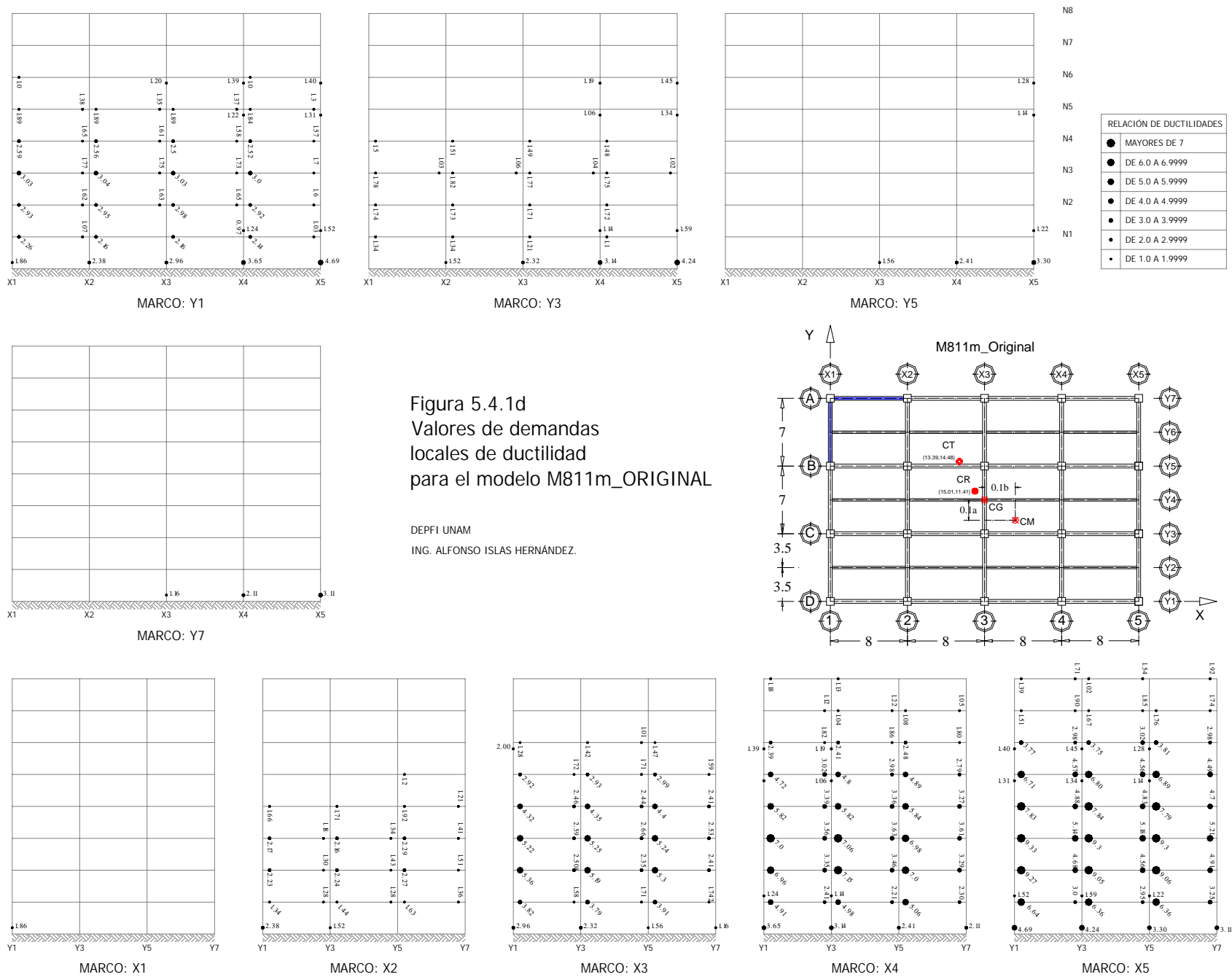
Vista del entrepiso basal del modelo y ubicación de puntos estáticos.

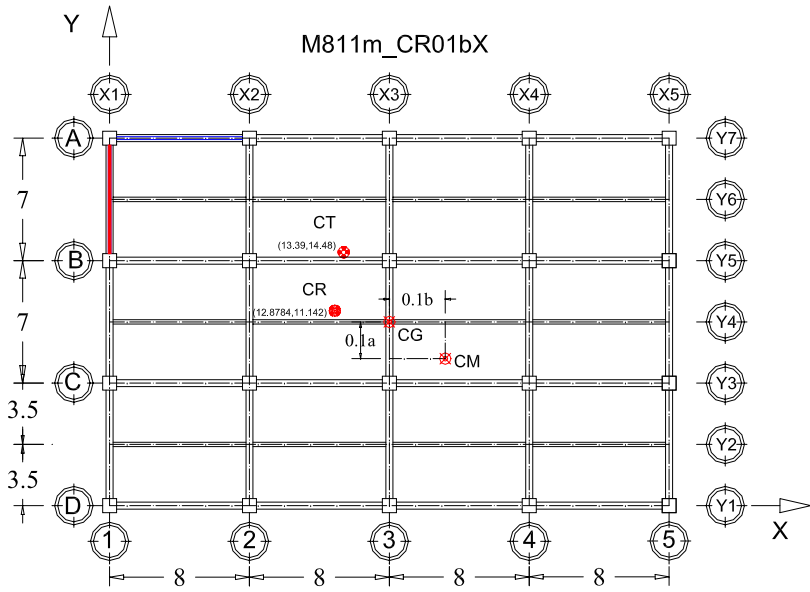


Respuesta Sísmica VY & MT  
Modelo 8niv asim RIGIDEZ  
1 muro cada lado: modelo Original

- FASE INICIAL
- FASE INTENSA
- FASE FINAL
- ✕ S U C T







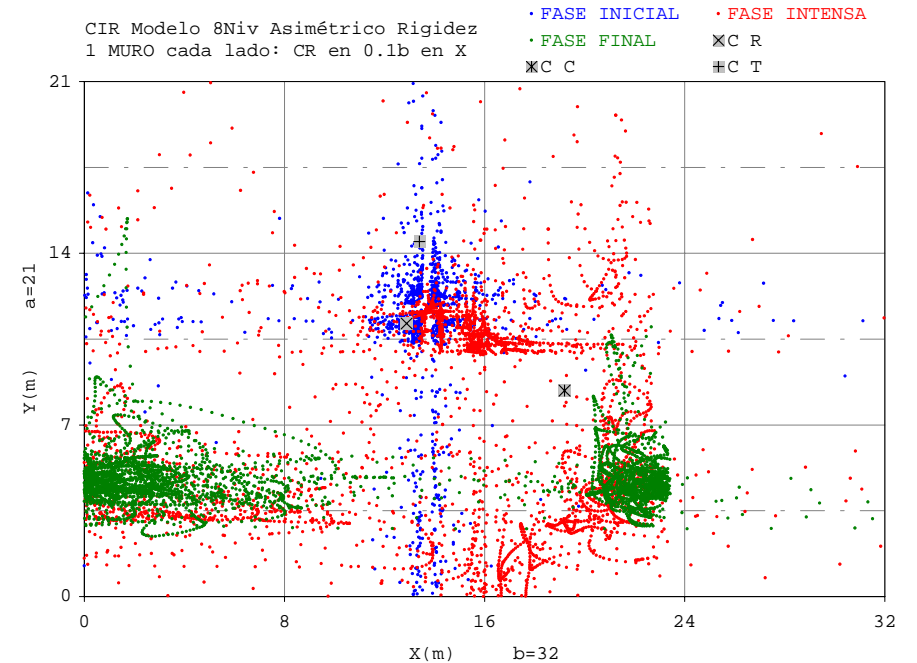
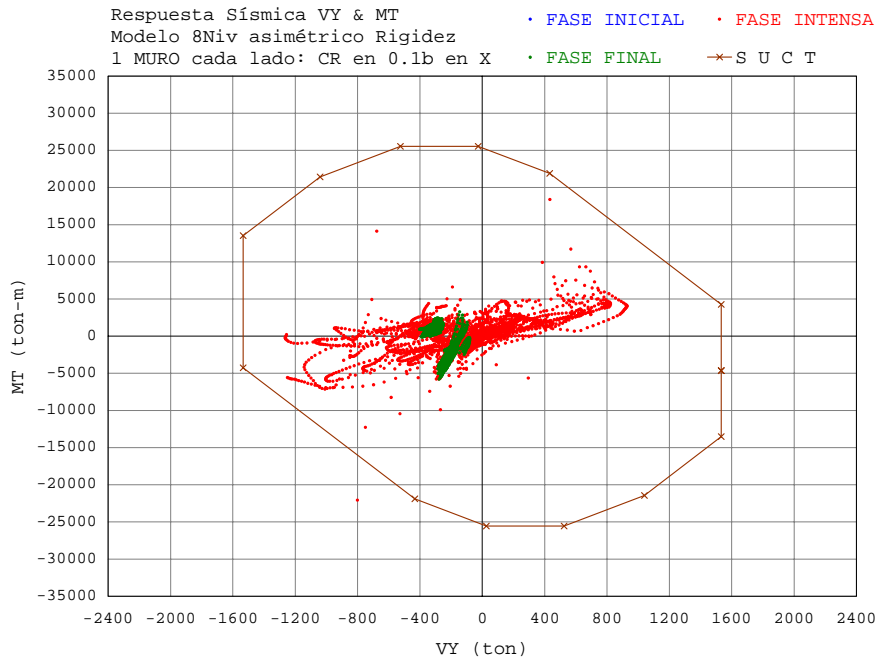
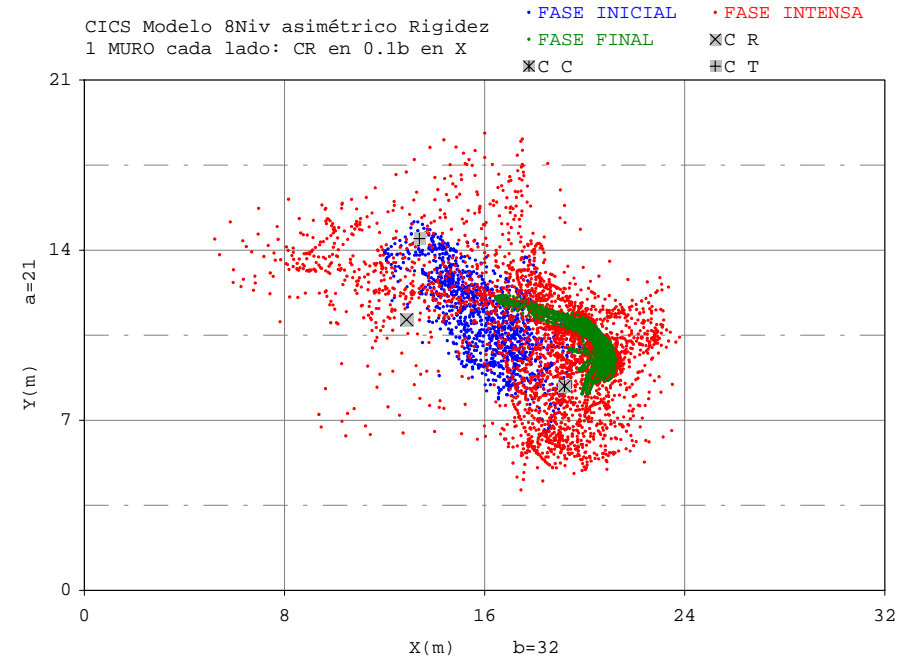
	5.4.2a
5.4.2c	5.4.2b

Figura 5.4.2a CICS para el modelo M811m\_CR01bX.

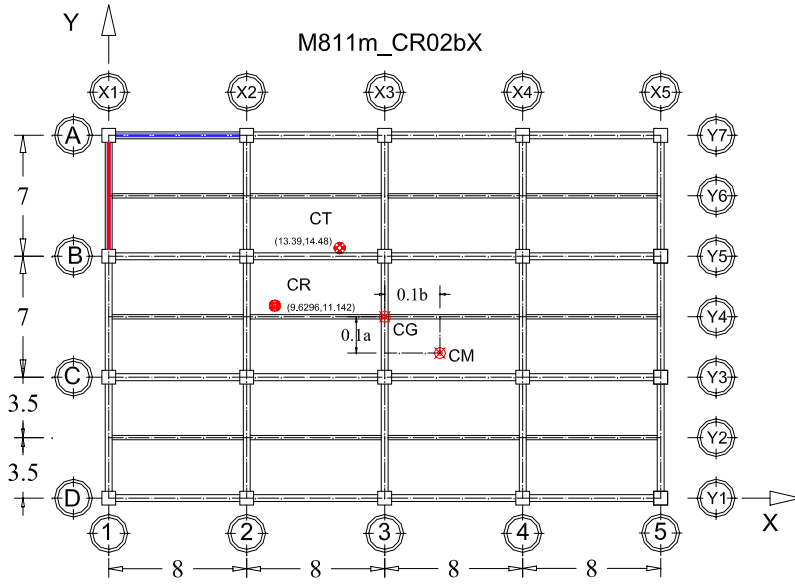
Figura 5.4.2b CIR para el modelo M811m\_CR01bX.

Figura 5.4.2c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M811m\_CR01bX.

Vista del entrepiso basal del modelo y ubicación de puntos estáticos.







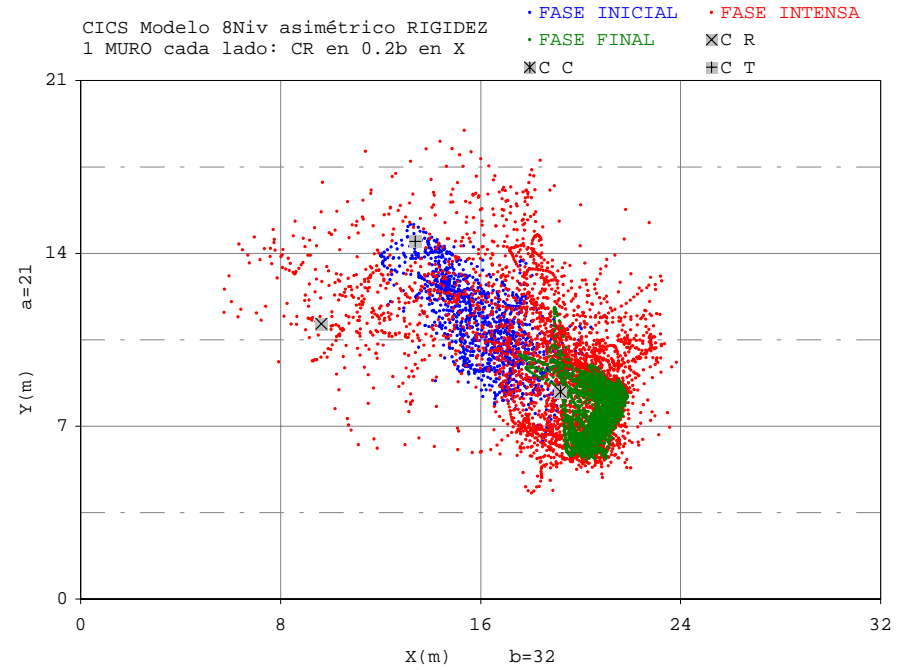
	5.4.3a
5.4.3c	5.4.3b

Figura 5.4.3a CICS para el modelo M811m\_CR02bX.

Figura 5.4.3b CIR para el modelo M811m\_CR02bX.

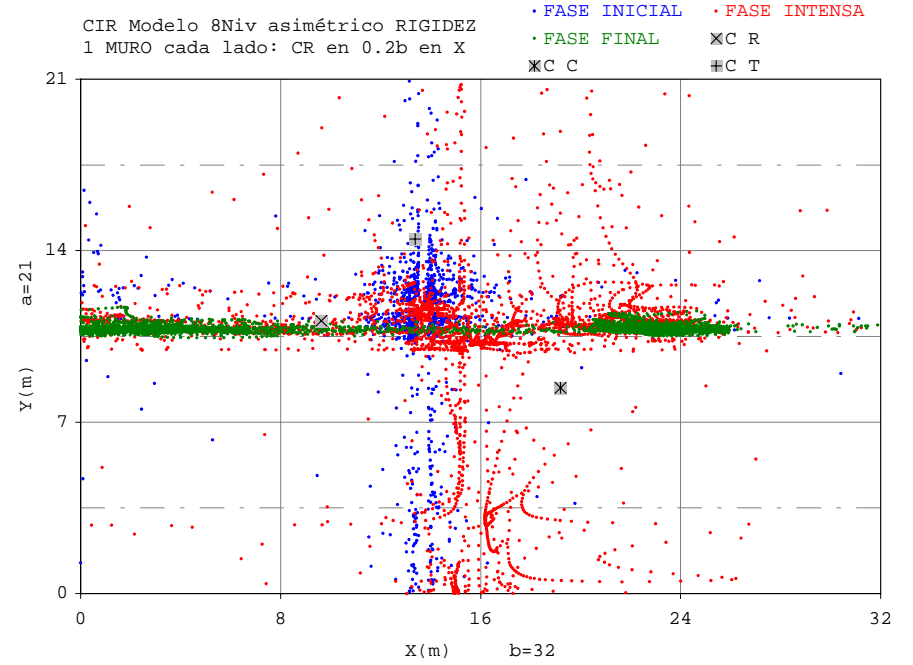
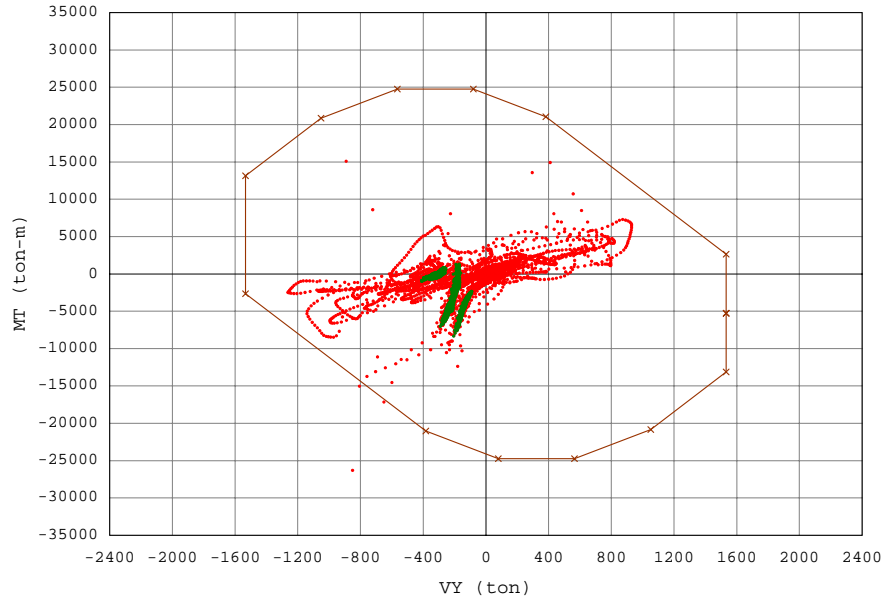
Figura 5.4.3c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M811m\_CR02bX.

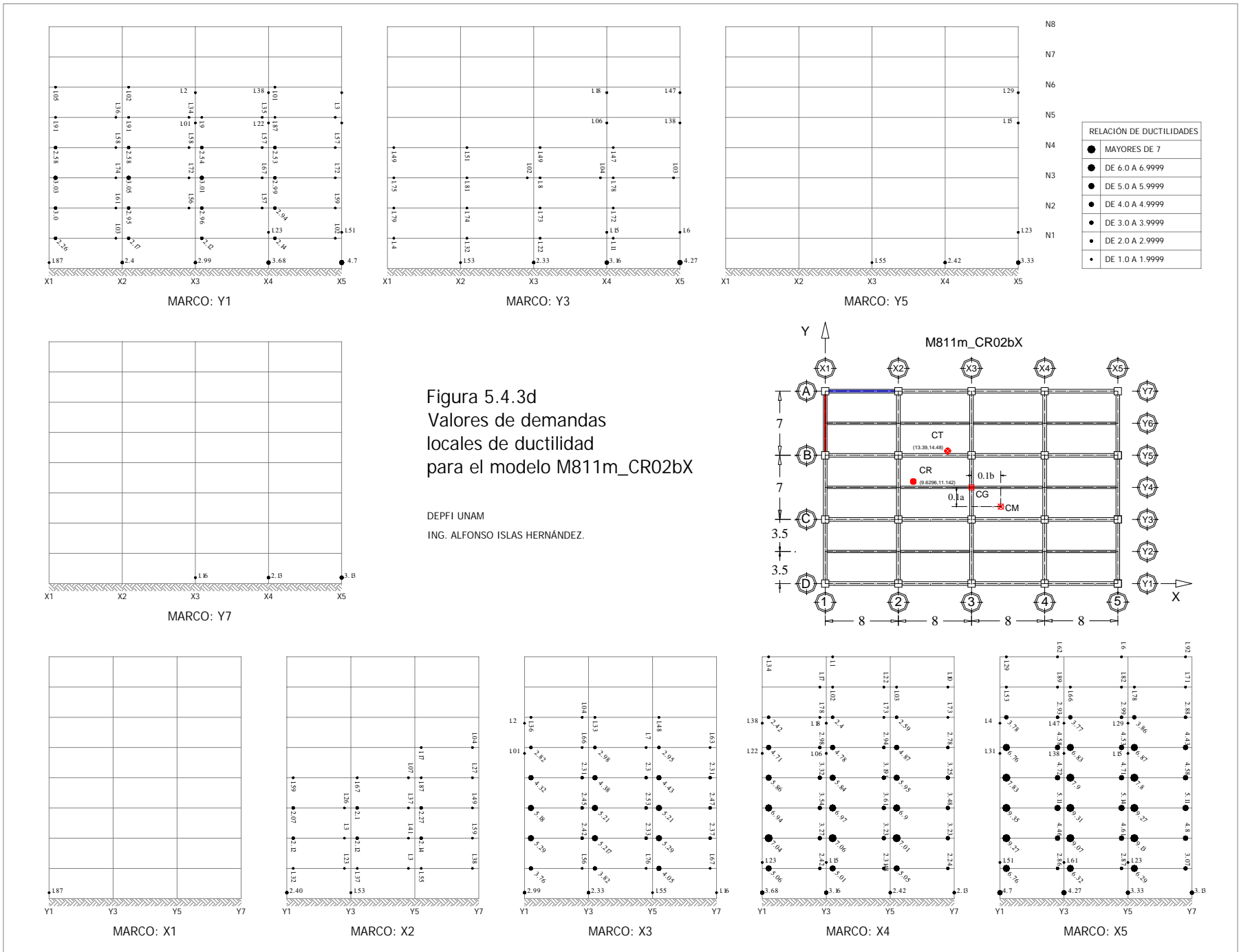
Vista del entrepiso basal del modelo y ubicación de puntos estáticos.

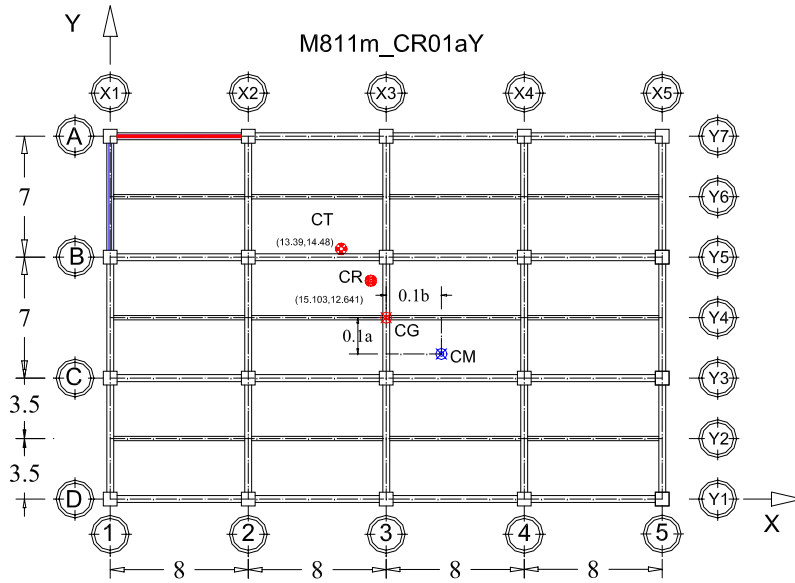


Respuesta Sísmica VY & MT  
Modelo 8Niv asimétrico RIGIDEZ  
1 MURO cada lado: CR en 0.2b en X

- FASE INICIAL
- FASE INTENSA
- FASE FINAL
- ✕ S U C T







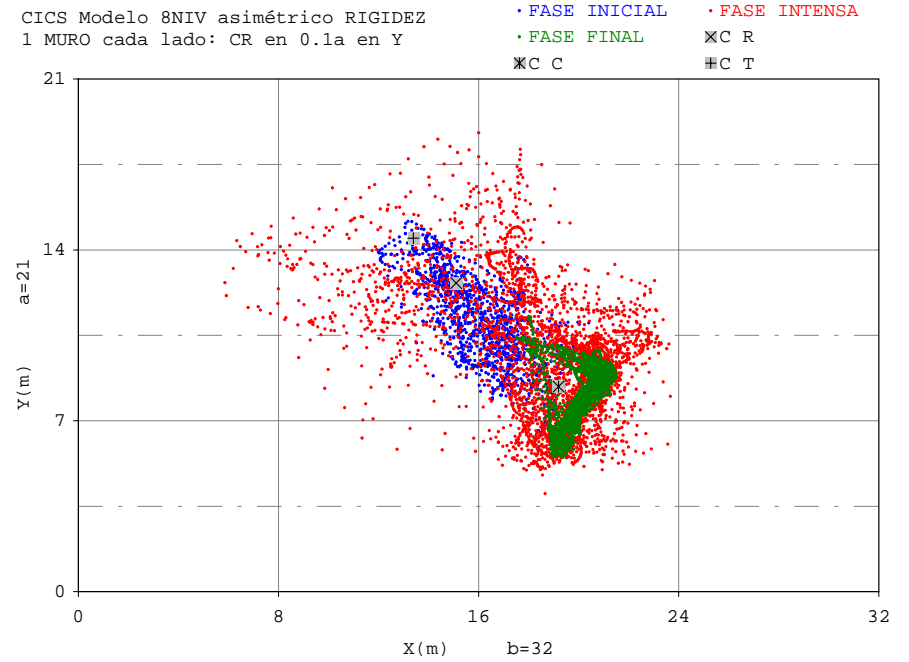
	5.4.4a
5.4.4c	5.4.4b

Figura 5.4.4a CICS para el modelo M811m\_CR01aY

Figura 5.4.4b CIR para el modelo M811m\_CR01aY.

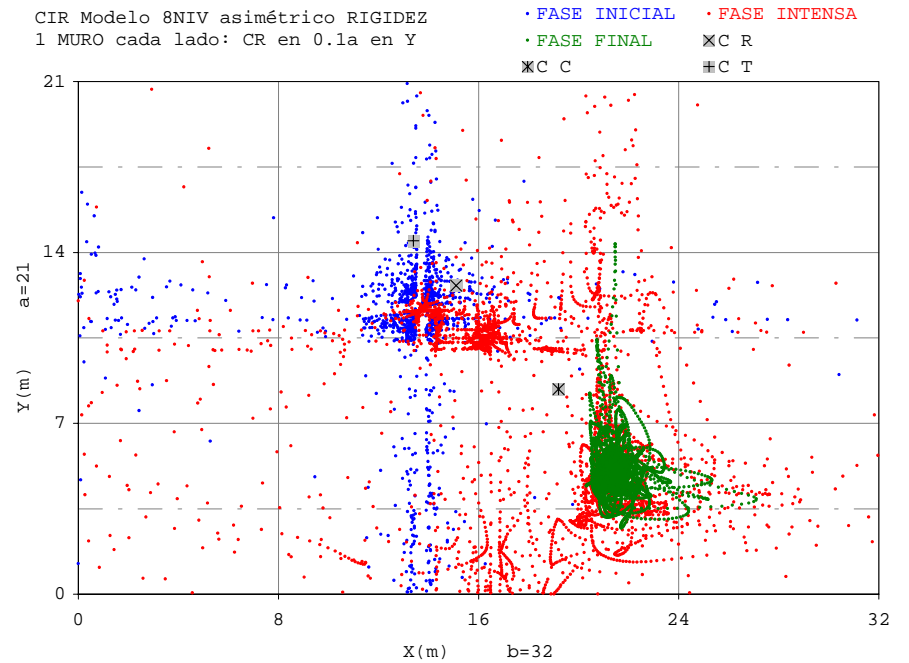
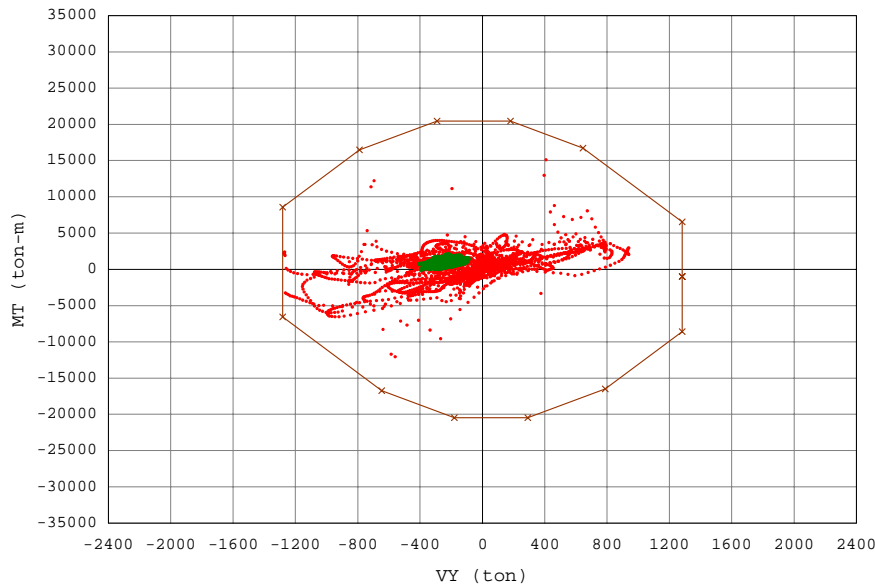
Figura 5.4.4c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M811m\_CR01aY

Vista del entrepiso basal del modelo y ubicación de puntos estáticos.



Respuesta Sísmica VY & MT  
Modelo 8Niv asimétrico RIGIDEZ  
1 MURO cada lado: CR en 0.1a en Y

- FASE INICIAL
- FASE INTENSA
- FASE FINAL
- ✕ S U C T



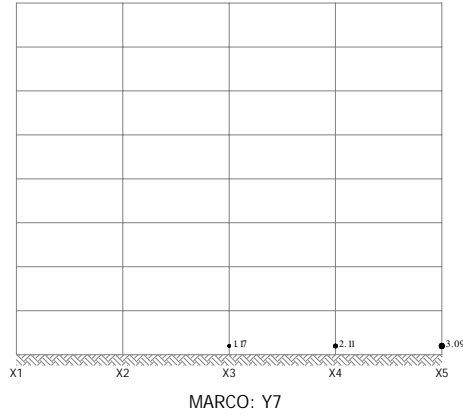
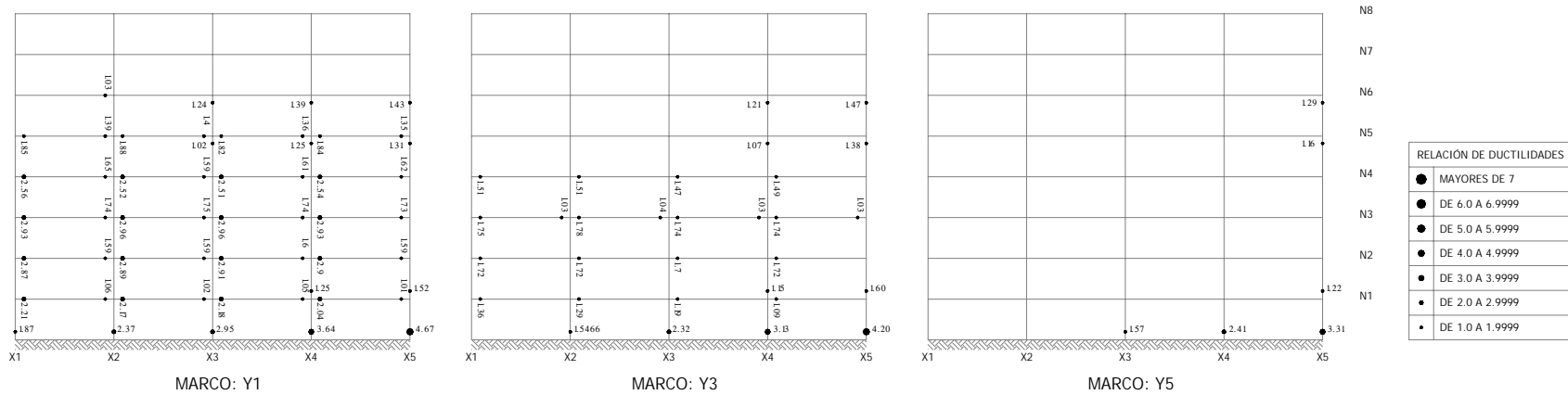
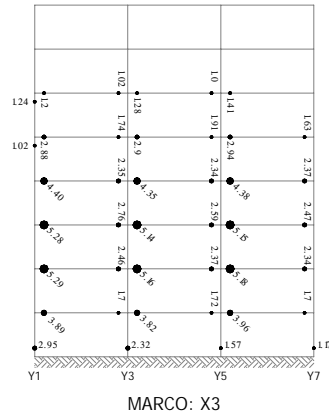
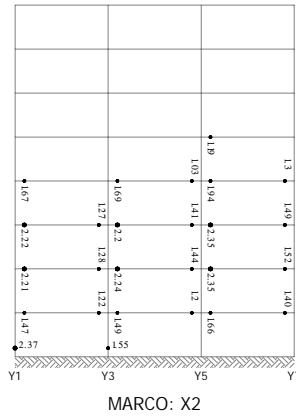
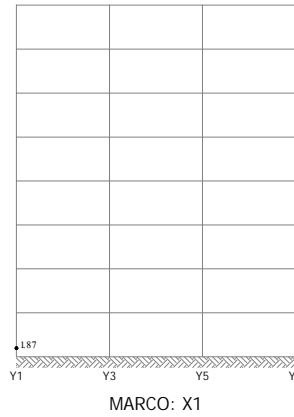
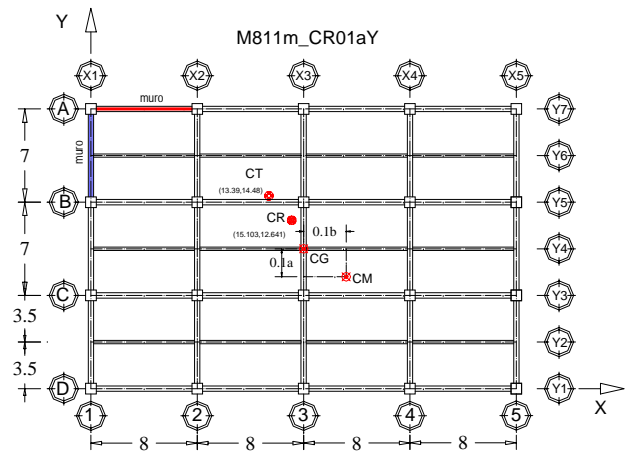


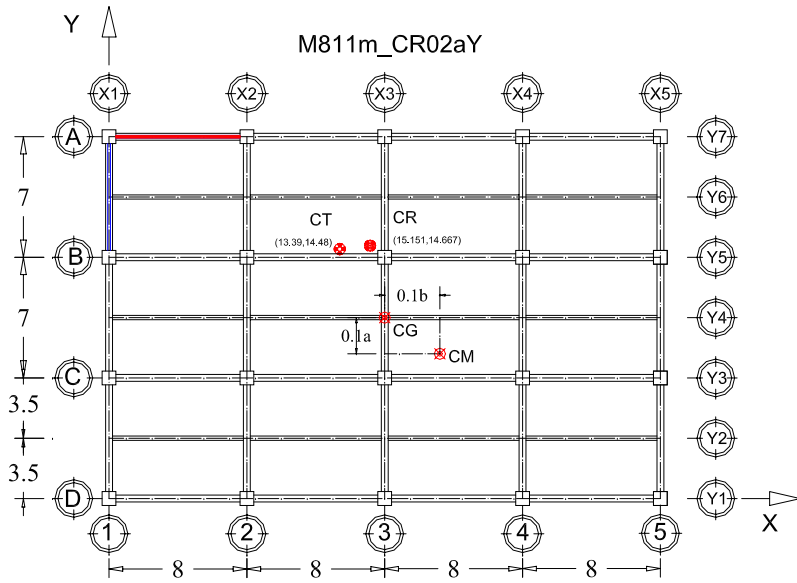
Figura 5.4.4d  
Valores de demandas  
locales de ductilidad  
para el modelo M811m\_CR01aY

DEPFI UNAM  
ING. ALFONSO ISLAS HERNÁNDEZ.

Ubicación constante del CM. Distribución de rigideces según diseño original.  
Incremento de resistencia, a fuerza cortante, en el muro del eje A.







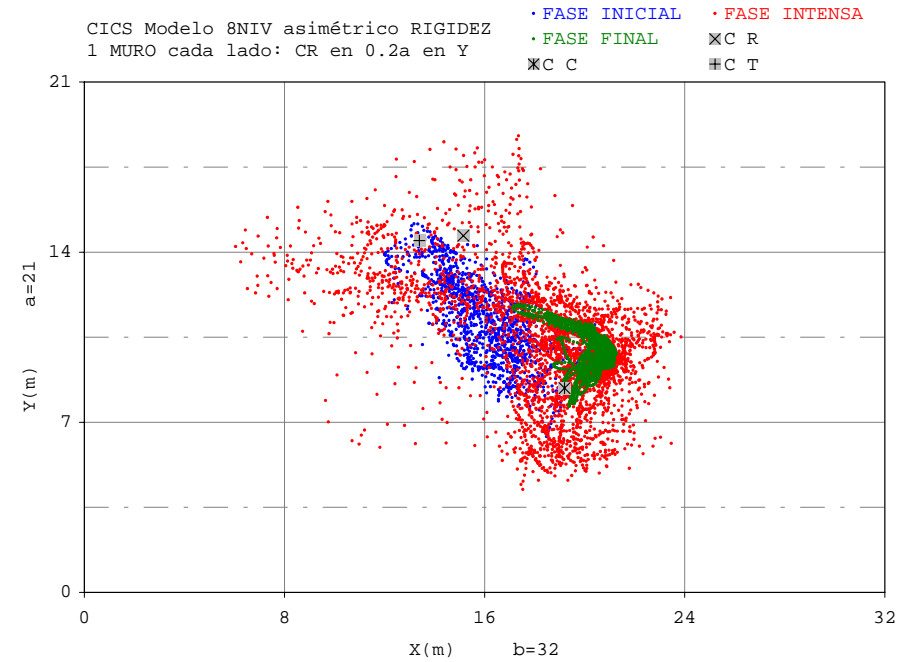
	5.4.5a
5.4.5c	5.4.5b

Figura 5.4.5a CICS para el modelo M811m\_CR02aY

Figura 5.4.5b CIR para el modelo M811m\_CR02aY.

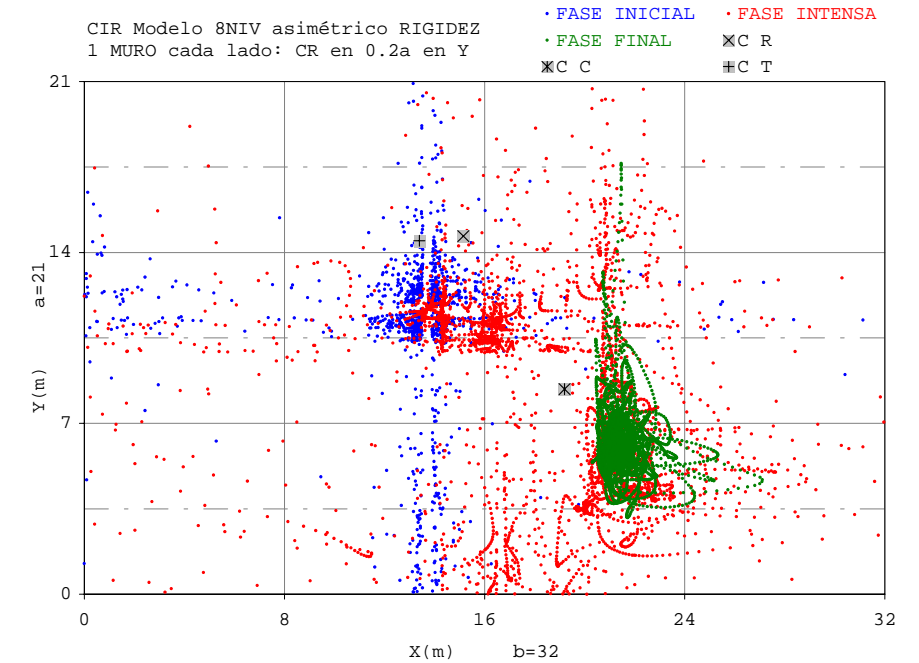
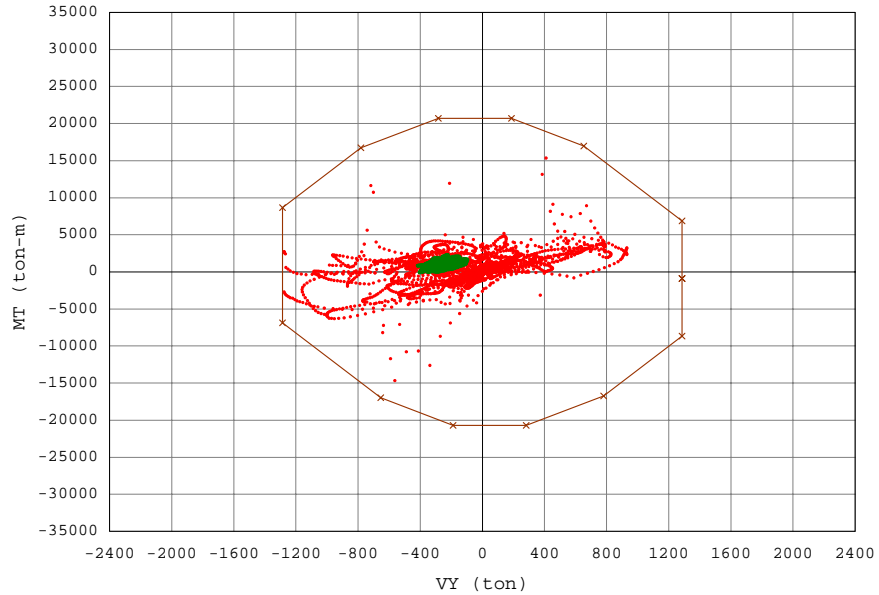
Figura 5.4.5c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M811m\_CR02aY

Vista del entrepiso basal del modelo y ubicación de puntos estáticos.



Respuesta Sísmica VY & MT  
Modelo 8NIV asimétrico RIGIDEZ  
1 MURO cada lado: CR en 0.2a en Y

- FASE INICIAL (blue dots)
- FASE INTENSA (red dots)
- FASE FINAL (green dots)
- S U C T (crosses)





## 5.5 Modelos asimétricos en Rigidez: 2 muros en cada lado.

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

En las figuras 5.5.1a, 5.5.2a, 5.5.3a, 5.5.4a y 5.5.5a se presentan las variaciones del CICS para los modelos M822m\_Original, M822m\_CR01bX, M822m\_CR02bX, M822m\_CR01aY y M822m\_CR02aY respectivamente. En general, los cinco modelos presentan las mismas distribuciones: las fases inicial y final se ubican alrededor del CT y del CC, mientras que la fase final se concentra alrededor del CC, es decir, alejada de la zona de mayor rigidez y resistencia de diseño.

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

En las figuras 5.5.1b, 5.5.2b, 5.5.3b, 5.5.4b y 5.5.5b se presentan la variación en el tiempo del CIR para los modelos M822m\_Original, M822m\_CR01bX, M822m\_CR02bX, M822m\_CR01aY y M822m\_CR02aY respectivamente. Las respuestas de estos modelos son muy dispersas y se aprecia que sus variaciones son muy dependientes del valor de la excentricidad en resistencias (CC vs CR). En general, en los cinco modelos la fase inicial presenta la misma ubicación: alrededor del eje B entre los ejes 1 y 3.

La fase intensa de los modelos 'original', CR01bX y CR02bX presentan una variación similar ya que se localiza alrededor del centro geométrico de la planta y luego en la región definida por los ejes D y 1-4. Por su parte, la fase final de estos modelos se ubica primero alrededor del centro geométrico de la planta y luego en la zona comprendida entre los ejes 1-3 y C-D, es decir alejada de la zona de mayor rigidez y resistencia de diseño.

En el caso del modelo M822m\_CR01aY sus fases intensa y final se localizan alrededor del eje Y4, presentando una mayor concentración entre los ejes 2 y 3, esto indica que la respuesta no se aleja demasiado de la zona de mayor rigidez y resistencia, de hecho, las tres fases definen una zona de concentración entre los ejes B-C y 1-3. Finalmente, el modelo M822m\_CR02aY presenta prácticamente el mismo comportamiento que el modelo anterior salvo que la respuesta durante las tres fases no presenta tanta dispersión. En estos dos últimos modelos la variaciones de sus respuestas no presentan distribuciones tan fuertes como lo fue el caso de los tres primeros modelos de este grupo, lo cual puede atribuirse a que el CR se encuentra muy cerca del CT.

### *Respuesta Fuerza Cortante vs Momento Torsionante.*

En las figuras 5.5.1c, 5.5.2c, 5.5.3c, 5.5.4c y 5.5.5c se presentan las demandas de fuerza cortante vs momento torsionante para los modelos M822m\_Original, M822m\_CR01bX, M822m\_CR02bX, M822m\_CR01aY y M822m\_CR02aY respectivamente. Se observa que en ningún caso las demandas superaron sus curvas de capacidad y se aprecia que la mayor parte de los efectos torsionantes no lineales se produjeron sobre ramas paralelas de la superficie con pendiente negativa asociados a los elementos más alejados del centro de cortante (eje 1). De nueva cuenta se presenta el mismo comportamiento observado en el resto de los modelos estudiados, ya que si el eje 1 se mantuvo elástico, los demás planos experimentaron desplazamientos inelásticos por la rotación de sus niveles, por tanto, se esperaría que el eje 5 presente las mayores demandas de ductilidad.

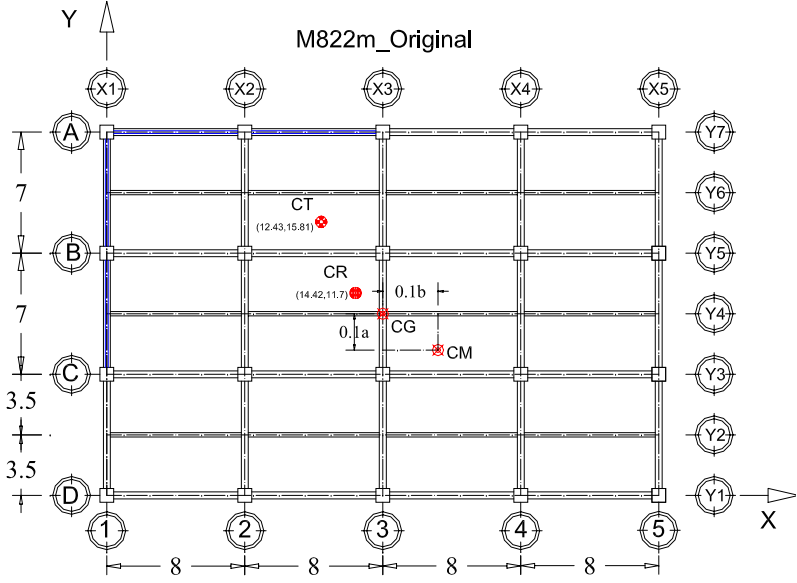
La respuesta del modelo 'original' no presenta valores tan altos de momento torsionante, más bien presenta un comportamiento de traslación con ligeros incursiones de momento torsionante. En el caso de los modelos en los que el CR se mueve en eje X, se aprecia que su comportamiento no es del todo traslacional ya que sus momentos torsionantes son más grandes que en el modelo anterior.

Se aprecia que la demanda del modelo M822m\_CR02Y produce momentos torsionantes inferiores a su superficie de capacidad la cual incrementó sus dimensiones debido a las modificaciones realizadas en los elementos del plano estructural #1. Con el objeto de comparar la demanda sísmica en el rango elástico de comportamiento, se calculó una nueva superficie interna de capacidad en función de las resistencias elásticas de los elementos estructurales, denominada SECT (Superficie Elástica de Cortante y Torsión) la cual se

observa que fue rebasada por la respuesta sísmica. De esta manera, la zona comprendida entre la SECT y la SUCT corresponde a la capacidad inelástica de estructura. Para este modelos es evidente que dicha capacidad es suficiente para permitirle a la estructura que desarrolle las articulaciones plásticas presentadas en la fig 5.8.

*Demandas de ductilidades locales en planos resistentes.*

En las figuras 5.5.1d, 5.5.2d, 5.5.3d, 5.5.4d y 5.5.5d se presentan de manera esquemática los valores de las demandas locales de ductilidad para los modelos M822m\_Original, M822m\_CR01bX, M822m\_CR02bX, M822m\_CR01aY, M822m\_CR02aY respectivamente de acuerdo a sus planos resistentes. Una vez más se comprueba que el eje 5 es el que presenta los mayores valores de ductilidad alcanzando valores de hasta 7.1 en vigas del tercer nivel. Solo los ejes estructurales B, A y 1 no presentan ductilidades en vigas pero el extremo inicial de sus columnas en el entrepiso basal alcanzan valores de 3.3. Se puede apreciar además que en estos modelos se presentaron menores valores de demandas locales de ductilidad respecto a los correspondientes de los modelos con un muro.



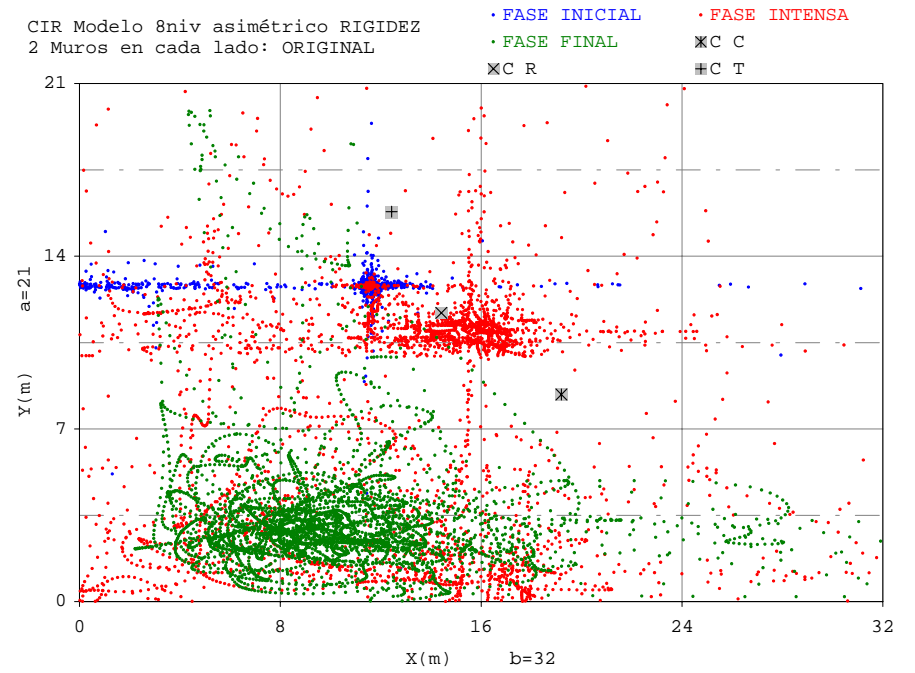
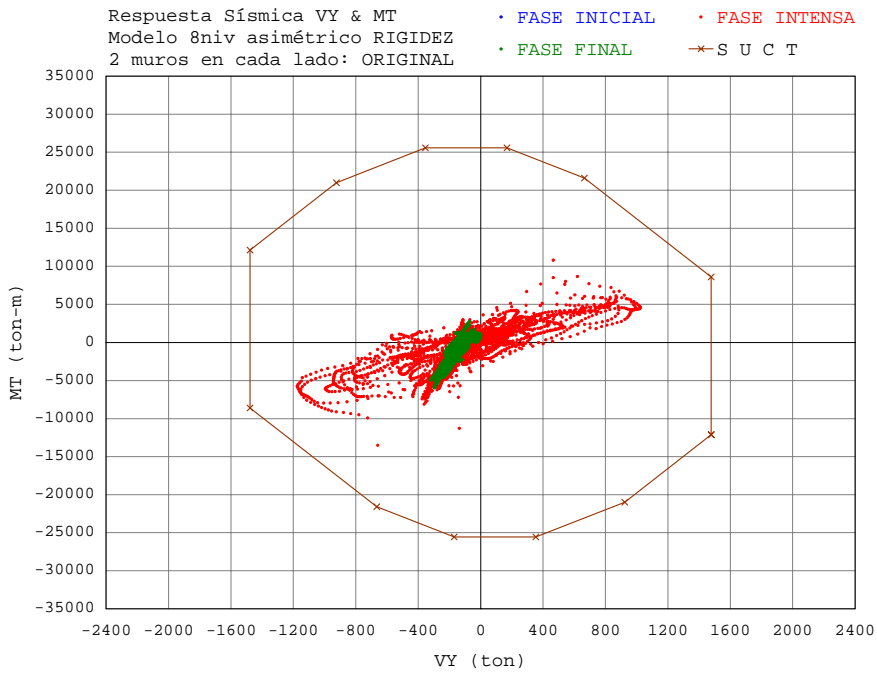
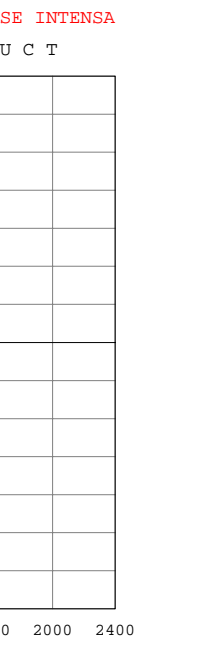
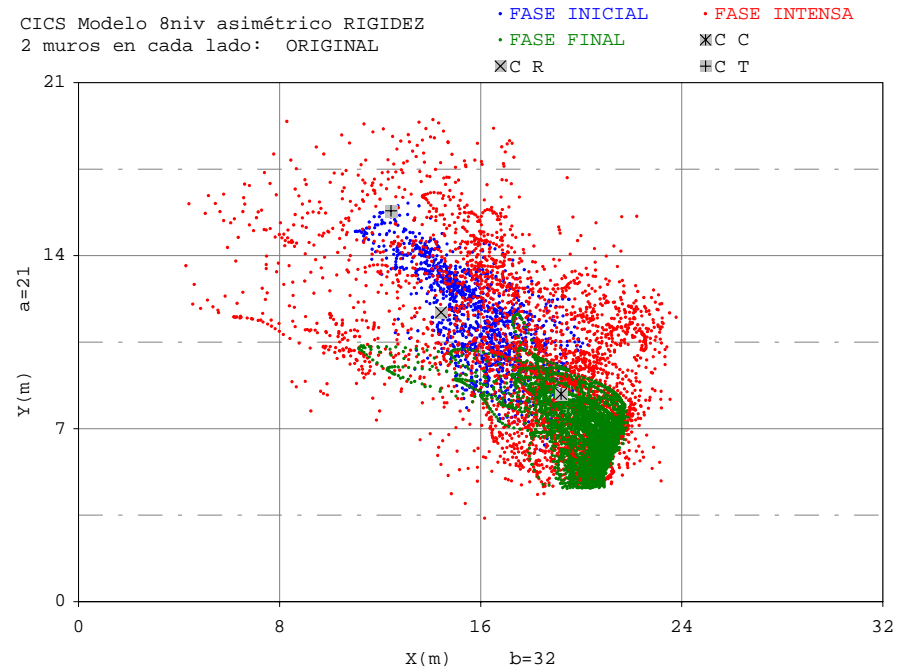
	5.5.1a
5.5.1c	5.5.1b

Figura 5.5.1a CICS para el modelo M822m\_Original.

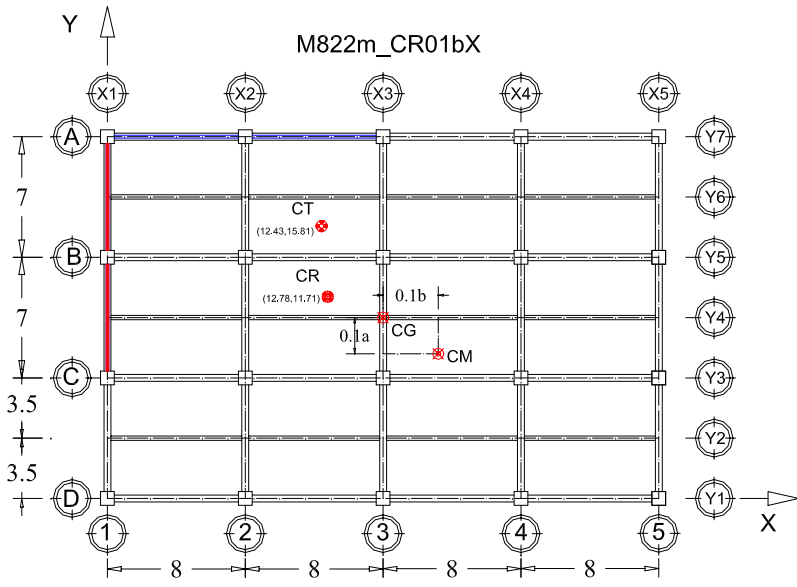
Figura 5.5.1b CIR para el modelo M822m\_Original.

Figura 5.5.1c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M822m\_Original.

Vista del entrepiso basal del modelo y ubicación de puntos estáticos.







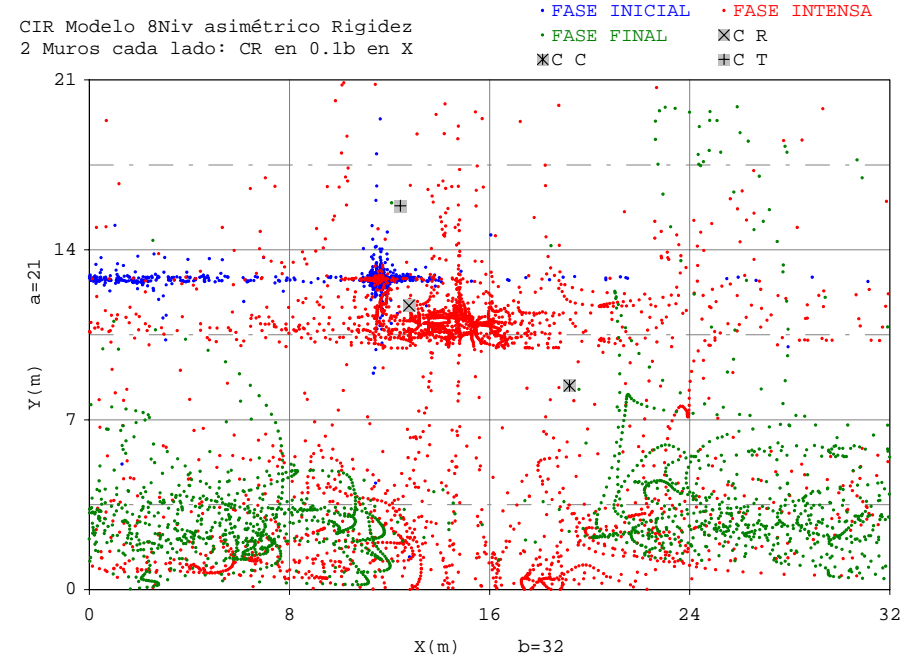
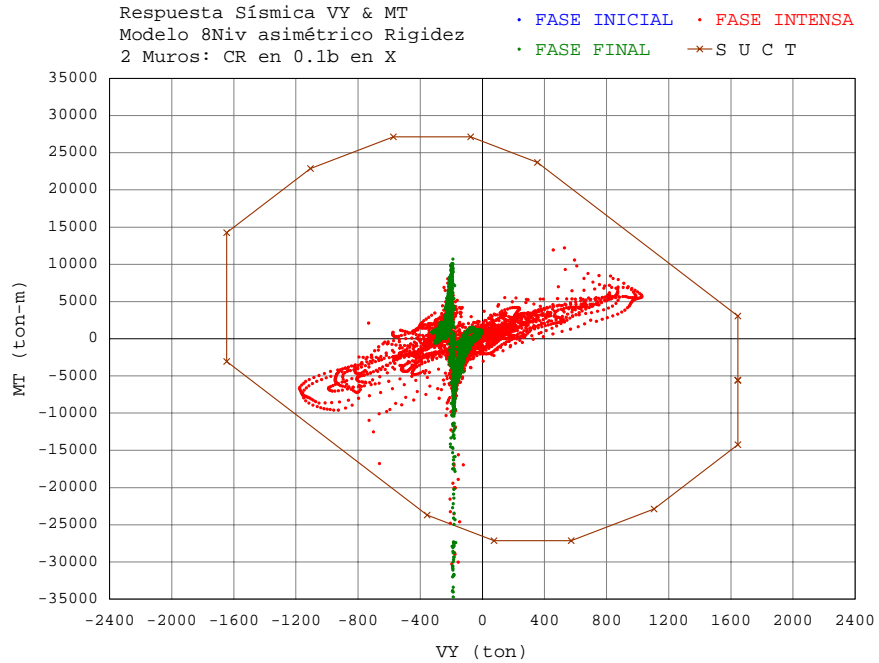
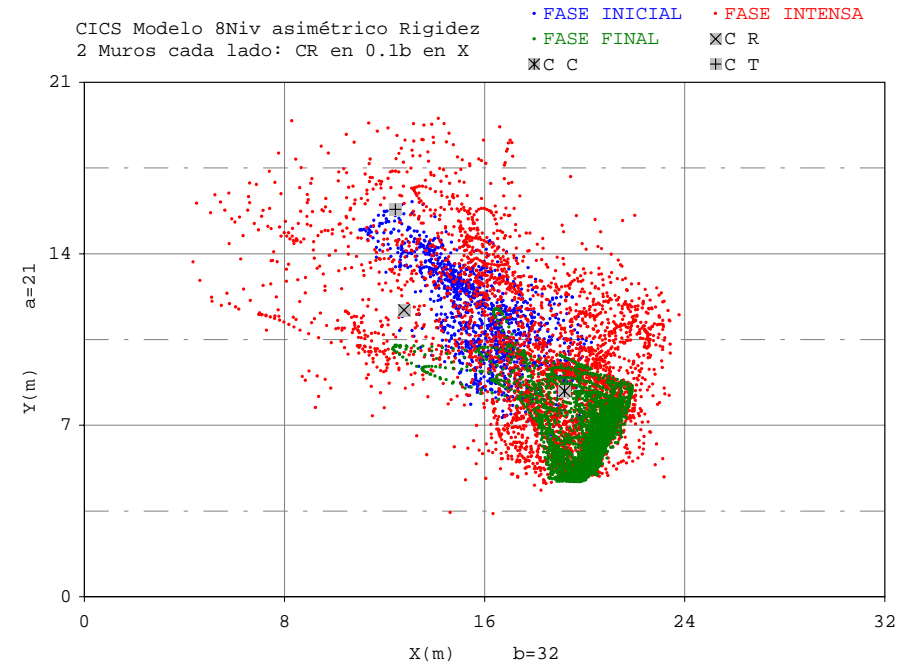
	5.5.2a
5.5.2c	5.5.2b

Figura 5.5.2a CICS para el modelo M822m\_CR01bX.

Figura 5.5.2b CIR para el modelo M822m\_CR01bX.

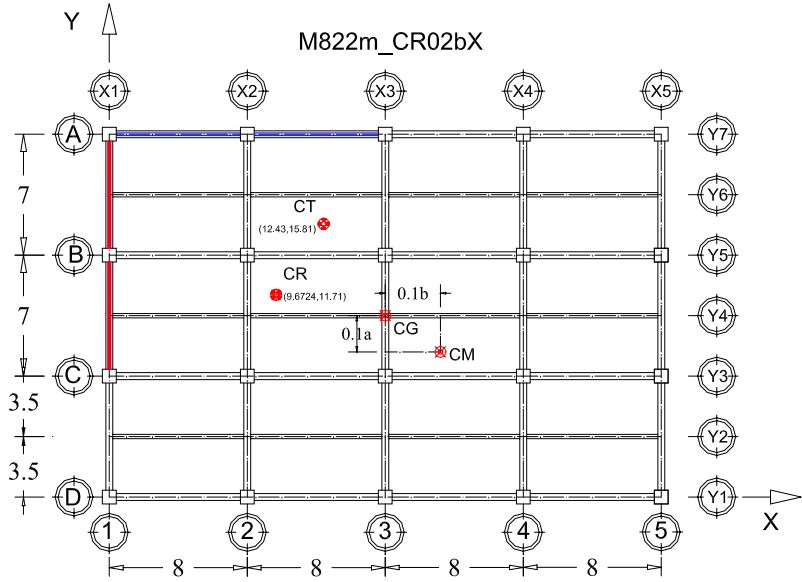
Figura 5.5.2c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M822m\_CR01bX.

Vista del entrepiso basal del modelo y ubicación de puntos estáticos.









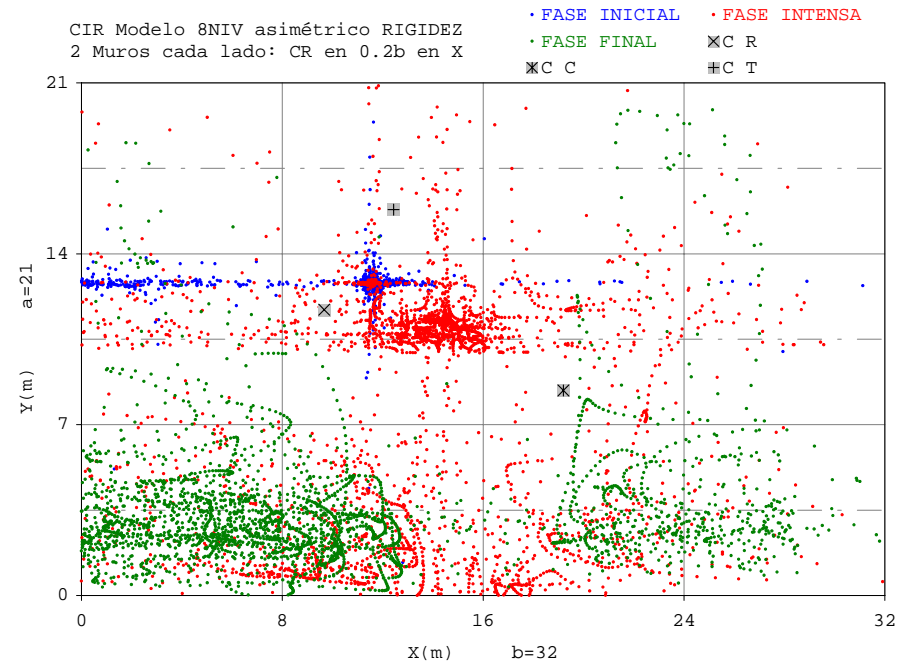
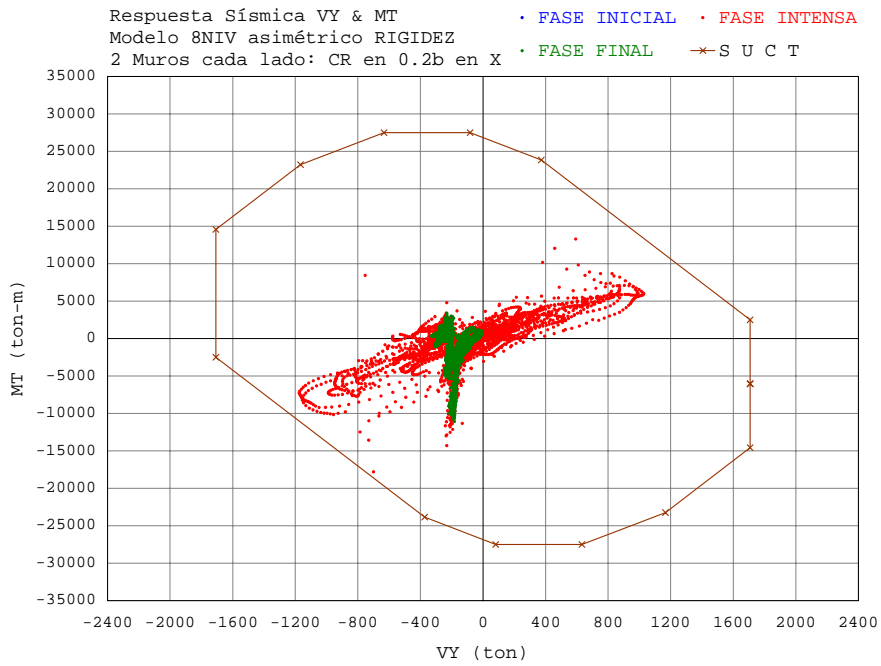
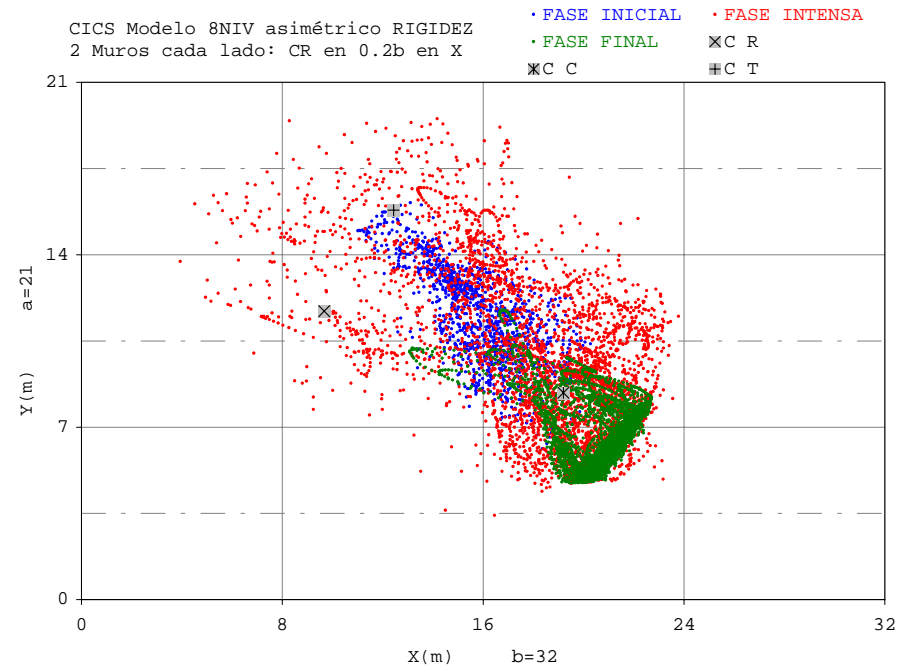
	5.5.3a
5.5.3c	5.5.3b

Figura 5.5.3a CICS para el modelo M822m\_CR02bX.

Figura 5.5.3b CIR para el modelo M822m\_CR02bX.

Figura 5.5.3c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M822m\_CR02bX.

Vista del entrepiso basal del modelo y ubicación de puntos estáticos.



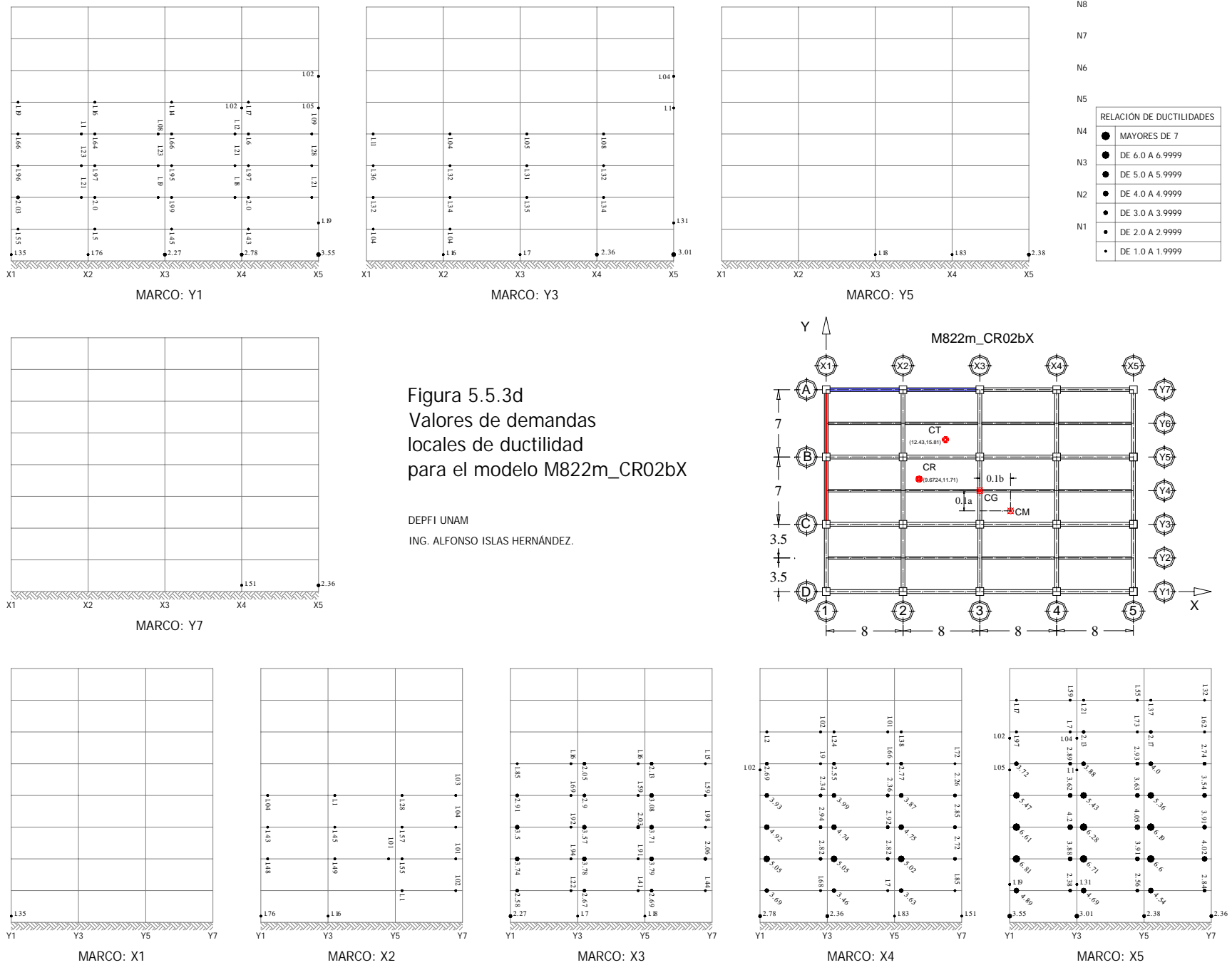
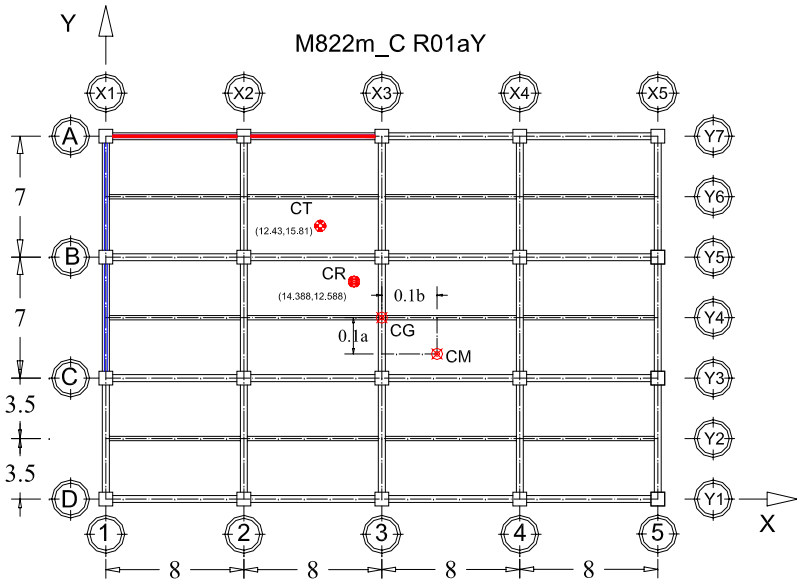


Figura 5.5.3d  
Valores de demandas  
locales de ductilidad  
para el modelo M822m\_CR02bX

DEPFI UNAM  
ING. ALFONSO ISLAS HERNÁNDEZ.



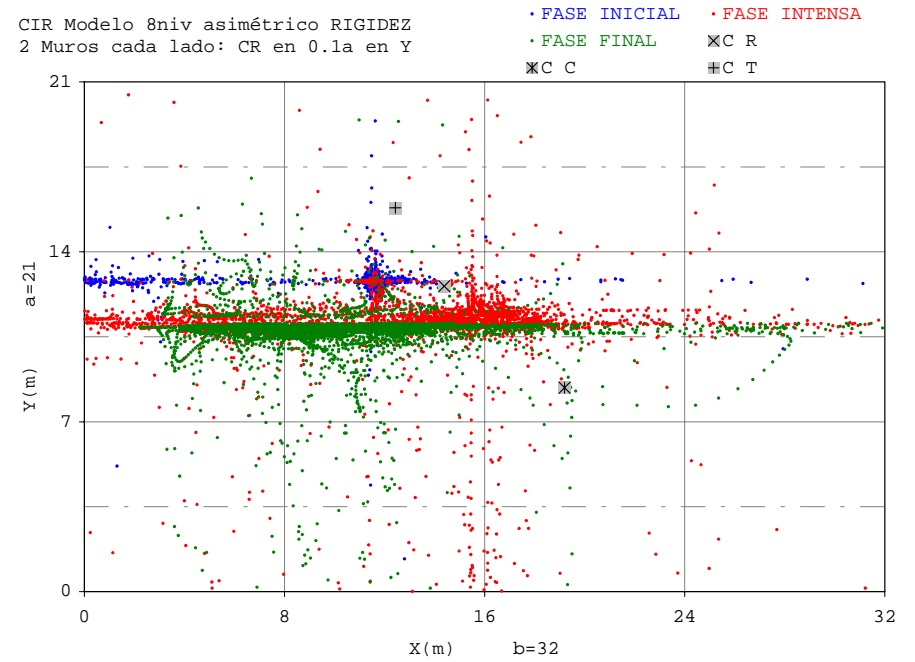
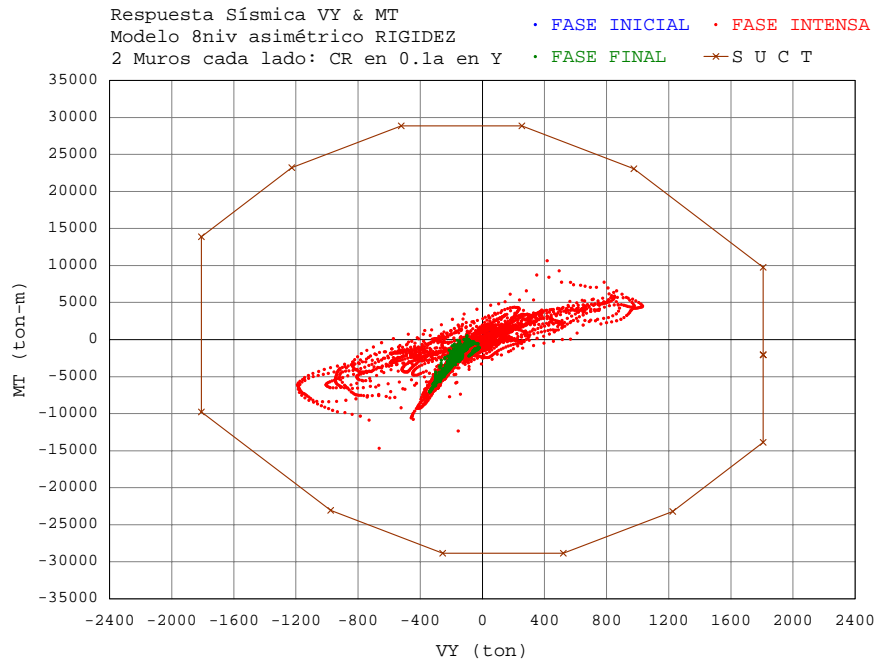
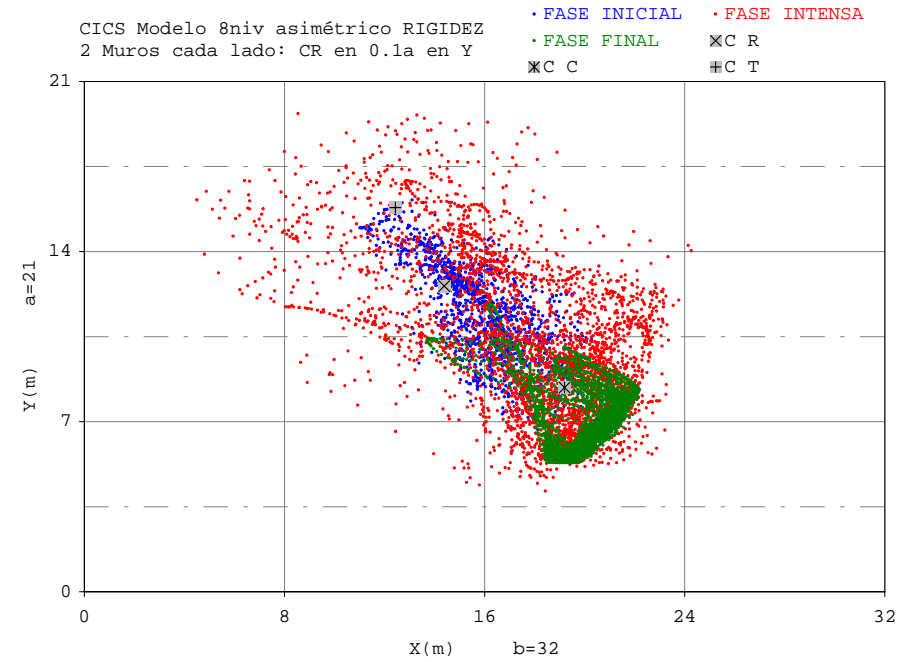
	5.5.4a
5.5.4c	5.5.4b

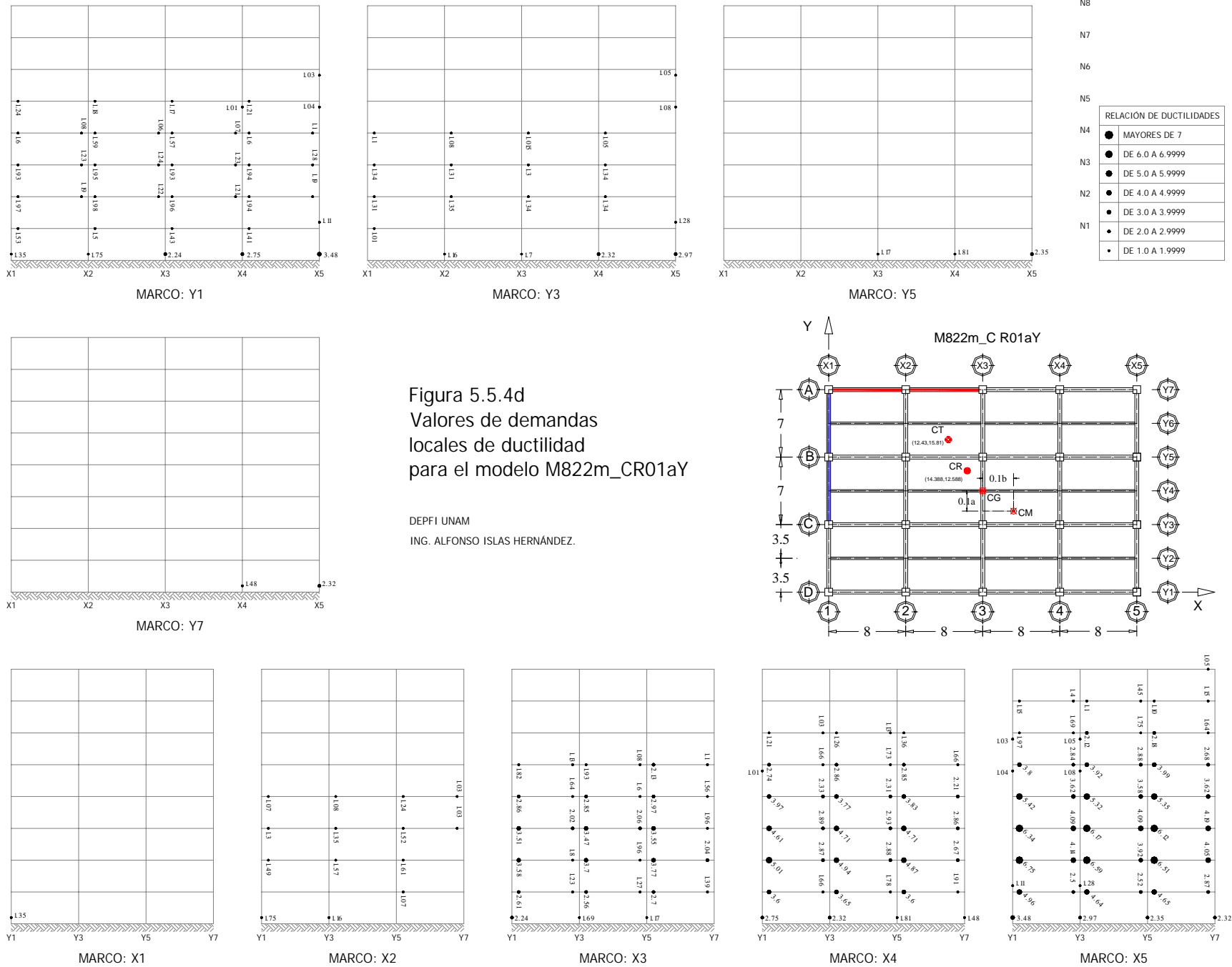
Figura 5.5.4a CICS para el modelo M822m\_CR01aY

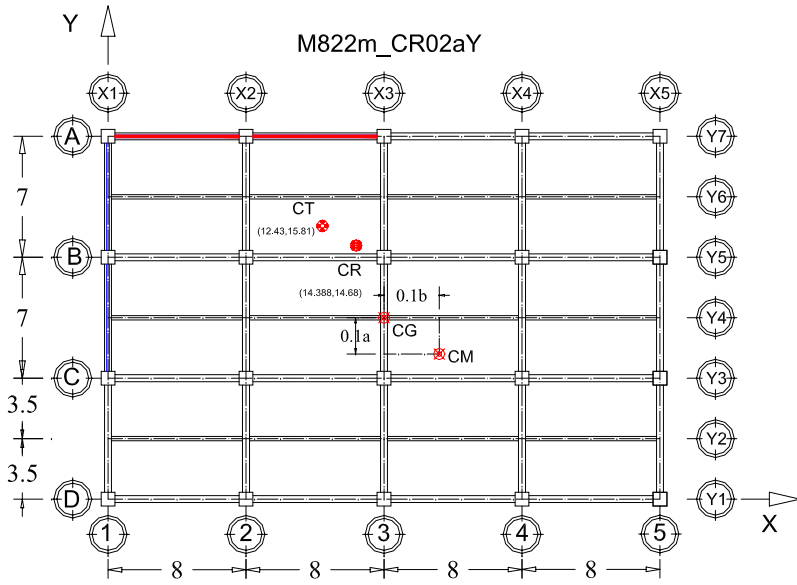
Figura 5.5.4b CIR para el modelo M822m\_CR01aY.

Figura 5.5.4c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M822m\_CR01aY

Vista del entrepiso basal del modelo y ubicación de puntos estáticos.







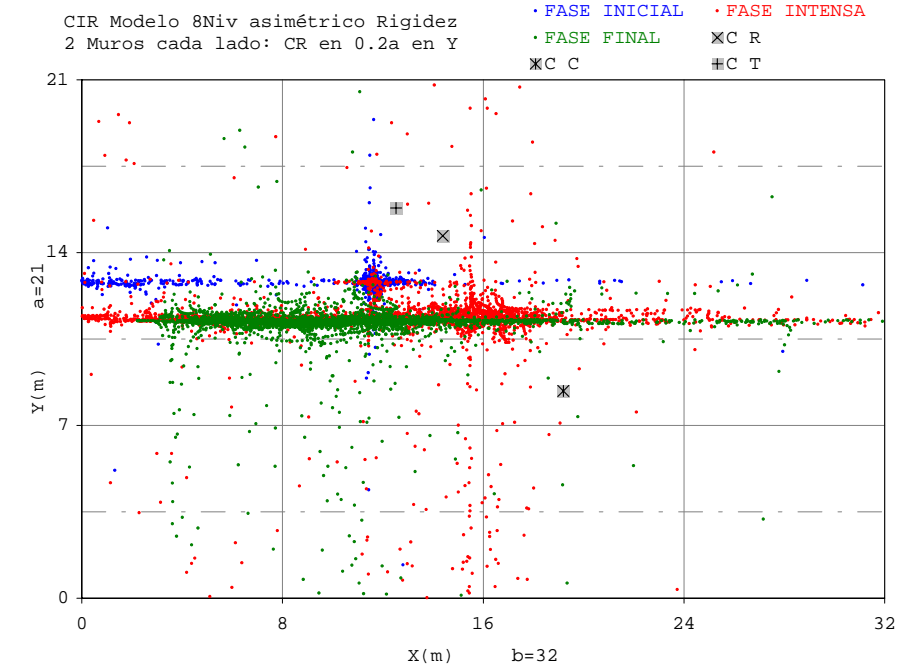
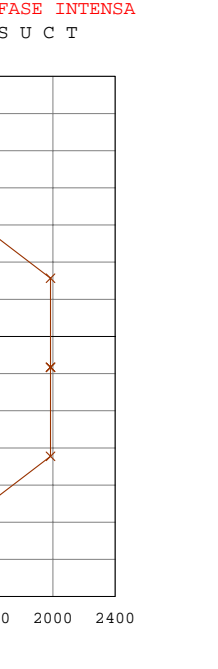
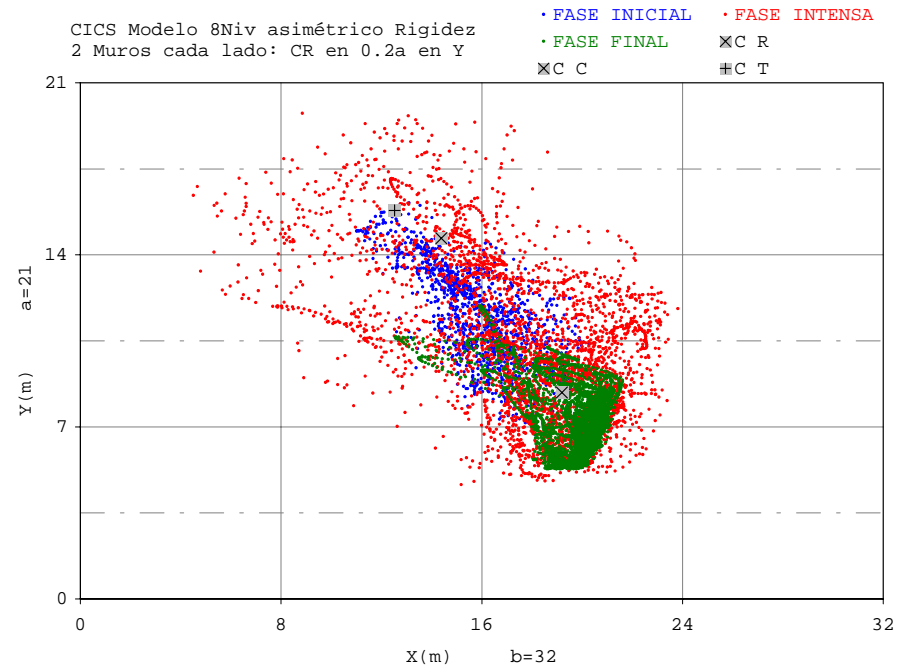
	5.5.5a
5.5.5c	5.5.5b

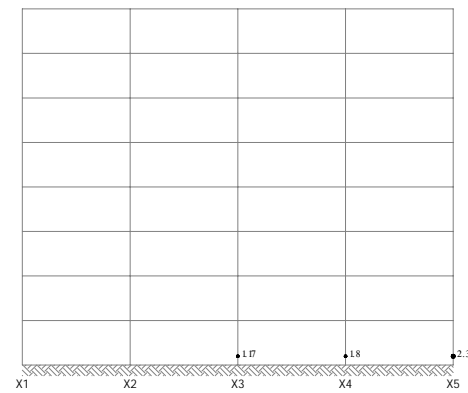
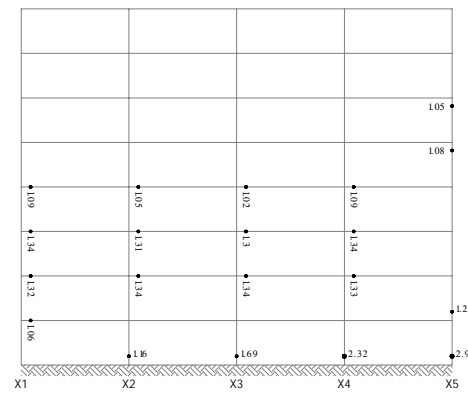
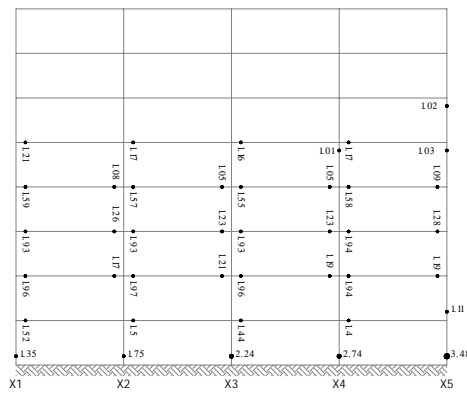
Figura 5.5.5a CICS para el modelo M822m\_CR02aY

Figura 5.5.5b CIR para el modelo M822m\_CR02aY.

Figura 5.5.5c Respuesta Sísmica Cortante-Momento Torsionante para el modelo M822m\_CR02aY

Vista del entrepiso basal del modelo y ubicación de puntos estáticos.





RELACION DE DUCTILIDADES	
N8	
N7	
N6	
N5	
N4	● MAYORES DE 7
N3	● DE 6.0 A 6.9999
N2	● DE 5.0 A 5.9999
N1	● DE 4.0 A 4.9999
	● DE 3.0 A 3.9999
	● DE 2.0 A 2.9999
	● DE 1.0 A 1.9999

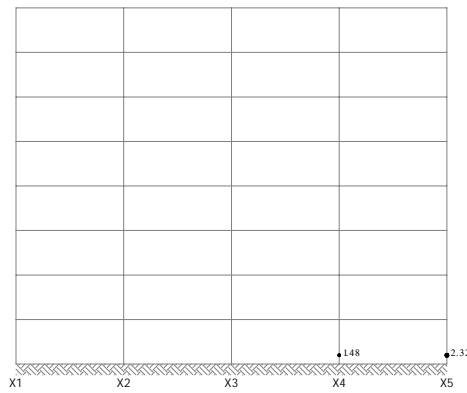
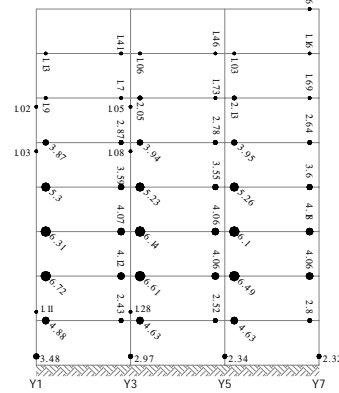
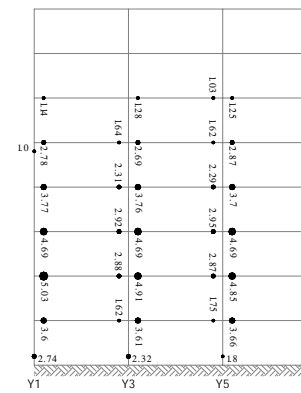
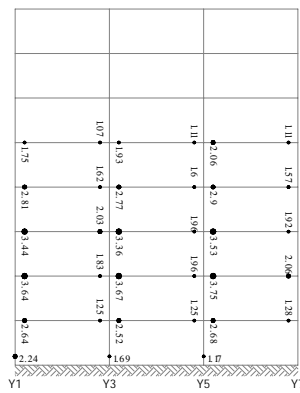
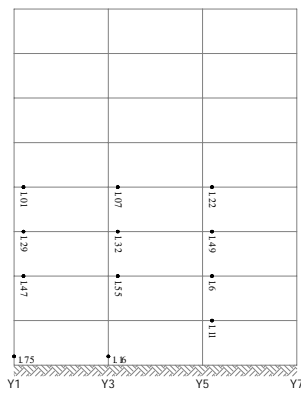
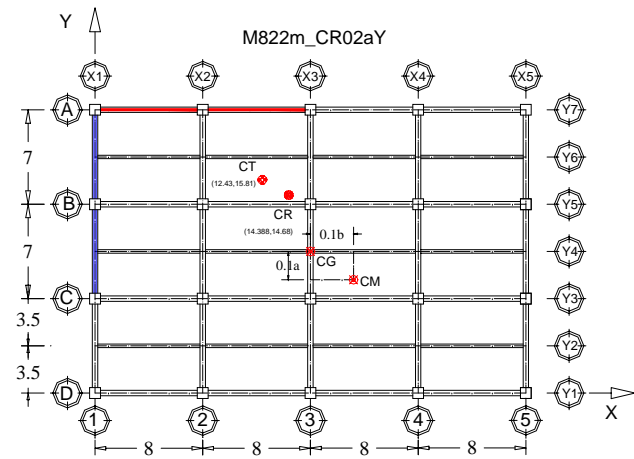


Figura 5.5.5d  
Valores de demandas  
locales de ductilidad  
para el modelo M822m\_CR02aY

DEPFI UNAM  
ING. ALFONSO ISLAS HERNÁNDEZ.



Debido a que el marco 5 presentó las mayores demandas de desplazamiento, se consideró de interés observar la distribución de daño experimentada en sus elementos estructurales. En la fig. 5.6 se presenta la manera en que se identificaron los elementos estructurales del marco y que sirve de referencia para ubicar las demandas locales de ductilidad producidas en las vigas de este marco las cuales se presentan en las figs 5.7 y 5.8. En estas gráficas puede observarse que el grupo de modelos con una asimetría en masas igual a 0.2b presenta las menores demandas locales de ductilidad y el caso opuesto corresponde a los modelos excéntricos en rigidez con un muro. En estas gráficas, además, es evidente que en general los modelos excéntricos en masas presentan menores demandas de ductilidad respecto a los asimétricos en rigideces. En cuanto a estos últimos, se observa que el correspondiente al de dos muros, con la posición del CR cercano al CT elástico, presentó un mejor comportamiento respecto de los modelos con un muro.

Con base en los resultados obtenidos del análisis de los 25 modelos de edificios considerados en este trabajo, en la tabla 5.2 se hace una comparativa de los modelos que experimentaron los mejores y peores comportamientos en función de sus demandas locales de ductilidad, la cual se ilustra claramente en las figs 5.7 y 5.8. El primer modelo indicado en la tabla 5.2 correspondió al caso en el que se presentaron las menores demandas locales de ductilidad, mientras que el último presentó los mayores valores. Los modelos 1 a 15 corresponden a los edificios excéntricos en masas, el resto corresponde a aquellos excéntricos en rigideces.

Debido a que todos los modelos estudiados poseen una misma excentricidad estructural en el entrepiso basal y con la finalidad de contar con otro parámetro de comparación que permita determinar alguna posible tendencia de las respuestas de los 25 modelos, se consideró conveniente calcular dos tipos de excentricidades basadas en la posición del CR respecto al CC y al CT elásticos. De esta manera se definieron:

$$ER=CC-CR \tag{5.1}$$

$$E2=CT-CR \tag{5.2}$$

En la fig. 5.9 se presentan las variaciones de estas dos excentricidades en los 25 modelos estudiados.

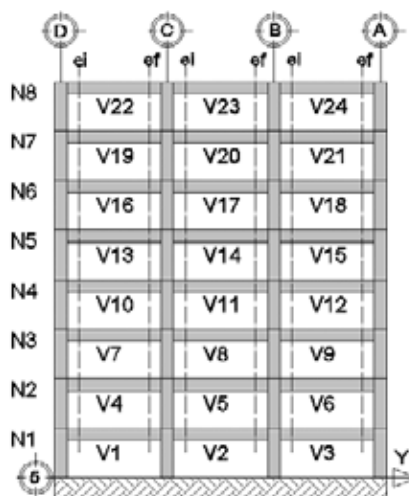


Figura 5.6. Referencia de la numeración de vigas en el eje 5  
ei: extremo inicial; ef: extremo final

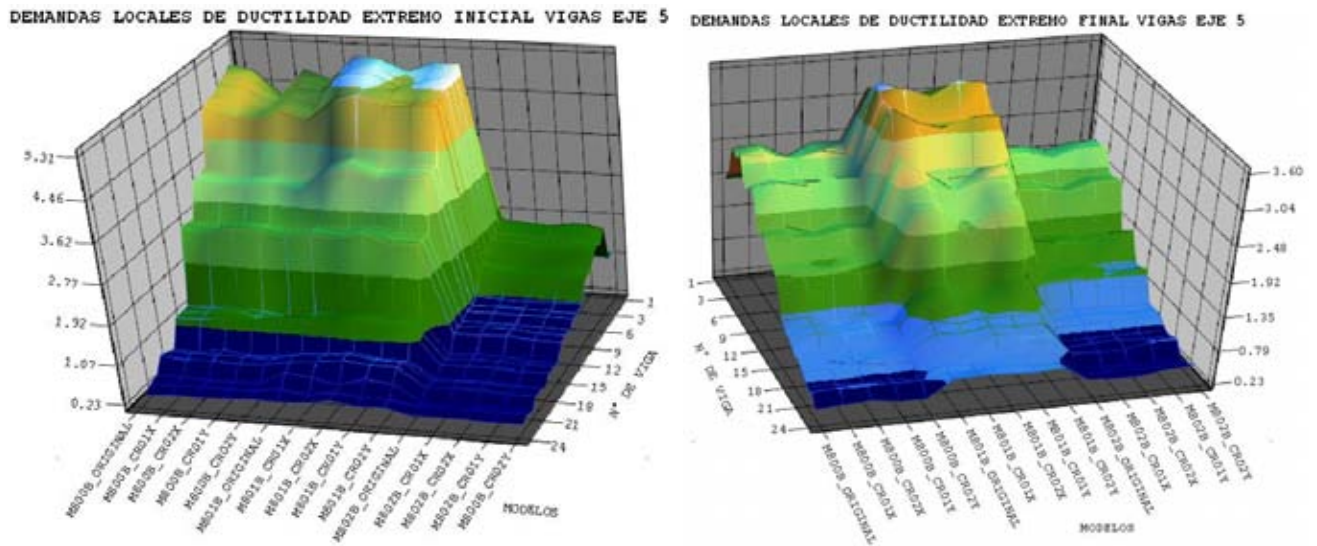


Figura 5.7 Demandas locales de ductilidad en los extremos inicial y final de las vigas del eje 5 en los modelos asimétricos en masas.

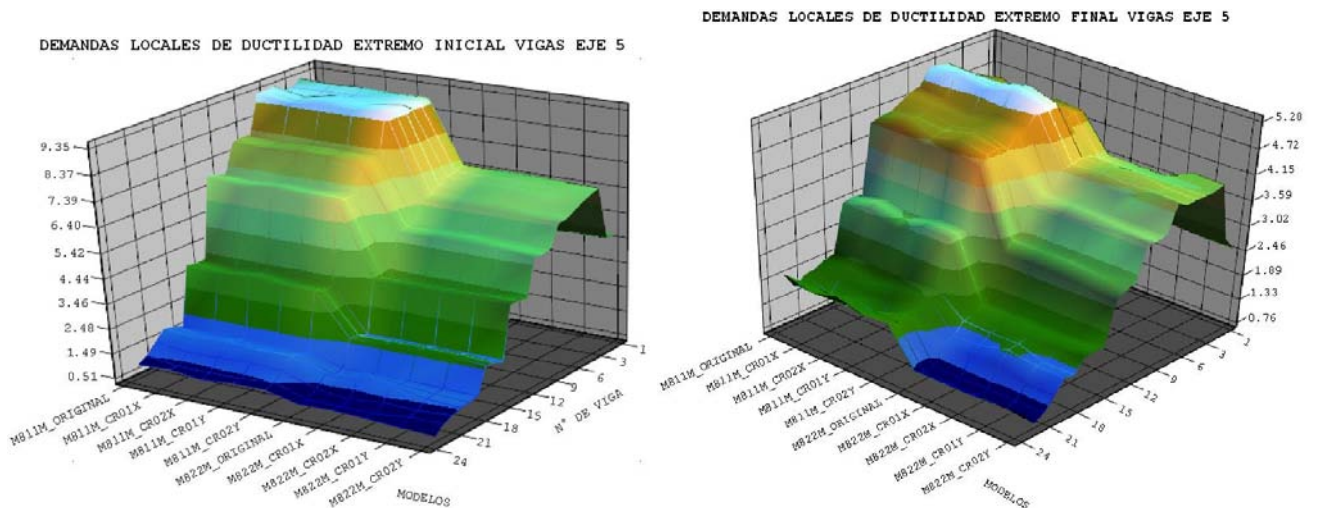


Figura 5.8 Demandas locales de ductilidad en los extremos inicial y final de las vigas del eje 5 en los modelos asimétricos en Rigideces.

Tabla 5.2. Comparativa de comportamientos de los modelos estudiados en función de sus demandas locales de ductilidad.

<i>Asimétricos en masas en 0.2b</i>	<i>Simétricos</i>	<i>Asimétricos en masas en 0.1b</i>	<i>Asimétricos en rigideces con dos muros.</i>	<i>Asimétricos en rigideces con un muro.</i>
1 M802b_CR02X	6 M800b_CR02X	11 M801b_CR02X	16 M822m_CR02Y	21 M811m_CR02Y
2 M802b_CR02Y	7 M800b_CR02Y	12 M801b_CR02Y	17 M822m_CR01Y	22 M811m_CR01X
3 M802b_CR01X	8 M800b_CR01X	13 M801b_CR01X	18 M822m_CR01X	23 M811m_CR01Y
4 M802b_CR02Y	9 M800b_CR01Y	14 M801b_CR01Y	19 M822m_Original	24 M811m_Original
5 M802b_Original	10 M800b_Original	15 M801b_Original	20 M822m_CR02X	25 M811m_CR02X



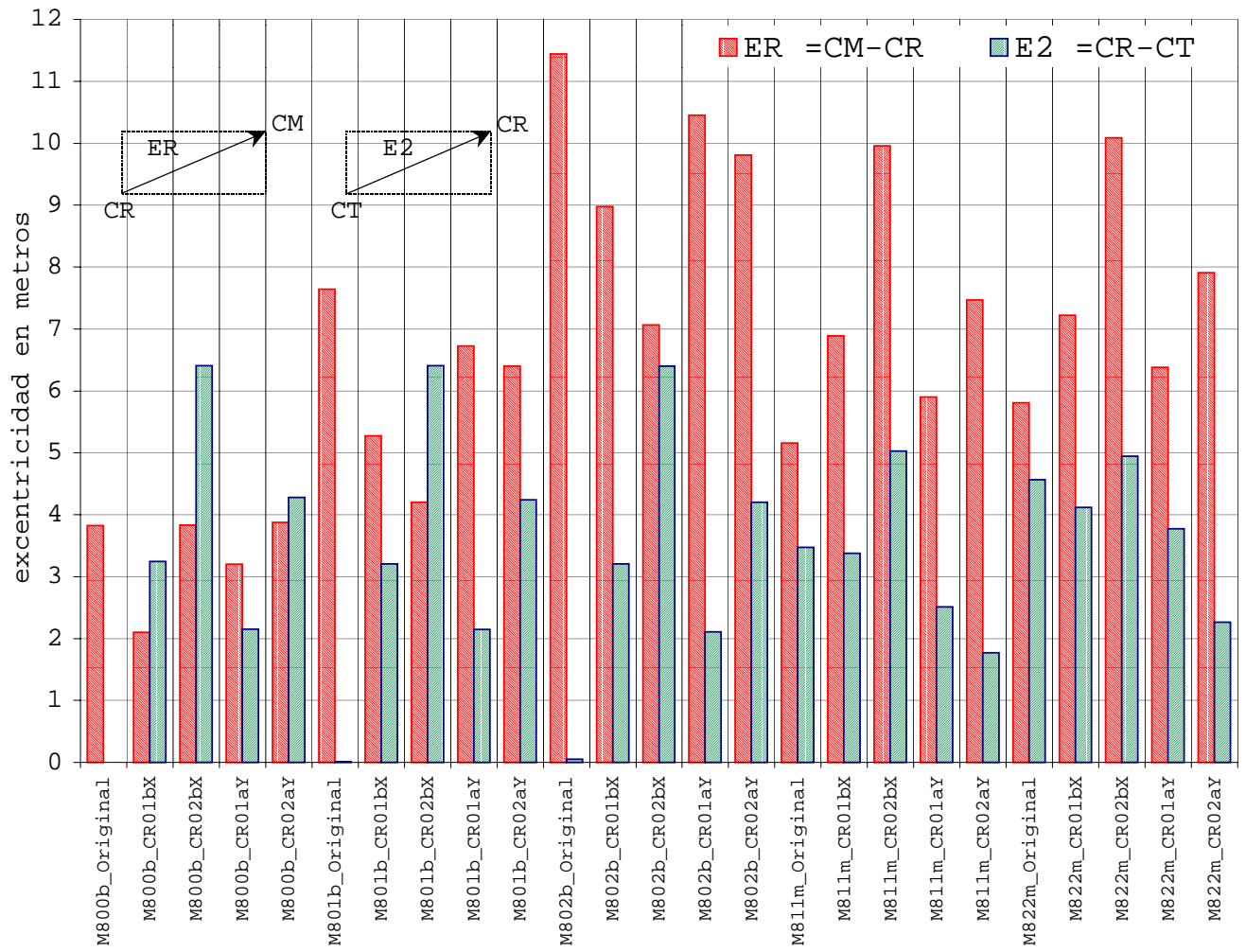


Figura 5.9. Variación de las excentricidades ER y E2 en los modelos estudiados.

## CAPÍTULO 6

### CONCLUSIONES, COMENTARIOS Y RECOMENDACIONES

Con base en la revisión de la metodología involucrada en la aplicación de las normas de diseño por torsión cuando se emplea el análisis sísmico estático, se decidió desarrollar un programa de computadora para el análisis de edificios, al que se le denominó TOR3D; este programa considera implícitamente esta norma, evitando así los tediosos cálculos requeridos, incluso por la mayoría de los programas comerciales. En el anexo 1 de esta tesis se presenta la descripción general del programa, sus alcances y limitaciones, el manual de usuario y una serie de ejemplos para ilustrar su aplicación. Los resultados del programa fueron comparados con los obtenidos de aplicar la metodología requerida por la norma de torsión del RCDF-93 empleando programas comerciales.

El programa anterior fue desarrollado para cumplir con dos objetivos: el primero fue el desarrollo de una herramienta didáctica para la enseñanza del análisis sísmico de edificios, ya que algunos de los archivos generados en una corrida de computadora, presentan la información relacionada con las diversas etapas del análisis. El segundo objetivo fue contar con una herramienta versátil que evitará el tedioso proceso de la aplicación de la normatividad de diseño por torsión cuando se emplean programas comerciales.

Los resultados de este programa han sido comprobados con los obtenidos de programas comerciales de análisis estructural, sin embargo, esto no implica que el usuario no deba conocer las hipótesis y consideraciones bajo las cuales se desarrolló el programa, por lo tanto, el empleo de este programa para fines diferentes a los académicos, será de su responsabilidad.

Recientemente se han realizado algunos estudios que cuestionan el uso del método sísmico estático en la práctica de la ingeniería estructural y recomiendan el empleo del método dinámico modal espectral. Esta crítica se sustenta, en parte por lo laborioso que resulta la metodología empleada para cumplir con la aplicación rigurosa de las normas de diseño por torsión, como se puede constatar en el ejemplo ilustrativo presentado en el anexo 1 y por otra, debido a la incertidumbre en la forma de calcular las excentricidades de diseño ( $e_{d1}$ ,  $e_{d2}$ ). Por el contrario, los programas comerciales actuales permiten realizar análisis dinámicos con un esfuerzo computacional relativamente bajo.

Aunque la complejidad para realizar un análisis estático considerando la norma por torsión podría ser eliminada si los programas comerciales la incluyeran dentro de sus alcances, el punto más importante de discusión es el hecho de determinar si este tipo de análisis es capaz de reproducir el comportamiento real de la gran mayoría de las estructuras existentes consideradas como regulares, ya que es bien sabido que los resultados obtenidos con este método arrojan elementos mecánicos mayores que los que se derivan de un análisis sísmico dinámico modal espectral.

Al respecto algunos estudios reportan que el análisis modal espectral, aplicado a un solo evento sísmico, puede arrojar resultados del lado de la inseguridad, ya que, si se compara con resultados de un análisis dinámico paso a paso, las reglas de combinación existentes no son lo suficientemente aproximadas para el análisis de edificios asimétricos (Torres, 2003). Esto no ocurre al evaluar estadísticamente las reglas de combinación con una familia de sismos, ya que proporciona una buena estimación de la respuesta sísmica máxima (Hernández y López, 2003).

Con base en los análisis de los resultados de los modelos de edificios de ocho niveles, en el intervalo de comportamiento no lineal, (gráficas del capítulo 5) se obtuvieron las siguientes conclusiones:

Se observa que el haber incrementado la resistencia a fuerza cortante en determinados ejes estructurales, modifica la respuesta de los diversos parámetros involucrados en los análisis no lineales (CIR, CICS y en la respuesta sísmica  $V_y$  vs  $M_t$ ), lo cual es más notable, por ejemplo, que incrementar el periodo de la estructura (Ortega, 2001). Por ello, definitivamente, el comportamiento sísmico torsional de estructuras asimétricas, está influenciado por la distribución de resistencias en planta, por lo cual se considera como uno de los parámetros más importantes a considerar en estudios futuros.

A partir de la variación del CIR en los diferentes modelos estudiados, se observa que la uniformidad en la localización de este punto repercute en menores demandas locales de ductilidad respecto a los modelos con una gran dispersión. Se obtuvo que la excentricidad estructural influye en la manera en que el CIR se distribuye en la planta del edificio. Por su parte, la variación del CICS en los modelos asimétricos en masas es distinta de la correspondiente a los modelos excéntricos en rigideces, siendo los primeros los que en general presentan un mejor comportamiento reflejado en sus menores demandas locales de ductilidad. Se encontró que el CICS presenta una mayor dispersión conforme se incrementa la excentricidad en resistencias ER.

La forma irregular 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 realizados mediante el análisis del empujón (pushover). Todas las respuestas sísmicas de cortante contra momento torsionante indican que el eje 5 (el menos resistente, para los modelos asimétricos en rigideces y el más cercano al CC en los modelos asimétricos en masas) es el que presenta los mayores desplazamientos inelásticos.

Cuando el CR se localizó cercano al CC en los modelos asimétricos en masas se obtuvieron los mejores comportamientos (menores demandas locales de ductilidad). Mientras que en los modelos con asimetría en rigidez, las menores demandas se presentaron cuando el CR se encontró cercano al CT. Es importante aclarar que el comportamiento de los modelos se evaluó no solo en función de sus demandas locales de ductilidad, sino también a partir de las tendencias que mostraron el CIR y el CICS y, de manera importante, en función de la capacidad de la estructura comparada con la demanda sísmica de fuerza cortante vs momento torsionante.

Este resultado concuerda parcialmente con los obtenidos en estudios realizados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM basados en modelos simplificados de un nivel, en los cuales se encontró que los mejores comportamientos se presentaron para aquellos casos en los que, independientemente del tipo de asimetría, la distribución de resistencias y rigideces son muy similares, es decir cuando el CT y el CR se encuentran muy cercanos. Sin embargo los resultados obtenidos de este trabajo, indican que lo anterior se cumple solo en los modelos de edificios asimétricos en rigideces, ya que para los casos con asimetría en masas, los mejores comportamientos se obtuvieron cuando el CR se encuentra más cercano al CC.

Se observó que el incrementar la resistencia de ciertos planos estructurales no produce menores demandas locales de ductilidad, es decir una estructura más resistente que otra no garantiza un mejor comportamiento. Este mismo resultado ya había sido obtenido para modelos simplificados de un nivel.

#### COMENTARIOS:

Afortunadamente el desarrollo de los equipos y herramientas de computo, así como la obtención de resultados experimentales sobre el comportamiento de elementos y sistemas estructurales que proporcionen información sobre el correcto modelado del comportamiento histerético de los elementos resistentes, permitirán en poco tiempo contar con un mayor número de estudios basados en modelos complejos como el que se presenta en este trabajo.

#### RECOMENDACIONES:

Como se pudo observar, 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, con un conjunto de edificios representativos de los existentes en la Cd. de México, sujetos a las condiciones de sismicidad regional más importantes.

En investigaciones futuras resulta conveniente considerar, en la evaluación de la respuesta sísmica torsional, la forma más adecuada de determinar la capacidad de los planos resistentes, puesto que influyen en el cálculo de la superficie de capacidad de entepiso, así como en la forma geométrica.

Es recomendable considerar el efecto de la interacción suelo-estructura en trabajos futuros.

## REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA.

### REFERENCIAS.

- Alcocer, S.** (1986), “Centro de Torsión de edificios obtenido matricialmente”, *Tesis de Licenciatura*, Facultad 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, VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, vol II, Manzanillo, Colima, México
- Ayala, G. y García, O.** (1991), “Comportamiento sísmico de edificios diseñados de acuerdo con una norma de diseño sísmico por torsión”, *Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Manzanillo, Col., México.
- Ayala, G. y García, O.** (1992), “Criterios de Diseño Sísmico Para Estructuras en Torsión”, *Informe al Conacyt, Proyecto 0740*, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Chípol, A.** (2001), “Estudio de la Respuesta Sísmica de Modelos Tridimensionales de Edificios Torsionalmente Acoplados”, *Tesis de Maestría*, DEPI, UNAM.
- Damy, J. y Alcocer, S.** (1987), “Obtención del Centro de Torsión de edificios”, *Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Querétaro, México.
- De la Llera, J.C. y 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*, Monterrey, Nvo. León, México.
- García, O.** (1992), “Comportamiento Sísmico de modelos de edificios en torsión”, *Tesis de Maestría*, DEP-FI, UNAM, México.
- García, O.** (2000), “Apuntes de la clase de Tópicos Estructurales y Aplicación de las computadoras al Análisis Estructural”, DEP-FI, UNAM, México.
- Gómez, R., Ayala, G. y Jaramillo, J.D.** (1987), “Respuesta Sísmica de Edificios Asimétricos”, *Informe Interno, Instituto de Ingeniería*, UNAM, México, Mayo.
- Juárez, A.** (2003), “Evaluación de la capacidad sísmica torsional de estructuras asimétricas”, *Tesis de Maestría*, DEP-FI, UNAM, México.
- Hernández, J. y Torres, R.** (1997), “The critical angle of seismic incidence and the maximum structural response”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol 26, pp. 881-894.
- Hernández, J.; López, O. y Chopra, A. K.** (2000), “Critical response of structures to multicomponent earthquake excitation”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol 29, pp. 1759-1778.

- Hernández, J. y López, O.** (2003), "Evaluation of combination rules for peak response calculation in three-component seismic analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol 32, pp. 1585-1602.
- Lai S.-S., Will G.T. y Otani S.** (1988), "Model for Inelastic Biaxial Bending of Concrete Members", *Journal of the Structural Engineering Division*, ASCE, 1988, pp 2563-2584
- Newmark, N. M.** (1969) "Torsion in symmetrical buildings", *4<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, pp. A3, 19-32
- NTCDS-93** (1993) "*Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, D.F.
- Ortega, J. y García, O.** (2001), "Efecto de la variación del periodo fundamental en la respuesta sísmica torsional de edificios asimétricos de varios niveles", *Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Jal., México.
- Ortega, J.** (2001), "Efecto de la variación del periodo fundamental en la respuesta sísmica inelástica de edificios torsionalmente acoplados", *Tesis de Maestría*, DEPI, UNAM, México.
- Ortíz, A.** (2001), "Respuesta Sísmica Inelástica de Edificios Asimétricos de Varios Niveles Considerando Diferentes Relaciones de Aspecto de la Planta", *Tesis de Maestría*, DEPI, UNAM.
- 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.
- Sadek, A.W. y Tso, W.K.** (1988), "Strength Eccentricity Concept for Inelastic Analysis of Asymmetric Structures", *Proceedings of Ninth World Conference of Earthquake Engineering*, vol V, August.
- Tena, A.** (2000), "*Apuntes de la clase de Diseño de Estructuras de Mampostería*", DEPI, UNAM, México.
- Tena, A y Pérez, M,** (2000), "Importancia de las deformaciones por cortante en la ubicación de los centros de torsión de entrepiso en edificios estructurados con base en muros", *Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, Gto, México.
- Torres, L.** (2003), "Procedimiento de diseño sísmico basado en desempeño de edificios asimétricos", Tesis de Maestría, DEPI, UNAM, México.

**Tso, W.K. y Ying, H.** (1990), "Additional seismic inelastic deformation caused by structural asymmetry", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol 19, pp. 243-258.

**Wong, C. M., y Tso, W.K.** (1994), "Inelastic Seismic Response of Torsionally Unbalanced Systems Designed using Elastic Dynamic Analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol 23, pp. 777-798.

**Xianguo, Ye.** (1996), "Evaluación de Daño Estructural en Edificios de Concreto Reforzado Sujeto a Sismos", *Tesis Doctoral*, DEPMI, UNAM.

**Zárate, G.** (2002), "Evaluación de enfoques para análisis y diseño sísmico de edificios asimétricos". Tesis de Maestría, Programa de Posgrado en Ingeniería. Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

## **BIBLIOGRAFÍA**

**Arnal, S. y Betancourt, M.** (1996), "*Nuevo Reglamento de Construcciones para el D. F.: Ilustrado y comentado*", Ed. Trillas, Segunda reimpresión de la segunda edición, México.

**Bazán, E y Meli, R.** (2001), "*Diseño sísmico de edificios*", Ed Limusa, Cuarta reimpresión, México.

**Chamberland, L.** (1995), "*FORTRAN 90: a reference guide*", Prentice-Hall, First edition, U.S.A.

**Fundación ICA.** (1999), "*Edificaciones de mampostería para vivienda*", Fundación ICA - SMIE - UNAEM, México.

**Gehrke, W.** (1996), "*FORTRAN 95, language guide*", Springer, Second edition, U.S.A.

**González, O y Robles, F.** (1996), "*Aspectos fundamentales del concreto reforzado*", Ed Limusa, Tercera Edición, México.

**Habibulah, A.** (1992), "*ETABS, Users Manual*", Computers and Structures Inc., version 5.4. E.U.A.

**Habibulah, A.** (1991), "*SAP90, Users Manual*", Computers and Structures Inc., version 5.40. E.U.A.

**Habibulah, A.** (1998), "*SAP 2000, Graphic User Interface Manual*", CSI, version 7.0. U.S.A.

**Li, K. N.** (1996), "*CANNY-E, Three-Dimensional Nonlinear Dynamic Structural Analysis Computer Program Package, USERS' MANUAL*", Canny Consultants PTE LTD, Singapur.

**Li, K. N.** (1996), "*CANNY-E, Three-Dimensional Nonlinear Dynamic Structural Analysis Computer Program Package, TECHNICAL MANUAL*", Canny Consultants PTE LTD, Singapur.

**López, J. y Tajadura, J.** (1999), "*AutoCAD 2000 avanzado*", Ed McGraw-Hill, Primera edición, España.

**Meli, R.** (2000), "*Diseño estructural*", Ed. Limusa, Segunda edición, México.

**Nyhoff, L. y Leestma, S.** (1997), "*Introduction to FORTRAN 90 for engineers and scientists*", Prentice-Hall, First Edition, E.U.A.

**Perry, G.** (1999), "*Aprendiendo Visual Basic 6* ", Ed. Prentice Hall. Primera edición, México

**Park, R. y Paulay, T.** (1997), "*Estructuras de Concreto Reforzado*", Ed. Limusa, Cuarta reimpresión, 1988.

**Pratdepadua, J.** (2000), "*Visual Basic para Excel y Word 2000*", Ed Alfaomega, Primera edición, México.

**Siler, B. y Spotts, J.** (1999), "*Edición especial Visual Basic 6*", Ed. Prentice Hall. Primera edición, España.



# ANEXO 1.

## EJEMPLO DE APLICACIÓN.

### A.1 Objetivo.

Realizar el análisis estructural, del edificio que se muestra en la fig A.1, considerando los efectos de torsión según el RCDF-93.

Para ello, se aplicará la teoría expuesta en el capítulo 2 de este trabajo por medio de la implementación del programa de computadora TOR3D y se comparará con la metodología que Chípól (2001) y Zárate (2002) proponen al emplear un programa comercial de análisis estructural, en este caso, SAP2000 (Habibulah, 2000)

### A.2 Descripción del modelo.

Se ilustra la aplicación de la metodología matricial descrita al análisis sísmico estático del capítulo 2, mediante un edificio de oficinas de cuatro niveles, localizado en la zona III, definida de acuerdo a la zonificación geotécnica de la ciudad de México. Este modelo fue tomado del trabajo de Chípól (2001) y es una estructura formada a base de marcos de concreto reforzado, con una losa apoyada perimetralmente sobre vigas y una altura de entrepiso de 3.0 metros. Su planta es cuadrada y consta de tres crujiás de 5 metros cada una, en ambas direcciones. Las secciones de las traveses son de 50 x 25 cm y las columnas tienen dos tipos de secciones, 40 x 40 cm y 60 x 60 cm, las cuales se mantienen constantes en toda la elevación del edificio (fig. A1.1)

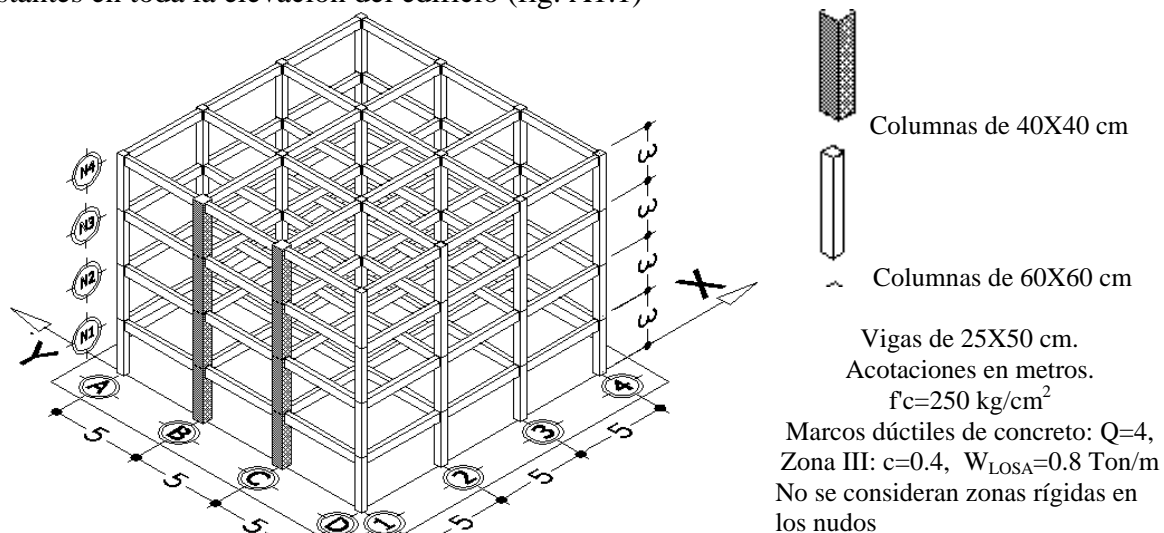


Figura A.1. Características del edificio estudiado en este ejemplo, Chípól (2001)

### A.3 Obtención de fuerzas sísmicas laterales.

Para la obtención de las fuerzas sísmicas en el edificio por el método de análisis sísmico estático, ec. A.1, se consideró una carga de  $0.8 \text{ ton/m}^2$  uniformemente distribuida en el nivel; éstos valores se presentan en la tabla A.1. El CM de cada nivel se considera ubicado en el centroide de la planta. Por la simetría del edificio, es claro que la ordenada del CT ( $Y_{CTi}$ ) coincide con la ordenada del centroide de

la planta, por lo que sólo será necesario el cálculo de la abscisa  $X_{CT i}$  considerando el sismo en dirección “Y”.

$$F_{Si} = \frac{c \cdot W_i \cdot H_i \cdot \Sigma W_i}{Q \cdot \Sigma(W_i \cdot H_i)} \tag{A.1}$$

Tabla A.1 Cálculo de las fuerzas sísmicas laterales de acuerdo al RCDF-93

NIVEL	Wi (ton)	Hi (cm)	WiHi (ton.cm)	Fsi (ton)	Vi (ton)
4	180.0	1200.0	216000.0	28.80	28.80
3	180.0	900.0	162000.0	21.60	50.40
2	180.0	600.0	108000.0	14.40	64.80
1	180.0	300.0	54000.0	7.20	72.00
Suma	720.0		540000.0		

#### A.4 Cálculos para obtener los Centros de Torsión.

En esta sección se presentan primero los cálculos realizados al emplear el programa SAP2000 (Habibulah, 2000) mediante la metodología de Chípol (2001) y Zárate (2002), posteriormente se presentan los correspondientes al programa TOR3D.

##### A.4a) Mediante el programa SAP2000.

Por definición, *el CT es el punto en el entrepiso o nivel de la estructura tal que aplicado el cortante sísmico o la fuerza sísmica solo se presenten desplazamientos de traslación*, con base en ello, para obtener los valores de las abscisas  $X_{CT}$  de cada entrepiso, se realiza el modelado de la estructura tal que sus nodos de un mismo nivel estén 'esclavizados' al movimiento de traslación del CM de ese nivel, como se ilustra esquemáticamente en la fig A.2. En la fig. A.3a se muestra el modelo en tres dimensiones del edificio estudiado y en la fig. A.3b se presenta la configuración deformada del mismo.

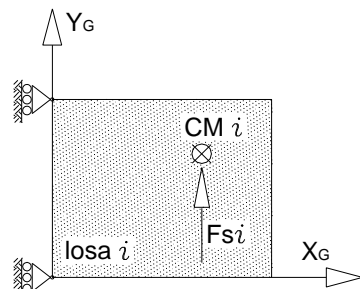
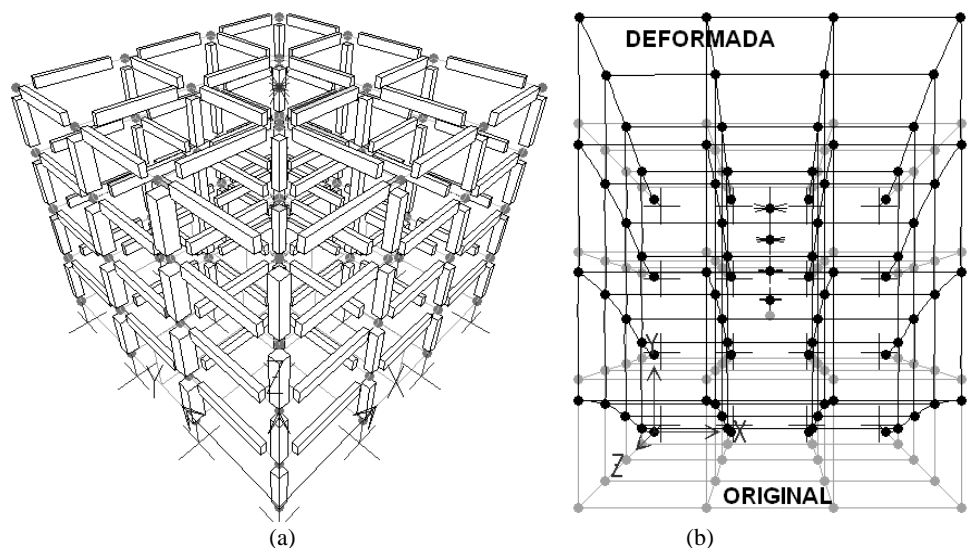


Figura A.2 Modelo conceptual para obtener la abscisa  $X_{CT}$  del entrepiso  $i$  según Chípol (2001) y Zárate(2002)

Figura A.3 Modelo en SAP2000 del edificio de la figura A.1  
 a) Vista en tres dimensiones  
 b) Configuración original y deformada del modelo vista desde el nivel de azotea



El objetivo es conocer las fuerzas cortantes en las columnas de cada entrepiso y por medio de estática calcular los valores de  $X_{CT}$ , primero en entrepiso y luego por nivel, tabla A.2.

Tabla A.2 Cálculos para obtener las abscisas  $X_{CT}$  por entrepiso y luego por nivel, Fuerzas en ton y distancias en cm

Entrepiso	Veje 1	Veje 2	Veje 3	Veje 4	$\Sigma$ Veje= $V_i$	Moe	$X_{CT} e$
4	7.781	7.005	7.007	7.007	28.800	21019.873	729.856651
3	16.179	11.406	11.407	11.408	50.400	34221.902	679.005965
2	20.835	14.655	14.655	14.655	64.800	43965.541	678.48055
1	29.904	14.032	14.032	14.032	72.000	42095.824	584.664255
Distancias	0	500	1000	1500			

Nivel	Mlosa	Flosa	$X_{CT} n$
4	21019.873	28.800	729.857
3	13202.029	21.600	611.205
2	9743.639	14.400	676.642
1	-1869.717	7.200	-259.683

$$Moe_i = \sum_{j=1}^{\#ejes} (Veje_j \cdot d_j) \quad i:\#entrep. \text{ o nivel}$$

$$XCTe_i = Moe_i / V_i$$

$$Mlosa_i = Moe_i - Moe_{i+1}$$

$$Flosa_i = V_i - V_{i+1}$$

$$XCTn_i = Mlosa_i / Flosa_i$$

A.4b) Mediante el programa TOR3D.

Para fines prácticos, en esta sección solo se presentan los resultados generados por el programa. En el Disco Compacto que se anexa, se presenta el material necesario para manejar y operar el programa desarrollado, esto incluye: el manual de usuario para crear el archivo de datos, las instrucciones para ejecutarlo así como la descripción de cada archivo de salida generado y algunos ejemplos de aplicación. Es importante mencionar que este programa realiza el análisis estructural considerando efectos de torsión como se expone en el capítulo 2 de este trabajo y además emplea algoritmos con base en las herramientas de cálculo desarrolladas por el Ing. Julio Damy R. (qepd) en su clase de "Tópicos Estructurales y aplicación de las Computadoras al Análisis Estructural" que impartió en la DEPI, (García, 2000)

Con base en lo anterior, se presenta a continuación la tabla A.3 y la fig A.4 para comparar los resultados obtenidos mediante el empleo del programa SAP2000 y por medio del programa TOR3D.

Tabla A.3 Valores de  $X_{CT}$  en el entrepiso y nivel con base en los resultados de SAP2000 y TOR3D, unidades en cm.

entrepiso	SAP 2000 e	TOR3D e	CC
1	584.6643	584.6660	750
2	678.4806	678.4850	750
3	679.0060	679.0110	750
4	729.8567	729.8730	750
nivel	SAP 2000 n	TOR3D n	CM
1	-259.6831	-259.7060	750
2	676.6416	676.6440	750
3	611.2050	611.1960	750
4	729.8567	729.8730	750

Variación de  $X_{CT}$

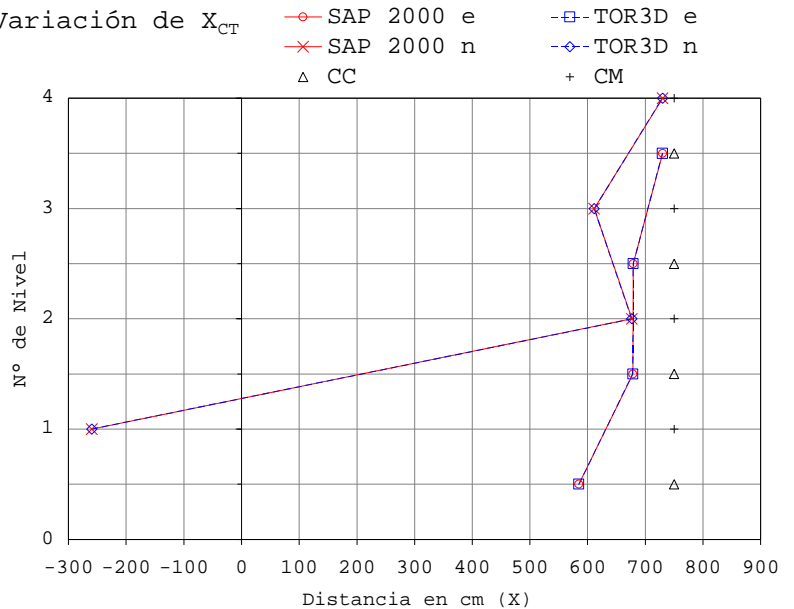


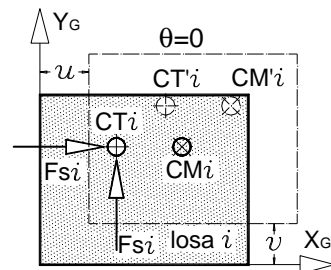
Figura A.4 Comparación gráfica de las variaciones de los valores de  $X_{CT}$  en el entrepiso y nivel

Observación:

Un programa comercial de análisis estructural arroja valores de fuerza cortante en columnas y por ende el cálculo del CT comienza en el entrepiso y luego habrá que calcular los valores en el nivel, mientras que el programa TOR3D arroja resultados en el nivel y luego calcula los correspondientes de entrepiso. Para calcular los valores de entrepiso a nivel y viceversa puede referirse al capítulo 2 de este trabajo.

### A.5 Verificación de la posición del CT.

El objetivo es realizar un nuevo análisis con el programa SAP2000 de la estructura de la fig A.3a con el mismo vector de fuerzas laterales aplicadas ahora en las coordenadas del CT de nivel liberando todos los grados de libertad de los nudos, es decir, cargar la estructura en el CT y ésta deberá presentar desplazamientos de traslación. Para ello en la figura A.6 se muestra la configuración deformada de la estructura y en la tabla A.4 se comparan los desplazamientos de los nudos obtenidos con SAP2000 y con TOR3D.

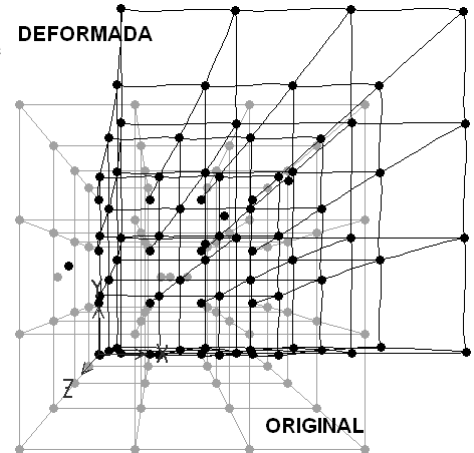


? Figura A.5 Modelo Conceptual para verificar la posición del CT según Chípol (2001) y Zárate (2002)

? Figura A.6 Configuración deformada del modelo en SAP2000, vista del nivel de azotea

? Tabla A.4 Comparación de valores de desplazamientos, en cm

nivel	SAP2000			TOR3D		
	Ux	Uy	Rz	u	v	q
4	1.4718	1.3995	1.372E-06	1.4742	1.4017	0
3	1.2130	1.1579	8.639E-07	1.2150	1.1598	0
2	0.8074	0.7724	4.270E-07	0.8087	0.7737	0
1	0.3220	0.3102	1.154E-07	0.3226	0.3108	0



Con base en los resultados obtenidos se concluye que el punto obtenido por ambos programas es el mismo y corresponde al CT.

### A.6 Aplicación de la norma por torsión:

Obtención de las excentricidades estáticas y de diseño.

Conocidas las coordenadas del CT en el entrepiso,  $(X_{CTe}, Y_{CTe})$  y del CC  $(X_{CCj}, Y_{CCj})$ , se pueden obtener las excentricidades estáticas y de diseño. Debido a que ambas dimensiones de la planta del edificio son paralelas al sistema de cartesiano global, las dimensiones de la planta perpendiculares a las fuerzas sísmicas son  $b_x = 15.0$  m y  $b_y = 15.0$  m. Las excentricidades de diseño se presentan en la tabla A.5. Se aplico la normatividad considerando que  $\alpha=1.5$ ,  $\beta=1$  y  $\delta=0.1$  Es importante mencionar que las excentricidades de diseño se miden del CT al punto de aplicación de la fuerza cortante sísmica. Un valor negativo de la excentricidad de diseño indicaría que esta tendría que ser medida en sentido contrario a donde se encuentra ubicado el punto de aplicación de la fuerza cortante. Es evidente que la consideración de las excentricidades de diseño modifican la ubicación del punto de aplicación de la fuerza cortante respecto al CT y por tanto, el valor del momento torsionante que se produce en el entrepiso.

Tabla A.5 Excentricidades Estáticas (es) o estructurales y de diseño (ed), unidades en cm.

Estructurales		<----- De diseño: RCDF-3 ----->			
SISMO PARALELO A Y					
Entrep	esx	ed1x	Xcc1	ed2x	Xcc2
4	20.143	180.215	910.072	-129.857	600.000
3	70.994	256.491	935.497	-79.006	600.000
2	71.519	257.279	935.760	-78.481	600.000
1	165.336	398.004	982.668	15.336	600.000
SISMO PARALELO A X					
Entrep	esy	edly	Ycc1	ed2y	Ycc2
4	0.0	150.000	900.000	-150.000	600.000
3	0.0	150.000	900.000	-150.000	600.000
2	0.0	150.000	900.000	-150.000	600.000
1	0.0	150.000	900.000	-150.000	600.000

A1.7 Análisis considerando efectos de torsión.

A partir de las excentricidades de diseño, en la fig A.7 se presenta el cálculo de los momentos torsionantes referidos al origen. En esta figura,  $M_{ik}$  es el momento en el entrepiso  $i$  debido a la excentricidad de diseño  $k$ .

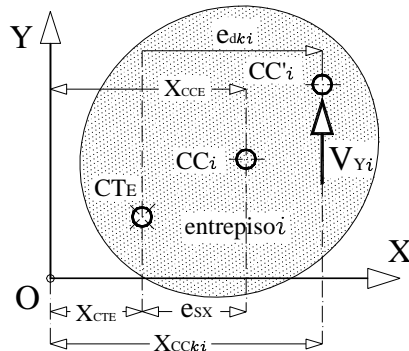


Figura A.7 Cálculo del momento torsionante c/respecto al origen

- $i$  = Numero de entrepiso
- $k$  = Numero de excentricidad de diseño ( $k=1,2$ )
- $CT_E$  = centro de torsión en el entrepiso  $i$
- $CC_i$  = centro de cortante (original) en el entrepiso  $i$
- $CC'_i$  = centro de cortante (nuevo) en el entrepiso  $i$  (considerando la norma)
- $V_{Yi}$  = fuerza cortante en dirección Y en el entrepiso  $i$
- $ed_{ki}$  = excentricidad de diseño  $k$  en el entrepiso  $i$
- $M_{ik}$  = momento en el entrepiso  $i$  debido al cortante en Y con la excentricidad  $k$
- $M_{ik} = V_{Yi} \cdot (X_{CTE} + ed_{ki}) = V_{Yi} \cdot X_{CCKi}$

Una vez aplicada la normatividad por torsión y obtenidos los nuevos momentos en los entrepisos, se traslada su efecto hacia los niveles del edificio para realizar el análisis final. Por lo tanto, los momentos efectivos que actúan sobre los niveles, se obtienen por la diferencia algebraica de los momentos de entrepiso. En la tabla A.6 se presenta el cálculo de los momentos efectivos para las dos excentricidades de diseño y las nuevas abscisas del centro de masa.

Tabla A.6 Momentos efectivos en niveles considerando la norma RCDF-93

Entrepiso	$V_i$ (ton)	$MYed1$ (ton.cm)	$MYed2$ (ton.cm)	nivel	$F_{si}$ (ton)	$MYed1$ (ton.cm)	$XCM1$ (cm)	$MYed2$ (ton.cm)	$XCM2$ (cm)
4	28.800	26210.06605	17280.0012	4	28.800	26210.06605	910.071675	17280.001	600.000
3	50.400	47149.05155	30240.0012	3	21.600	20938.9855	969.397477	12960.000	600.000
2	64.800	60637.23205	38880.0012	2	14.400	13488.1805	936.679201	8640.000	600.000
1	72.000	70752.0829	43199.9976	1	7.200	10114.85085	1404.84157	4319.996	600.000

Con el análisis en la dirección “Y”, los vectores de fuerzas sísmicas en los niveles asociados a las dos excentricidades de diseño son:

$$\{F\}_{1Y} = \begin{Bmatrix} \{F_X\} \\ \{F_Y\} \\ \{M_Z\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \\ \begin{Bmatrix} 7.2 \\ 14.4 \\ 21.6 \\ 28.8 \end{Bmatrix} \\ \begin{Bmatrix} 10114.85085 \\ 13488.1805 \\ 20938.9855 \\ 26210.06605 \end{Bmatrix} \end{Bmatrix} \quad \{F\}_{2Y} = \begin{Bmatrix} \{F_X\} \\ \{F_Y\} \\ \{M_Z\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \\ \begin{Bmatrix} 7.2 \\ 14.4 \\ 21.6 \\ 28.8 \end{Bmatrix} \\ \begin{Bmatrix} 4319.996 \\ 8640.000 \\ 12960.000 \\ 17280.001 \end{Bmatrix} \end{Bmatrix}$$

Cuando el sismo actúa en dirección “X”, se obtienen los vectores  $\{F\}_{1X}$  y  $\{F\}_{2X}$  análogos a los obtenidos  $\{F\}_{1Y}$  y  $\{F\}_{2Y}$ . Estos cuatro vectores resultantes consideran 100% de las fuerzas sísmicas en la dirección respectiva de análisis; sin embargo, ya que el análisis fue elástico, es necesario hacer las

combinaciones de fuerzas para satisfacer el requisito que marca el RCDF, relativas a la consideración de efectos sísmicos bidireccionales:

$$\begin{aligned} & \pm 100 \% \text{ sismo en dirección } X \pm 30 \% \text{ sismo en dirección } Y \\ & \pm 30 \% \text{ sismo en dirección } X \pm 100 \% \text{ sismo en dirección } Y \end{aligned}$$

Finalmente el edificio se diseña con la envolvente de los elementos mecánicos producto de las combinaciones de análisis realizadas. El programa TOR3D realiza esta envolvente de valores.

Para finalizar, se presenta la tabla A.8 en la que se comparan los valores de desplazamientos de los nudos de control de cada losa del modelo estudiado. Con base en los resultados del análisis estructural para la combinación de fuerzas sísmicas que abajo se indica. En la tabla A.9 se comparan los valores de algunos elementos mecánicos en las columnas de que forman al eje estructural # 1 de la figura A.8. En las figs A.9 y A.0 se comparan gráficamente los valores de la tabla A.9

Combinación de fuerzas sísmicas empleada: + 100% sismo en Y + 0% sismo en X

Tabla A.8 Desplazamientos de nudos de control en cada nivel, en cm.

Nivel	SAP2000			TOR3D		
	UX	UY	RZ	u	v	$\theta$
4	0.4754	0.9831	6.3380E-04	0.4794	0.9814	6.3923E-04
3	0.4145	0.8004	5.5270E-04	0.4173	0.7995	5.5646E-04
2	0.2970	0.5218	3.9600E-04	0.2985	0.5216	3.9805E-04
1	0.1388	0.2000	1.8510E-04	0.1394	0.2001	1.8582E-04

Tabla A.9 Elementos mecánicos en columnas del eje 1

Elemento Mecánico		Fza cortante (ton)		MomFlexInicio(ton.cm)		MomFlexFinal(ton.cm)	
Entrepiso	Numeración de columna	TOR3D	SAP2000	TOR3D	SAP2000	TOR3D	SAP2000
1	1	1.983857	1.982368	407.9907	408.1445	187.1664	186.5658
	2	7.062479	7.062119	1767.373	1768.87	351.3708	349.77
	3	7.062481	7.062119	1767.373	1768.87	351.3712	349.77
	4	1.983855	1.982368	407.9905	408.14	187.1661	186.57
2	5	2.174822	2.170991	333.5082	333.18	318.9385	318.12
	6	5.366863	5.365685	825.9884	826.86	784.0704	782.84
	7	5.366859	5.365685	825.9882	826.86	784.0696	782.84
	8	2.174821	2.170991	333.508	333.18	318.9384	318.12
3	9	1.68034	1.675848	223.8752	223.29	280.2268	279.46
	10	4.118287	4.116418	428.2866	428.54	807.1994	806.38
	11	4.118284	4.116418	428.2861	428.54	807.1992	806.38
	12	1.680342	1.675848	223.8754	223.29	280.2272	279.46
4	13	1.109815	1.102644	122.4451	121.55	210.4996	209.24
	14	2.011413	2.008222	86.56998	86.33	516.8539	516.13
	15	2.011395	2.008222	86.56818	86.33	516.8503	516.13
	16	1.109817	1.102644	122.4454	121.55	210.4996	209.24

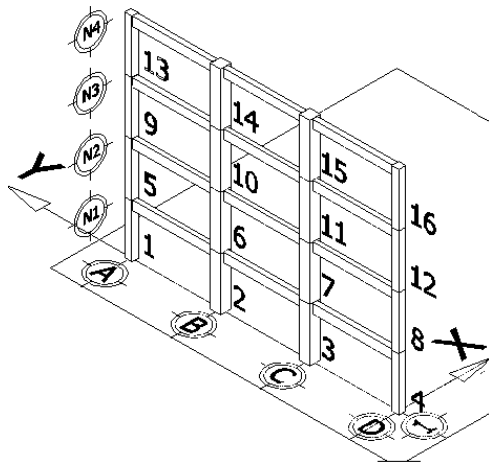


Fig A.8 Numeración e identificación de columnas del eje 1

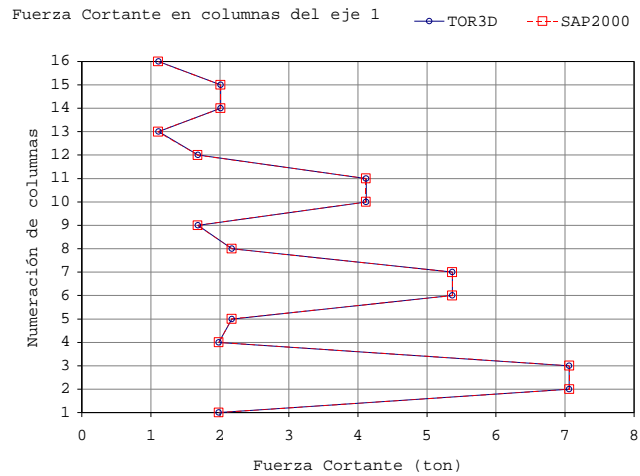


Figura A.9 Comparación de Fuerzas cortantes obtenidas con los programas SAP2000 y TOR3D

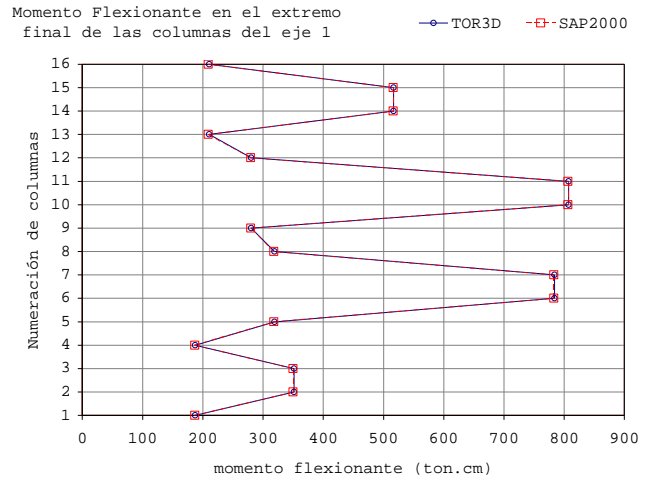
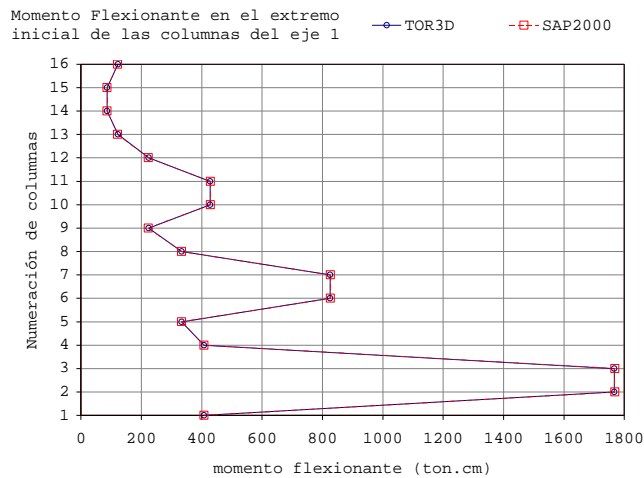


Figura A.10 Comparación de Momentos Flexionantes en los extremos inicial y final obtenidos con los programas SAP2000 y TOR3D

**Comentarios:**

Se ha presentado una comparación de resultados generados por los programas de análisis estructural SAP2000 y TOR3D, con el objeto de mostrar el cálculo del CT y la aplicación de la norma por torsión de acuerdo al RCDF-93, se han obtenido las mismas coordenadas del CT, excentricidades de diseño, momentos efectivos de diseño y elementos mecánicos de algunos elementos estructurales para una combinación de diseño determinada.

Las observaciones pertinentes a la variación del CT se presentan en el capítulo 2.

## ANEXO 2.

### A2.1 CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LOS MODELOS ESTUDIADOS.

A continuación se presentan las tablas a las que se hace referencia en el capítulo 4.

Tabla A2.1.1 Cargas consideradas en los niveles intermedios (Ortega, 2001)      Tabla A2.1.2 Cargas consideradas en azotea (Ortega, 2001)

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

Nivel de azotea	Peso (kg/m <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 A2.1.3 Cargas Vivas y Muertas que se utilizaron en el análisis (Ortega, 2001)

Nivel	Cargas Muertas (kg/m <sup>2</sup> )	Cargas Vivas (kg/m <sup>2</sup> )	
		Gravitacionales	Sismo
Azotea	523	100	70
Intermedio	575	250	100

Tabla A2.1.4 Pesos de nivel (Ortega, 2001)

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 A2.1.5. Fuerzas Sísmicas, modelo simétrico (Ortega, 2001)

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	770.91	23.1	17808.206	122.45	233.437
6	770.91	19.8	15264.176	104.957	338.394
5	770.91	16.5	12720.147	87.464	425.858
4	770.91	13.2	10176.117	69.971	495.829
3	770.91	9.9	7632.088	52.478	548.307
2	770.91	6.6	5088.059	34.985	583.292
1	770.91	3.3	2544.029	17.429	600.721
Suma	6007.726		87372.62		



## A2.2 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LOS MODELOS ESTUDIADOS.

A continuación se presentan las tablas de los armados de los elementos estructurales de los modelos de edificios estudiados en este trabajo.

### A2.2.1 Modelo Simétrico.

Modelo Original.

Tabla A2.2.1.a Armado de vigas principales longitudinales (Ortega, 2001)

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 A2.2.1.b. Armado de vigas principales transversales (Ortega, 2001)

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 A2.2.1.c. Armado de columnas (Ortega, 2001)

Tipo	Entrepiso	Localización	Armado Long.	Estribos # 4
K1	1 al 4	Ejes 1 y 5 Con A y D	12#10 + 4#8	4 ramas @ 10 cm.
K2	1 al 4	Ejes 1 y 5 Con B y C	8#10 + 8#8	4 ramas @ 10 cm.
K2	1 al 4	Ejes 2,3 y 4 Con A,B,C y D	8#10 + 8#8	4 ramas @ 10 cm.
K3	5 al 8	Ejes 1,2,3,4 y 5 Con A,B,C y D	4#10+8#8	4 ramas @ 10 cm.

Movimiento en la posición del CR.

Tabla A2.2.1.d. Armado de columnas.

nuevo CR	Tipo	Entrepiso	Localización	Armado Long.	Estribos # 6
0.1b en X	K4	1 al 4	Ejes 5 Con A,B,C y D	12#10 + 4#8	4 ramas @ 9 cm.
	K5	5 al 8	Ejes 5 Con A,B,C y D	8#10 + 8#8	4 ramas @ 9 cm.
0.2b en X	K6	1 al 4	Ejes 5 Con A,B,C y D	16#10 + 12#8	8 ramas @ 9 cm.
	K7	5 al 8	Ejes 5 Con A,B,C y D	12#10 + 12#8	7 ramas @ 8 cm.
0.1a en Y	K8	1 al 4	Ejes A Con 1,2,3,4 y 5	12#10 + 4#8	4 ramas @ 10 cm.
	K9	5 al 8	Ejes A Con 1,2,3,4 y 5	4#10 + 8#8	4 ramas @ 10 cm.
0.2a en Y	K10	1 al 4	Ejes A Con 1,2,3,4 y 5	16#10 + 12#8	8 ramas @ 10.5 cm.
	K11	5 al 8	Ejes A Con 1,2,3,4 y 5	16#10 + 12#8	8 ramas @11 cm.

## A2.2.2 Modelo Asimétrico en masas en 0.1b.

### Modelo Original.

Tabla A2.2.2.a Armado de vigas principales longitudinales (Ortega, 2001)

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		
	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
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 A2.2.2.b Armado de vigas principales transversales (Ortega, 2001)

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		
	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
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 A2.2.2.c Armado de columnas (Ortega, 2001)

Tipo	Entrepiso	Localización	Armado Long.	Estribos # 4
K1	1	Eje 5 Con A	20 # 10	4 ramas @ 10 cm.
K2	1	Eje 5 Con B,C y D	12#10 + 8#8	4 ramas @ 10 cm.
K2	1	Ejes 1,2,3,4 Con A,B,C y D	12#10 + 8#8	4 ramas @ 10 cm.
K3	2 al 4	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	8#10 + 8#8	4 ramas @ 10 cm.
K4	5 al 8	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	4#10 + 8#8	4 ramas @ 10 cm.

### Movimiento en la posición del CR.

Tabla A2.2.2.d Armado de columnas.

nuevo CR	Tipo	Entrepiso	Localización	Armado Long.	Estribos
0.1b en X	K5	1 al 2	Ejes 5 Con A,B,C y D	20#10	4 ramas #6 @ 9.4 cm.
	K6	3 y 4	Ejes 5 Con A,B,C y D	12#10 + 8#8	4 ramas #6 @ 9 cm.
	K7	5 al 8	Ejes 5 Con A,B,C y D	4#10 + 8#8	4 ramas #6 @ 9 cm.
0.2b en X	K8	1 al 2	Ejes 5 Con A,B,C y D	20#10 + 4#8	8 ramas #6 @ 9 cm.
	K9	3 y 4	Ejes 5 Con A,B,C y D	20#10	8 ramas #6 @ 9 cm.
	K10	5 al 8	Ejes 5 Con A,B,C y D	12#10 + 8#8	7 ramas #6 @ 8 cm.
0.1a en Y	K11	1 al 2	Ejes A Con 1,2,3,4 y 5	20#10	6 ramas #5 @ 10.5 cm.
	K12	3 y 4	Ejes A Con 1,2,3,4 y 5	20#10	5 ramas #5 @ 9 cm.
	K13	5 al 8	Ejes A Con 1,2,3,4 y 5	20#10	6 ramas #5 @ 11 cm.
0.2a en Y	K14	1 al 2	Ejes A Con 1,2,3,4 y 5	20#10 + 4#8	8 ramas #6 @ 10.5 cm.
	K15	3 y 4	Ejes A Con 1,2,3,4 y 5	12#10 + 8#8	9 ramas #6 @ 12 cm.
	K16	5 al 8	Ejes A Con 1,2,3,4 y 5	12#10 + 8#8	10 ramas #5 @ 9.5 cm.

**A2.2.3 Modelo Asimétrico en masas en 0.2b.****Modelo Original.**

Tabla A2.2.3.a Armado de vigas principales longitudinales (Ortega, 2001)

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		
	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
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 A2.2.3.b Armado de vigas principales transversales (Ortega, 2001)

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		
	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
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 A2.2.3.c Armado de columnas (Ortega, 2001)

Tipo	Entrepiso	Localización	Armado Long.	Estribos # 4
K1	1	Eje 5 Con A,B,C y D	32#10	4 ramas @ 10 cm.
K2	1	Eje 1,2,3,4 Con A,B,C y D	28#10	4 ramas @ 10 cm.
K2	2	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	28#10	4 ramas @ 10 cm.
K3	3 y 4	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	24#10	4 ramas @ 10 cm.
K4	5 al 7	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	4#10 + 12#8	4 ramas @ 10 cm.
K5	8	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	4#10 + 8#8	4 ramas @ 10 cm.

**Movimiento en la posición del CR.**

Tabla A2.2.3.d Armado de columnas

nuevo CR	Tipo	Entrepiso	Localización	Armado Long.	Estribos
0.1b en X	K6	1 al 2	Ejes 5 Con A,B,C y D	32#10	6 ramas #6 @ 10.5 cm.
	K7	3 y 4	Ejes 5 Con A,B,C y D	32#10	6 ramas #5 @ 9.5 cm.
	K8	5 al 7	Ejes 5 Con A,B,C y D	32#10	6 ramas #5 @ 10 cm.
	K9	8	Ejes 5 Con A,B,C y D	12#10 + 8#8	6 ramas #5 @ 9.5 cm.
0.2b en X	K10	1 al 2	Ejes 5 Con A,B,C y D	32#10 + 12#8	12 ramas #6 @ 10.5 cm.
	K11	3 y 4	Ejes 5 Con A,B,C y D	28#10 + 4#8	8 ramas #6 @ 9 cm.
	K12	5 al 7	Ejes 5 Con A,B,C y D	32#10 + 8#8	12 ramas #5 @ 10 cm.
	K13	8	Ejes 5 Con A,B,C y D	12#10 + 8#8	8 ramas #6 @ 9 cm.
0.1a en Y	K14	1 al 2	Ejes A Con 1,2,3,4 y 5	32#10	6 ramas #6 @ 12 cm.
	K15	3 y 4	Ejes A Con 1,2,3,4 y 5	24#10	6 ramas #5 @ 11 cm.
	K16	5 al 7	Ejes A Con 1,2,3,4 y 5	24#10	6 ramas #5 @ 11.5 cm.
	K17	8	Ejes A Con 1,2,3,4 y 5	24#10	6 ramas #5 @ 11 cm.
0.2a en Y	K18	1 al 2	Ejes A Con 1,2,3,4 y 5	32#10 + 8#8	10 ramas #6 @ 10.5 cm.
	K19	3 y 4	Ejes A Con 1,2,3,4 y 5	24#10 + 4#8	8 ramas #6 @ 10.5 cm.
	K20	5 al 7	Ejes A Con 1,2,3,4 y 5	24#10 + 8#8	10 ramas #5 @ 10 cm.
	K21	8	Ejes A Con 1,2,3,4 y 5	28#10 + 8#8	12 ramas #5 @ 11.5 cm.

**A2.2.4 Modelo Asimétrico en Rigideces con un muro en cada dirección.**

Modelo Original.

Tabla A2.2.4.a Armado de vigas principales longitudinales (Ortega, 2001)

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
	Eje A			Eje D		
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.
Nivel	Eje B			Eje C		
	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
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 A2.2.4.b Armado de vigas principales transversales (Ortega, 2001)

Nivel	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
	Eje 1			Eje 5		
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.
Nivel	Eje 2 y 3			Eje 4		
	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
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 A2.2.4.c Armado de columnas (Ortega, 2001)

Tipo	Entrep.	Localización	Arm. Long.	E. # 4
K1	1	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	20#10	4 ramas @ 10 cm.
K2	2 al 4	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	12#10 + 4#8	4 ramas @ 10 cm.
K3	5 al 8	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	4#10 + 8#8	4 ramas @ 10 cm.

Tabla A2.2.4.d Armado de Muros (Ortega, 2001)

Tipo	Espesor (cm)	Entrepiso	Dirección	Acero Vertical	Acero Horizontal
M1	16	1 y 2	X	56 # 6	# 3 @ 14 cm
M2	16	3 y 4	X	54 # 4	# 3 @ 18 cm
M3	16	5 al 8	X	50 # 3	# 3 @ 30 cm
M4	16	1 y 2	Y	44 # 6	# 3 @ 20 cm
M5	16	3 y 4	Y	40 # 4	# 3 @ 28 cm
M6	16	5 al 8	Y	44 # 3	# 3 @ 30 cm

Movimiento en la posición del CR.

Tabla A2.2.4.e Armado de MUROS.

nuevo C R	Tipo	Entrepiso	Localización	Acero Vert.	Acero Horz.
0.1b en X	M7	1	Ejes 1 Con A y B (X)	60 barras #6 @ 21 cm.	5 ramas #4 @ 15 cm.
	M8	2	Ejes 1 Con A y B (X)	60 barras #6 @ 21 cm.	5 ramas #4 @ 15 cm.
	M9	3 y 4	Ejes 1 Con A y B (X)	60 barras #4 @ 21 cm.	5 ramas #4 @ 15 cm.
	M10	5 al 8	Ejes 1 Con A y B (X)	60 barras #3 @ 21 cm.	5 ramas #4 @ 16 cm.
0.2b en X	M11	1	Ejes 1 Con A y B (X)	70 barras #6 @ 18 cm.	6 ramas #6 @ 14 cm.
	M12	2	Ejes 1 Con A y B (X)	70 barras #6 @ 18 cm.	6 ramas #6 @ 14 cm.
	M13	3 y 4	Ejes 1 Con A y B (X)	70 barras #4 @ 18 cm.	6 ramas #6 @ 14 cm.
	M14	5 al 8	Ejes 1 Con A y B (X)	70 barras #3 @ 18 cm.	6 ramas #6 @ 14.5 cm.
0.1a en Y	M15	1	Ejes A Con 1 y 2 (Y)	60 barras #6 @ 24.5 cm.	5 ramas #4 @ 17 cm.
	M16	2	Ejes A Con 1 y 2 (Y)	60 barras #6 @ 24.5 cm.	5 ramas #4 @ 18 cm.
	M17	3 y 4	Ejes A Con 1 y 2 (Y)	60 barras #4 @ 24.5 cm.	5 ramas #4 @ 18 cm.
	M18	5 al 8	Ejes A Con 1 y 2 (Y)	60 barras #3 @ 24.5 cm.	5 ramas #4 @ 18 cm.
0.2a en Y	M19	1	Ejes A Con 1 y 2 (Y)	70 barras #6 @ 21 cm.	6 ramas #6 @ 16 cm.
	M20	2	Ejes A Con 1 y 2 (Y)	70 barras #6 @ 21 cm.	6 ramas #6 @ 16 cm.
	M21	3 y 4	Ejes A Con 1 y 2 (Y)	70 barras #4 @ 21 cm.	6 ramas #6 @ 16 cm.
	M22	5 al 8	Ejes A Con 1 y 2 (Y)	70 barras #3 @ 21 cm.	6 ramas #6 @ 17 cm.

### A2.2.5 Modelo Asimétrico en Rigideces con Dos muros en cada dirección.

Modelo Original.

Tabla A2.2.5.a Armado de vigas principales longitudinales (Ortega, 2001)

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		
	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
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 A2.2.5.b Armado de vigas principales transversales (Ortega, 2001)

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		
	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Estribos # 3
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 A2.2.5.c Armado de columnas (Ortega, 2001)

Tipo	Entrep.	Localización	Arm. Long.	E. # 4
K1	1	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	16#10	4 ramas @ 10 cm.
K2	2 al 4	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	12#10 + 4#8	4 ramas @ 10 cm.
K3	5 al 8	Ejes 1,2,3,4,5 Con A,B,C y D	4#10 + 8#8	4 ramas @ 10 cm.

Tabla A2.2.5.d Armado de Muros (Ortega, 2001)

Tipo	Espesor (cm)	Entrepiso	Direcc.	Acero Vertical	Acero Horizontal
M1	16	1 y 2	X	44 # 6	# 3 @ 28 cm
M2	16	3 y 4	X	48 # 4	# 3 @ 30 cm
M3	16	5 al 8	X	50 # 3	# 3 @ 30 cm
M4	16	1 y 2	Y	38 # 6	# 3 @ 30 cm
M5	16	3 y 4	Y	40 # 4	# 3 @ 30 cm
M6	16	5 al 8	Y	44 # 3	# 3 @ 30 cm

Movimiento en la posición del CR.

Tabla A2.2.5.e Armado de MUROS.

nuevo CR	Tipo	Entrep.	Localización	Acero Vert.	Acero Horz.
0.1b en X	M7	1	Ejes 1 Con A-B y B-C (X)	60 barras #6 @ 21 cm.	4 ramas #3 @ 15 cm.
	M8	2	Ejes 1 Con A-B y B-C (X)	60 barras #6 @ 21 cm.	3 ramas #3 @ 16 cm.
	M9	3 y 4	Ejes 1 Con A-B y B-C (X)	60 barras #4 @ 21 cm.	4 ramas #3 @ 16 cm.
	M10	5 al 8	Ejes 1 Con A-B y B-C (X)	60 barras #3 @ 21 cm.	4 ramas #3 @ 16 cm.
0.2b en X	M11	1	Ejes 1 Con A-B y B-C (X)	66 barras #6 @ 19 cm.	7 ramas #4 @ 15 cm.
	M12	2	Ejes 1 Con A-B y B-C (X)	66 barras #6 @ 19 cm.	7 ramas #4 @ 15 cm.
	M13	3 y 4	Ejes 1 Con A-B y B-C (X)	66 barras #4 @ 19 cm.	7 ramas #4 @ 15 cm.
	M14	5 al 8	Ejes 1 Con A-B y B-C (X)	66 barras #3 @ 19 cm.	7 ramas #6 @ 16 cm.
0.1a en Y	M15	1	Ejes A Con 1-2 y 2-3 (Y)	60 barras #6 @ 24.5 cm.	2 ramas #4 @ 17 cm.
	M16	2	Ejes A Con 1-2 y 2-3 (Y)	60 barras #6 @ 24.5 cm.	2 ramas #4 @ 17 cm.
	M17	3 y 4	Ejes A Con 1-2 y 2-3 (Y)	60 barras #4 @ 24.5 cm.	2 ramas #4 @ 17 cm.
	M18	5 al 8	Ejes A Con 1-2 y 2-3 (Y)	60 barras #3 @ 24.5 cm.	3 ramas #3 @ 15 cm.
0.2a en Y	M19	1	Ejes A Con 1-2 y 2-3 (Y)	66 barras #6 @ 22 cm.	6 ramas #4 @ 15 cm.
	M20	2	Ejes A Con 1-2 y 2-3 (Y)	66 barras #6 @ 22 cm.	6 ramas #4 @ 15 cm.
	M21	3 y 4	Ejes A Con 1-2 y 2-3 (Y)	66 barras #4 @ 22 cm.	6 ramas #4 @ 15 cm.
	M22	5 al 8	Ejes A Con 1-2 y 2-3 (Y)	66 barras #3 @ 22 cm.	6 ramas #4 @ 16 cm.