

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

TESIS

RESPUESTA SISMICA INELASTICA DE EDIFICIOS ASIMETRICOS DE
VARIOS NIVELES CONSIDERANDO DIFERENTES RELACIONES DE
ASPECTO DE LA PLANTA

PRESENTADA POR:

ARMANDO ORTIZ VENEGAS

PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)

DIRIGIDA POR:

M.I. OCTAVIO GARCIA DOMINGUEZ

289429



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

A la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, la oportunidad que me brindó para continuar mi formación profesional.

Al CONACyT, el apoyo económico recibido para realizar mis estudios de maestría y por la beca otorgada durante el desarrollo de este trabajo de tesis.

Agradezco el patrocinio del proyecto de investigación "Evaluación del Comportamiento Sísmico de Estructuras Asimétricas", CONACyT No 27955-U.

Agradezco el patrocinio del proyecto de investigación "Desarrollo de Criterios de Diseño Sísmico por Torsión", Dirección General de Asuntos del Personal Académico, UNAM-IN112600.

Al profesor Octavio García por su valioso y sincero apoyo como maestro y director de tesis.

Al Dr. Gustavo Ayala por el apoyo otorgado para la realización de este trabajo.

Al Dr. Oscar López, al Dr. Eduardo Reinoso y al Dr. Carlos Reyes por el tiempo que dedicaron a leer este trabajo y por sus valiosos comentarios al mismo.

A Dios y a mis padres y hermanos, quienes han sido sumamente generosos y amorosos conmigo.

CONTENIDO

RESUMEN	1
1 INTRODUCCIÓN	2
2 DISCUSIÓN DEL PROBLEMA DE TORSIÓN SÍSMICA EN EDIFICIOS	3
2.1 Descripción del problema	3
2.2 Antecedentes en el estudio de la torsión	3
2.3 Parámetros que afectan el comportamiento sísmico torsional	8
2.4 Centro de torsión en edificios	8
2.5 Diseño sísmico por torsión	12
3 CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL	13
3.1 Herramientas de análisis	13
3.2 Hipótesis de los modelos estructurales	13
3.3 Modelación de los elementos estructurales	14
3.3.1 Modelos de vigas	14
3.3.2 Modelo de columnas	15
3.3.3 Modelo de muros de cortante	16
3.4 Propiedades de la sección de los elementos estructurales	17
3.5 Modelos de comportamiento hysterético	24
3.5.1 Modelo de histerésis de vigas	25
3.5.2 Modelo de histerésis de muros	26
3.5.3 Modelo de histerésis de columna	28
3.6 Criterios de análisis no lineal	29
3.6.1 Análisis estático no lineal	29
3.6.2 Análisis dinámico no lineal	30
3.7 Registro sísmicos	32
4 CAPACIDAD A TORSIÓN DE LAS ESTRUCTURAS	32
4.1 Modelo propuesto por De la Llera y Chopra, Superficie Última de Cortante y Torsión (SUCT)	33
4.1.1 Construcción de la SUCT	33
4.1.2 Propiedades de la SUCT	37
4.2 Aplicación de la SUCT a edificios de varios niveles	39
5 MODELOS ESTRUCTURALES	42
5.1 Descripción de las estructuras	42
5.2 Criterios de análisis y diseño	42
5.3 Relaciones de aspecto de la planta	44

5.4 Modelos asimétricos en masas	45
5.5 Modelos asimétricos en rigideces	46
6 PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS	48
6.1 Modelos asimétricos en masas	48
6.1.1 Relación de aspecto de la planta $h/b = 0.5$	48
6.1.2 Relación de aspecto de la planta $h/b = 1.0$	49
6.1.3 Relación de aspecto de la planta $h/b = 2.0$	50
6.1.4 Relación de frecuencia rotacional a frecuencia traslacional	50
6.2 Modelos asimétricos en rigideces	64
6.2.1 Relación de aspecto de la planta $h/b = 0.5$	64
6.2.2 Relación de aspecto de la planta $h/b = 1.0$	65
6.2.3 Relación de aspecto de la planta $h/b = 2.0$	65
6.2.4 Relación de frecuencia rotacional a frecuencia traslacional	66
6.2.5 Distribución de resistencias	94

7 CONCLUSIONES

REFERENCIAS

ANEXO

Dimensiones y refuerzo de los elementos estructurales para los modelos de edificios estudiados.

RESUMEN

En este trabajo se presenta el estudio de la torsión en modelos de edificios de varios niveles con diferentes relaciones de aspecto de la planta y diferentes grados de asimetría estructural cuando incursionan en el intervalo de comportamiento inelástico, por efecto de una intensa excitación sísmica.

Las relaciones de aspecto de la planta en los modelos de edificios estudiados en este trabajo son tres: $a/b = 0.5, 1.0$ y 2.0 . Para cada una de ellas se hace la distinción entre la asimetría ocasionada por el movimiento del centro de masa y aquella producida por una distribución asimétrica en las rigideces de los elementos estructurales. Los modelos de edificios se diseñaron de acuerdo al RCDF-93 y se estudian sus respuestas mediante el uso de la Superficie Última de Cortante y Torsión (SUCT), utilizada recientemente por algunos investigadores para estimar la capacidad máxima a cortante y torsión de los entresijos de un edificio.

Para el análisis inelástico de los modelos se utilizó el programa de análisis no lineal CANNY-E, y como excitación sísmica se emplearon las componentes horizontales del registro obtenido en la estación SCT en 1985.

1 INTRODUCCIÓN

Durante sismos intensos ocurridos en el pasado reciente, un gran porcentaje de edificios con diferentes niveles de asimetría en masas, rigideces y/o resistencias sufrieron daños severos e incluso colapsaron. Este tipo de estructuras presentaron notoriamente efectos de torsión ocasionados por la no coincidencia entre la fuerza cortante sísmica y la fuerza resistente de sus entrepisos, que acopló los movimientos rotacionales a los de traslación, produciendo condiciones severas de respuesta sísmica para las que no fueron diseñadas.

Debido a los problemas que ha causado la torsión sísmica, en las últimas dos décadas se han realizado estudios detallados para tratar de entender el problema e identificar los parámetros estructurales que afectan la respuesta sísmica de edificios asimétricos en el intervalo de comportamiento no lineal. Los parámetros que se han identificado como los más importantes en estas investigaciones son: la distribución de resistencias en planta, la excentricidad estática o estructural, la relación de aspecto de la planta, el cociente de resistencia real a resistencia nominal de la estructura, la relación entre los periodos fundamentales de torsión desacoplado y el de vibración lateral, entre otros. Sin embargo, el estudio de la torsión inelástica es complejo, y la mayoría de las investigaciones se han basado en modelos de edificios simplificados de cortante de un nivel, con los cuales se ha intentado reproducir el comportamiento o extrapolar los resultados a estructuras tridimensionales de varios niveles. Por tal motivo, en esta investigación, se propusieron modelos más elaborados de edificios reales de varios niveles, que representen de manera más adecuada su respuesta sísmica torsional, lo cual representa la tendencia actual en el estudio de la torsión.

En este trabajo se estudió la respuesta sísmica inelástica de edificios de doce niveles con diferentes grados de asimetría y particularmente se decidió evaluar el efecto que tiene la relación de aspecto de la planta sobre el comportamiento torsional de edificios. Las relaciones de aspecto de la planta consideradas fueron $a/b=0.5$, 1.0 y 2.0 . Para cada uno de estos casos, se estudiaron tres valores de asimetría producida por movimiento del centro de masa y tres niveles de asimetría ocasionada por una distribución irregular de las rigideces de los elementos estructurales. Estos últimos niveles de asimetría se produjeron mediante la adición de muros de concreto en la periferia de los edificios. Todos los modelos de edificios estudiados fueron diseñados de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1993 (RCDF-93).

Para evaluar el comportamiento sísmico de los modelos de los edificios estudiados, se utilizó, como marco de referencia, una superficie de capacidad del entrepiso a torsión y cortante, propuesta en 1994 por De la Llera y Chopra, Superficie Última de Cortante y Torsión (SUCT). Esta superficie se define como el diagrama de interacción de las combinaciones de fuerza cortante y momento torsionante de entrepiso que, aplicadas estáticamente sobre la estructura, nos limitan la falla de un entrepiso, es decir, este planteamiento permite verificar si la capacidad torsional de una estructura es superior a una demanda sísmica dada.

2 DISCUSIÓN DEL PROBLEMA DE TORSIÓN SÍSMICA EN EDIFICIOS

2.1 Descripción del problema

Debido a sismos intensos, como el ocurrido el 19 de septiembre de 1985, uno de los efectos que produjo daños severos y hasta el colapso en un gran porcentaje de edificios en la ciudad de México fue el fenómeno de la torsión. Los diferentes niveles de asimetría en masas, rigideces y/o resistencias que presentaron estas estructuras, ocasionaron la no coincidencia entre la fuerza cortante sísmica y la fuerza resistente de sus entrepisos. Este efecto acopló los movimientos rotacionales a los movimientos de traslación produciendo condiciones de respuesta sísmica, que no fueron previstas, en el diseño de las estructuras.

Es importante mencionar que la mayoría de los códigos actuales contemplan el posible comportamiento inelástico de las estructuras con el uso de un factor reductivo de las fuerzas sísmicas, el cual trata de caracterizar una respuesta no lineal, diseñando para resistencias menores a las que se requieren para mantener a las estructuras en un comportamiento elástico lineal.

En estructuras asimétricas el comportamiento inelástico es difícil de estimar ya que depende de parámetros adicionales a los que gobiernan el comportamiento elástico.

Para una estructura y para un sismo en particular, se puede realizar un análisis dinámico paso a paso no lineal, que pudiera representar de una mejor manera su comportamiento, incluyendo el acoplamiento torsional de la estructura. Sin embargo, este tipo de análisis, en la práctica resulta laborioso y complejo, justificándose solo en investigaciones o en casos de diseños especiales.

2.2 Antecedentes en el estudio de la torsión

El estudio de la torsión no lineal es relativamente reciente. Particularmente después del sismo ocurrido en nuestro país en 1985, donde gran parte de los daños causados en los edificios involucraron los efectos de torsión; por consiguiente, se generó un gran interés en los investigadores para tratar de comprender más a fondo este fenómeno.

Las investigaciones realizadas han sido básicamente utilizando modelos simplificados de cortante de un nivel, demostrando que en el intervalo inelástico el efecto de la torsión sísmica depende de varios parámetros tales como la resistencia global, distribución de las resistencias, excentricidad estructural, relación de aspecto de planta, relación entre la frecuencia torsional y frecuencias laterales no acopladas, periodo fundamental de la estructura, entre otros. Aunque los alcances de los resultados obtenidos, tienen ciertas limitantes relacionadas con la simpleza de los modelos utilizados y son difíciles de extrapolar a estructuras de varios niveles, han proporcionado información muy valiosa que deberá tomarse como base de futuros estudios. A continuación se hace un resumen de los primeros resultados obtenidos en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, los cuales fueron utilizando dos enfoques: determinista y probabilista.

Gómez, Ayala y Jaramillo (1987), abordaron el problema de la torsión en edificios de concreto reforzado, evaluando la validez del diseño sísmico elástico en torsión. Para esto se llevó a cabo un estudio paramétrico de modelos de cortante de un nivel con tres elementos resistentes en una sola dirección, unidos por un diafragma de piso infinitamente rígido, diseñados de acuerdo al RCDF en vigor hasta septiembre de 1985. Se proporcionaron características de masa y rigidez para obtener tres periodos diferentes 0.5, 1.0 y 1.5 segundos, además, para cada periodo se variaron los valores de las excentricidades en rigideces y resistencias, desde $0.0b$ a $0.4b$, donde “b” es la distancia que hay entre los elementos resistentes extremos. En esta investigación se concluyó, que cuando se fija nula la excentricidad en resistencias, a medida que el valor de la excentricidad estructural se incrementa, la ductilidad requerida por el modelo también se incrementa. Por el contrario, la ductilidad tiende a disminuir y a permanecer constante, conforme la excentricidad en resistencias se aleja del centro de masas en dirección del centro de rigidez. Es decir, la distribución más adecuada de las resistencias en planta es aquella que coincide con la distribución de rigidez.

Barrón y Ayala (1990), evaluaron la respuesta sísmica por torsión en edificios diseñados de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1987 (RCDF-87), estudiaron un modelo a cortante de un nivel con dos elementos resistentes paralelos a la dirección de la excitación sísmica unidos por un diafragma de piso infinitamente rígido, además, con fines comparativos se propusieron dos criterios alternos de diseño que modifican los coeficientes de las excentricidades de diseño con lo cual se distribuye la fuerza cortante sísmica por torsión de manera diferente a como lo proponía el RCDF-87. Estos criterios, se muestran en la tabla 2.1, donde α_1 y α_2 son los factores que consideran la amplificación dinámica y β es el factor de excentricidad accidental.

Si se analizan los coeficientes presentados en la tabla 2.1, el RCDF-87 distribuye la resistencia por torsión entre los elementos a los cuales se les suma el cortante por este efecto, sin embargo, después de realizar los análisis no lineales de los modelos, se encontró que la distribución del reglamento no representa la mejor opción, ya que se obtiene un mejor comportamiento asignando dicha resistencia entre los elementos a los cuales se les resta el cortante por torsión.

Otras conclusiones de este estudio, fueron las siguientes:

- La coincidencia de las frecuencias desacopladas traslacional y torsional no produce grandes demandas de ductilidad, sin embargo, para valores diferentes de uno estas pueden llegar a ser altas. Incrementar la excentricidad estructural, en general, incrementa las demandas máximas de ductilidad de los elementos.
- El incremento del cociente de resistencia real a resistencia nominal de la estructura, disminuye las demandas de ductilidad de cada elemento, aunque no en igual proporción.
- Estructuras rígidas con periodo fundamental menor o igual a 0.5 segundos y un factor de comportamiento sísmico alto, presentan grandes demandas de ductilidad.

- Las demandas máximas de ductilidad disminuyen cuando se incrementa la resistencia del elemento con cortante por torsión negativo.

Tabla 2.1 Criterios de diseño por torsión usados por Ayala y Barrón

Diseño	α_1	α_2	β
1 (RCDF-87)	1.50	1.00	0.1
2	1.25	0.75	0.1
3	1.00	0.50	0.1

Escobar y Ayala (1991), evaluaron la influencia de las propiedades estructurales inciertas sobre la respuesta sísmica no lineal de edificios asimétricos diseñados de acuerdo al RCDF-87, se estudiaron modelos a cortante de un nivel con dos y tres elementos resistentes paralelos a la dirección de la excitación sísmica unidos por un diafragma de piso infinitamente rígido. Las propiedades inciertas consideradas en este estudio fueron la localización en planta del centro de masa y la resistencia de los elementos estructurales, se concluyó que el considerar estas incertidumbres se da lugar a grandes dispersiones en la respuesta obtenida incrementándose la probabilidad de falla. También se demostró que la distribución en planta de las resistencias es un factor importante que afecta la probabilidad de falla, enfatizando que la distribución requerida por el RCDF-87 puede llevar a probabilidades de daño excesivas.

García y Ayala (1991), evaluaron criterios de diseño sísmico para estructuras en torsión, se estudiaron dos modelos a cortante de un nivel con diafragma de piso infinitamente rígido, con planos resistentes en una y dos direcciones, fig 2.1. Para el primer modelo se analizan tres relaciones de aspecto de planta, $a=b/2$, b y $2b$, se proporcionan características de masa y rigidez para obtener tres periodos diferentes 0.5, 1.0 y 1.5 segundos, además, se considera una componente de excitación sísmica aplicada paralela a los elementos resistente. En el segundo modelo con tres elementos resistentes en dos direcciones ortogonales, solo se consideró la forma de planta cuadrada y se tomaron periodos iguales para las dos direcciones ortogonales, finalmente se consideran componentes de excitación sísmica en las direcciones de los elementos resistentes.

Los criterios de diseño sísmico por torsión son los mismos que fueron utilizados en estudios anteriores, Ayala y Barrón (1990), tabla 2.1, retomándose por haber presentado resultados interesantes.

En este estudio se llegó a las siguientes conclusiones:

- El incremento en la resistencia de un elemento estructural disminuye en general su demanda máxima de ductilidad hasta un cierto límite.
- Demandas menores de ductilidad se obtienen en estructuras donde la distribución de resistencias es similar a la de rigideces.

- Los modelos con forma de planta cuadrada, $a = b$, son los que presenta un mejor comportamiento.
- El diseño del RCDF-87, no representa la mejor alternativa de diseño al distribuir la resistencia por torsión entre los elementos resistentes a los cuales se les suma el cortante producido por el momento torsionante.

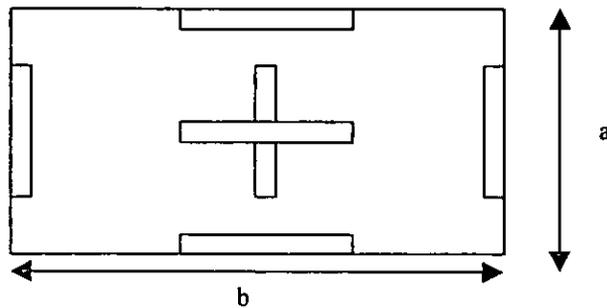


Figura 2.1 Modelo estudiado por García (1991)

Zapata y Ayala (1993), evaluaron la respuesta sísmica no lineal de modelos estructurales de edificios asimétricos de cortante de varios niveles diseñados de acuerdo al RCDF-87 y dos criterios alternos de diseño, utilizados en investigaciones anteriores, tabla 2.1. Los modelos estudiados corresponden a estructuras de tres niveles con periodos fundamentales de 0.5, 1.0 y 1.5 segundos.

Estudiaron la influencia de los siguientes parámetros: distribución de la rigidez con la altura, cociente de resistencia real a resistencia nominal, distribución de la sobre resistencia torsional requerida por las normas de diseño sísmico para diferentes valores de excentricidad estática, y la presencia de elementos resistentes y excitación sísmica en dos direcciones ortogonales.

Se tomaron en cuenta 16 posiciones del centro de torsión originadas por la variación de la rigidez de los elementos estructurales. También consideraron 9 posiciones diferentes del centro de masas para estudiar el efecto de la incertidumbre en su localización, variando de manera uniforme la posición en cada entrepiso.

En esta investigación se llegó a las siguientes conclusiones:

- Estructuras con excentricidad en una sola dirección demandan mayores ductilidades que las que tienen excentricidades en ambas direcciones.
- La reducción del factor de comportamiento sísmico para excentricidades mayores a $e_s/b=0.1b$, (donde: e_s excentricidad estructural y b dimensión de la planta perpendicular a la dirección del sismo), no es suficiente para garantizar una distribución de ductilidad máxima uniforme para todo valor de excentricidad.

Rutenberg (1992), realizó una revisión amplia y detallada de estudios analíticos sobre el comportamiento inelástico de modelos de estructuras asimétricas (principalmente de un nivel). Este trabajo hace particular énfasis en los estudios que presentan una revisión de las especificaciones para diseño estático de los códigos sísmicos. Además, son discutidos los efectos de parámetros importantes, tales como; la demanda de ductilidad máxima de los elementos resistentes y los desplazamientos laterales máximos de piso.

Una observación importante que se hace en este trabajo son las contradicciones que se presentan en las conclusiones reportadas en la literatura. Este conflicto es atribuido principalmente a las características propias de los modelos que cada investigador propone para el estudio de la torsión. A pesar de la confusión que surge de los resultados de los trabajos revisados, la mayoría apuntan fundamentalmente que en adición a las propiedades lineales del sistema y a la rigidez y localización de los elementos estructurales, la resistencia total y su distribución entre los elementos son los principales parámetros que afectan las demandas de ductilidad máxima de los sistemas asimétricos bilineales.

En la actualidad hay un creciente interés entre los investigadores por el comportamiento sísmico de estructuras asimétricas de varios pisos. De la Llera (1994), desarrolló un método simplificado para el análisis y diseño de estructuras asimétricas de varios pisos. Este método consiste en un modelo que representa cada piso de la estructura por un solo macro elemento estructural, Super-Elemento (SE), cuyas propiedades de rigidez coinciden con las del piso considerado y su capacidad está descrita por un diagrama de interacción entre cortante y torsión de piso.

De la Colina (2000), presentó un trabajo dirigido al estudio de la torsión en edificios de varios pisos. Para esto utilizó modelos de cinco pisos con losas rígidas y ejes de elementos resistentes con comportamiento bilineal, orientados en dos direcciones ortogonales y dispuestos de tal forma que el centro de rigidez de cada entrepiso se encuentra sobre un eje vertical (eje de rigidez), el cual pasa por el centroide de todas las losas.

En este trabajo, la torsión se provoca al desplazar los centros de masa con respecto al eje de rigidez del sistema. Se diferencian seis casos; de los cuales, los dos primeros cuentan con casi el total de la masa en el último nivel, para representar un modelo simple, como el empleado en la mayoría de los estudios de torsión y los otros cuatro con masas iguales en cada uno de sus pisos.

Las principales conclusiones a las que se llegaron en este trabajo son las siguientes:

- Para los casos donde se concentra casi toda la masa en el último entrepiso, la demanda de ductilidad es aproximadamente igual para todos los entrepisos. Este comportamiento manifiesta que para modelos simples las deformaciones relativas de entrepiso y las demandas de ductilidad son del mismo orden para todos los entrepisos.
- Para los casos con masas distribuidas, la demanda de ductilidad es mayor en los entrepisos inferiores. Esta conclusión cuestiona la eficacia de los modelos simples para el estudio de edificios de varios pisos con torsión.

2.3 Parámetros que afectan comportamiento sísmico torsional

Es difícil tratar de entender como se relacionan entre sí los diferentes parámetros de la torsión y de que manera afecta cada uno la respuesta torsional, sin embargo, las investigaciones al respecto, coinciden en que la distribución de resistencias en planta, influye de manera fundamental en el comportamiento sísmico torsional.

Para el caso de modelos de edificios de un nivel, fue relativamente fácil realizar variaciones en planta en las resistencias de sus elementos estructurales, con base en el diseño nominal dado por un reglamento. Sin embargo, para modelos de edificios de varios niveles, el problema es más complicado debido a sus características estructurales y a que se tienen que cumplir requerimientos de diseño más detallados que tienden a uniformizar los diseños de los elementos estructurales, ya sea por marco o por entrepiso. Por tal motivo, en este trabajo solo se consideran variaciones en la asimetría estructural, ya sea por el movimiento del centro de masas, así como por distribuciones asimétricas en rigideces.

El parámetro de la relación de aspecto de la planta, con los siguientes valores; $a/b=0.5$, 1.0 y 2.0 , ha sido estudiado en investigaciones pasadas en las cuales se ha concluido que la forma cuadrada ($a/b=1.0$), es en la mayoría de los casos la que exhibe el mejor comportamiento para una demanda máxima de ductilidad, resultado esperado dadas las condiciones de regularidad de dicha planta. Por otro lado ha sido difícil determinar cual de las otras dos relaciones resulta ser el caso más desfavorable.

Otro parámetro importante que afectan la respuesta sísmica torsional es la relación que se presenta entre las frecuencias fundamentales de torsión desacoplada y la de vibración lateral. La relación de frecuencias desacopladas Ω se define como la relación entre ω_θ y ω_y (ó ω_x). Un valor grande de Ω , indica que un edificio es torsionalmente rígido, mientras que un valor pequeño indica que el edificio es torsionalmente flexible. El valor para la mayoría de los edificios varía entre 0.8 y 1.5 .

En este trabajo se toma como base de estudio la relación de aspecto de la planta con diferentes niveles de asimetría ocasionadas por el movimiento del centro de masas y aquella producida por las rigideces de los elementos estructurales. Además, debido a la complejidad que presentan de manera inherente los parámetros que afectan el comportamiento sísmico torsional, el estudio de la torsión se lleva a cabo de manera muy puntual al evaluar estructuras de doce niveles con tres relaciones de aspecto de planta ($a/b = 0.5$, 1.0 y 2.0).

2.4 Centro de torsión en edificios

Desde un punto de vista de diseño cuando existe asimetría en rigideces o en la distribución de masas en planta, es necesario conocer la magnitud de la fuerza torsional que generan estas asimetrías. La mayoría de los códigos permiten diseñar considerando la fuerza cortante directa más un momento torsionante que se obtiene de multiplicar el valor de la fuerza cortante directa por la excentricidad de diseño. La excentricidad de diseño es función

de la excentricidad estructural, la cual es definida como la distancia entre el centro de torsión del entrepiso y la posición de la fuerza cortante resultante en el entrepiso.

Debido a que es indispensable tener un conocimiento claro de las causas que originan el acoplamiento torsional en los niveles de los edificios es necesario tener en cuenta la definición de conceptos fundamentales tales como, centro de cortante, centro de torsión y centro de masa. Se designa centro de masa de un nivel al punto de aplicación de la fuerza sísmica y centro de cortante como el punto donde pasa la resultante de las fuerzas cortantes resistentes de los elementos en el entrepiso. Los centros de torsión de cada nivel de un edificio de varios pisos son definidos como el grupo de puntos localizados en los niveles de tal forma que cuando se aplique la distribución de cargas laterales sísmicas pasando a través de estos puntos no ocurra movimiento rotacional sobre el eje vertical del edificio. De manera análoga se define el centro de torsión de los entrepiso, solo que se aplican las fuerzas cortantes en el entrepiso de tal manera que no haya movimiento rotacional.

Es frecuente en la práctica de la ingeniería estructural que al realizar el análisis sísmico estático no se estime correctamente el valor de la excentricidad estructural. Es decir la posición del centro de torsión se ha obtenido habitualmente utilizando modelos de cortante, en los cuales los centros de torsión dependen solamente de la rigidez, que es función del cociente de la fuerza cortante sísmica y del desplazamiento relativo entre dos niveles contiguos, y de la localización de los elementos resistentes del entrepiso. Tales modelos de cortante se han clasificado desde el caso de cortante puro hasta una metodología que considera flexión en vigas de marcos planos ortogonales en planta. Por ejemplo, aún para edificios con distribuciones de rigideces idénticas en todos sus niveles, los centros de torsión no deben ser determinados utilizando el modelo de comportamiento a cortante perfecto, en el cual los centros de torsión dependen solamente de la rigidez y localización de los elementos resistentes del entrepiso. Es decir si consideramos el modelo de cortante perfecto en un edificio asimétrico en planta con una excentricidad uniforme de muro en toda su elevación, obtendríamos la misma ubicación de los centros de torsión en todos los niveles; sin embargo, si para la misma estructura se utiliza un modelo tridimensional de flexión de marcos, se demuestra que dicha ubicación varía en cada nivel.

Un método formal para localizar los centros de torsión basado en la matriz de rigidez lateral de marcos planos que forman el edificio y en la distribución de las fuerzas sísmicas es propuesto por Dany y Alcocer (1987). La formulación se basa en la hipótesis de que las losas de los niveles se comportan como diafragmas infinitamente rígidos en su plano. El proceso numérico consiste en obtener la matriz global de la estructura y plantear el sistema de ecuaciones que se indica en la ecuación 2.1. Se determinan los desplazamientos laterales sin permitir las deformaciones por giro y con la ayuda de estos desplazamientos, se calculan los momentos de nivel que anulan los efectos de torsión. Finalmente, las coordenadas del centro de torsión se obtienen al dividir el momento anterior, entre la fuerza sísmica aplicada en los niveles. Para obtener la localización de los centros de rigidez en un edificio de varios pisos con diafragma de piso rígido, se considera la siguiente ecuación matricial del equilibrio.

$$\begin{bmatrix} [K_{xx}] & [K_{xy}] & [K_{x\theta}] \\ [K_{yx}] & [K_{yy}] & [K_{y\theta}] \\ [K_{\theta x}] & [K_{\theta y}] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\delta_x\} \\ \{\delta_y\} \\ \{\theta\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{Fx\} \\ \{Fy\} \\ \{M\} \end{Bmatrix} \quad (2.1)$$

Cada submatriz es de orden de N por N y cada subvector es de orden de N por 1, representando los desplazamientos laterales y las rotaciones de los N niveles. Las matrices de rigidez son expresadas en términos de la matriz de rigidez individual de cada marco mediante las siguientes relaciones:

$$[K_{xx}] = \sum_i [K_x]_i \quad (2.2a)$$

$$[K_{yy}] = \sum_j [K_y]_j \quad (2.2b)$$

$$[K_{x\theta}] = [K_{\theta x}]^T = - \sum_i [K_x]_i [Y]_i \quad (2.2c)$$

$$[K_{y\theta}] = [K_{\theta y}]^T = - \sum_j [K_y]_j [X]_j \quad (2.2d)$$

$$[K_{\theta\theta}] = - \sum_i [Y]_i [K_x]_i [Y]_i + \sum_j [X]_j [K_y]_j [X]_j \quad (2.2e)$$

Donde $[K_x]_i$ es la matriz de rigidez de los elementos resistentes i , los cuales tienen su plano de orientación paralelo al eje de referencia X . $[K_y]_j$ es la matriz de rigidez de los elementos resistentes j , los cuales su plano de orientación es paralelo al eje de referencia Y . $[X]_j$ es la matriz diagonal de coordenadas del elemento j , los elementos en la diagonal de la matriz son iguales a las distancias $-x$ del elemento j con eje de referencia $-Y$. $[Y]_i$ es la matriz diagonal de coordenadas del elemento i , los elementos en la diagonal de la matriz son iguales a las distancias $-y$ del elemento i con eje de referencia $-X$.

Con la matriz de rigidez global del edificio, se procede primero a realizar un **análisis en la dirección X**, es decir el vector de fuerza $\{Fx\}$ es diferente de cero y $\{Fy\}$ es igual a cero además como se quiere calcular la ordenada en la cual no se produce rotación del diafragma rígido se tiene que el vector de giros $\{\theta\}$ es igual a cero. Quedando la ecuación matricial de equilibrio de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} [K_{xx}] & [K_{xy}] & [K_{x\theta}] \\ [K_{yx}] & [K_{yy}] & [K_{y\theta}] \\ [K_{\theta x}] & [K_{\theta y}] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\delta_x\} \\ \{\delta_y\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{Fx\} \\ \{0\} \\ \{-Fx Y_{ct}\} \end{Bmatrix} \quad (2.3)$$

realizando las operaciones de multiplicación de matrices:

$$\{Fx\} = [K_{xx}] \{\delta_x\} + [K_{xy}] \{\delta_y\} \quad (2.4)$$

$$\{0\} = [K_{yx}] \{\delta_x\} + [K_{yy}] \{\delta_y\} \quad (2.5)$$

$$\{-Fx Y_{ct}\} = [K_{\theta x}] \{\delta_x\} + [K_{\theta y}] \{\delta_y\} \quad (2.6)$$

De las ecuaciones (2.4) y (2.5) tenemos un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas; resolviendo el sistema podemos obtener los vectores de traslación $\{\delta_x\}$ y $\{\delta_y\}$. Representando por conveniencia el vector de fuerzas $\{Fx\}$ por una matriz diagonal y despejando $\{Y_{ct}\}$, la ecuación (2.6) se puede representar de la siguiente manera:

$$\{Y_{ct}\} = [Fx]^{-1} ([K_{\theta x}] \{\delta_x\} + [K_{\theta y}] \{\delta_y\}) \quad (2.7)$$

El análisis en la dirección Y se elabora de manera análoga al realizado anteriormente en la dirección X; ahora el vector de fuerza $\{Fx\}$ es igual a cero y $\{Fy\}$ es diferente de cero además como se quiere calcular la abscisa en la cual no se produce rotación del diafragma rígido se tiene que el vector de giros $\{\theta\}$ es igual a cero. Quedando la ecuación matricial de equilibrio de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} [K_{xx}] & [K_{xy}] & [K_{x\theta}] \\ [K_{yx}] & [K_{yy}] & [K_{y\theta}] \\ [K_{\theta x}] & [K_{\theta y}] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\delta_x\} \\ \{\delta_y\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{0\} \\ \{Fy\} \\ \{Fy X_{ct}\} \end{Bmatrix} \quad (2.8)$$

realizando las operaciones de multiplicación de matrices:

$$\{0\} = [K_{xx}] \{\delta_x\} + [K_{xy}] \{\delta_y\} \quad (2.9)$$

$$\{Fy\} = [K_{yx}] \{\delta_x\} + [K_{yy}] \{\delta_y\} \quad (2.10)$$

De las ecuaciones (2.9) y (2.10) tenemos un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas; resolviendo el sistema podemos obtener los vectores de traslación $\{\delta_x\}$ y $\{\delta_y\}$. El centro de torsión en la dirección X quedará de la siguiente manera:

$$\{X_{ct}\} = [Fy]^{-1} ([K_{\theta x}] \{\delta_x\} + [K_{\theta y}] \{\delta_y\}) \quad (2.11)$$

Las ecuaciones (2.7) y (2.11) definen los centros de torsión en cada nivel de la estructura, como se puede observar estos centros son en general función de la distribución de cargas laterales y de la rigidez de la estructura

2.5 Diseño sísmico por torsión

El RCDF-93, permite hacer un análisis sísmico torsional estático, desacoplando los efectos de traslación y torsión. La fuerza cortante sísmica en cada uno de los elementos resistentes se distribuye, considerando primero la traslación de los niveles sumando luego un momento torsionante en cada entrepiso, que se obtiene de multiplicar el valor de la fuerza sísmica por la excentricidad de diseño.

La excentricidad de diseño toma en cuenta factores que modifican la excentricidad estructural, tales factores representan la amplificación dinámica y la torsión accidental. Para cada elemento resistente la excentricidad de diseño, e_d , debe ser la que resulte más desfavorable de:

$$e_{d1} = 1.5 e_s + 0.1 b$$

$$e_{d2} = 1.0 e_s - 0.1 b$$

donde :

- e_s = Excentricidad estructural de entrepiso
- b = Máxima dimensión de la planta del edificio perpendicular a la dirección del sismo

Los coeficientes de e_s representan la amplificación dinámica y $0.1b$ representa la torsión accidental.

El RCDF-93, acepta el uso del análisis sísmico estático en estructuras de altura menor a los 60m; la geometría en elevación y planta será regular y deberán evitarse distribuciones no uniformes de masa y rigidez; además los efectos bidireccionales se toman en cuenta combinando en cada dirección que se analice, el 100% de la fuerza sísmica en la dirección considerada más el 30% en dirección perpendicular, con los signos que para cada caso resulte mas desfavorable.

3 CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL

En las últimas tres décadas se han desarrollado herramientas de 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 esto, hizo simulaciones numéricas de respuesta sísmica de estructuras típicas, encontrando que los resultados son comparables y que las diferencias existentes en los resultados son atribuibles a la modelación estructural y a los modelos de comportamiento histerético que maneja cada uno de ellos, en consecuencia se encontró que los resultados en estos dos programas son similares. Además, en esta investigación se concluyó que los dos programas IDARC y CANNY son capaces de representar aproximadamente bien la respuesta sísmica de estructuras de concreto reforzado.

3.1 Herramientas de análisis

Para la evaluación del comportamiento sísmico de estructuras asimétricas de concreto reforzado, en este trabajo se seleccionó el programa de análisis no lineal CANNY-E, Li (1996). A continuación se describen las características principales del programa.

CANNY-E, es un programa desarrollado en lenguaje C con una forma estructurada, métodos numéricos avanzados, múltiples opciones de análisis y de salida de resultados, caracterizándose por una excelente velocidad de ejecución en computadoras personales.

En este programa se pueden realizar análisis de estructuras de concreto reforzado y/o acero. Es aplicable a estructuras que pueden ser idealizadas mediante elementos lineales y elementos resorte con nudos rígidos. La orientación en los diferentes elementos estructurales es arbitraria, pudiendo modelar una amplia variedad de estructuras, inclusive estructuras irregulares con configuración compleja. Las múltiples opciones de análisis permiten realizar análisis tridimensional lineal y/o no lineal, estático y pseudo dinámico controlado por carga y/o desplazamiento, y dinámico bajo excitaciones sísmicas en tres direcciones. Además se puede incluir el efecto P-Delta y calcular algunos índices de daño sísmico locales y globales. Una ventaja importante que tiene este programa es la de contar con una amplia variedad de modelos de comportamiento histerético.

3.2 Hipótesis de los modelos estructurales

Para simplificar el análisis dinámico no lineal y la evaluación del comportamiento sísmico torsional, fue necesario establecer algunas hipótesis básicas, las cuales se describen a continuación:

- (a) En cada nivel de piso se supuso que la losa se comporta como diafragma infinitamente rígido en su plano, por lo que existen tres grados de libertad por piso, dos de traslación y uno de rotación.

- (b) Los nudos, uniones de viga – columnas, se asumieron rígidos.
- (c) Se despreció la interacción suelo estructura.
- (d) La masa se consideró concentrada en el centro de gravedad de cada nivel (centro de masas).
- (e) Se supuso que la estructura en su estado inicial antes de ser sujeta a sismo, no tiene deterioro de propiedades.
- (f) Se consideró que durante una excitación sísmica, antes del colapso, la estructura conserva su geometría inicial.
- (g) No se tomó en cuenta el efecto P-Delta.
- (h) Se tomaron los valores nominales para las propiedades de los materiales.

3.3 Modelación de los elementos estructurales

Los sistemas estructurales utilizados en los modelos de edificios de este trabajo son el marco tridimensional, utilizado para evaluar la asimetría por movimientos del centro de masa, y el marco - muro, utilizado para evaluar la asimetría en rigideces.

El análisis dinámico no lineal de los elementos que forman estos sistemas estructurales requiere de dos tipos de modelado matemático: (a) de miembro, para distribuir la rigidez a lo largo del miembro, y (b) de histerésis, para representar la relación fuerza–desplazamiento bajo cargas cíclicas. A continuación se describen los diferentes modelos de comportamiento utilizados.

3.3.1 Modelo de vigas

El modelo del elemento viga tiene flexión uniaxial. La deformación de flexión inelástica se asume concentrada en sus dos extremos y se representa por la rotación de dos resortes de flexión no lineal, fig 3.1. También se puede representar el comportamiento a cortante y a deformación axial mediante resortes independientes localizados a la mitad del elemento. El modelo no incluye la interacción entre la flexión, el cortante y la deformación axial. La deformación axial de las vigas no es incluida dado que en este trabajo se considera diafragma de piso rígido, la deformación a cortante se considera elástica.

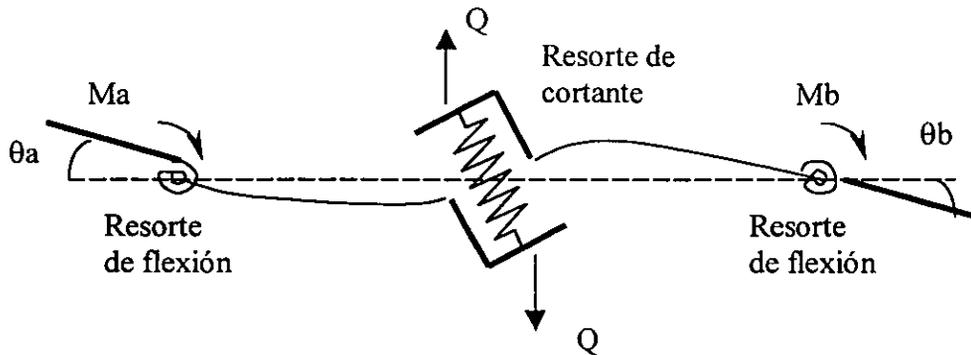


Figura 3.1 Modelo de un componente para vigas

3.3.2 Modelo de columna

En una estructura de concreto reforzado bajo excitación sísmica intensa, el elemento columna llega a estar sujeto a condiciones severas de flexión bidireccional, fuerza cortante y carga axial. La columna puede ser idealizada por uno de los siguientes tres tipos de modelo de análisis: (1) modelo de flexión uniaxial, (2) modelo de flexión biaxial y (3) modelo de multi-resortes.

Para representar las columnas en este trabajo, se usa el modelo de multi-resortes. Al segmento lineal entre los dos conjuntos de multi-resortes se le asignaron características elásticas, es decir se asume que la deformación axial y la de cortante permanecieron elásticas, mientras que la deformación por flexión en ambas direcciones puede llegar a ser no lineal. No obstante, la deformación axial inelástica existe en la zona de articulación plástica.

La interacción entre carga axial y cargas laterales reversibles es muy compleja, sin embargo, puede ser tomada en cuenta por el modelo de multi-resortes. Para simular el comportamiento de interacción entre carga axial y el momento flexionante bidireccional, el modelo de multi-resortes idealiza a la columna como un elemento lineal con dos conjuntos de resortes en sus extremos, que representan resortes de concreto y acero, fig 3.2. Cada resorte acepta sólo fuerza y deformación axial; el cálculo de la deformación se basa en la suposición de secciones planas, definida por la rotación a flexión y la deformación axial del conjunto de multi-resortes.

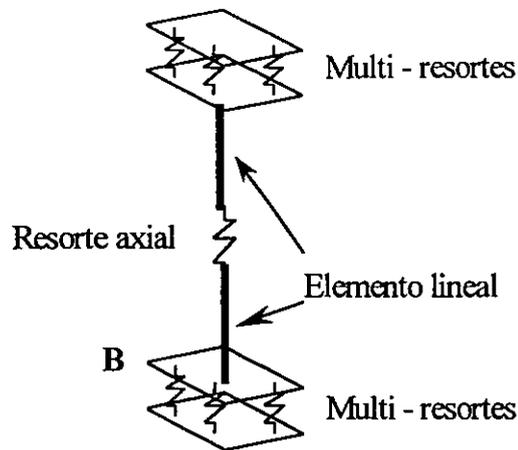


Figura 3.2 Modelo de columna

3.3.3 Modelo de muro de cortante

Un muro de cortante normalmente se puede idealizar utilizando los siguientes planteamientos:

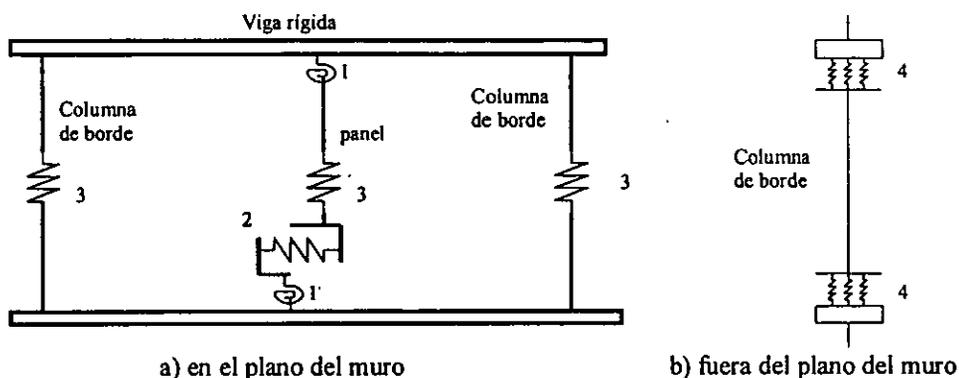
- (a) Como una columna equivalente (columna ancha) que tome en cuenta las deformaciones por flexión y cortante, cuyas propiedades se encuentran concentradas en su eje centroidal. Además se supone que las zonas de las vigas que se encuentran dentro de los muros son infinitamente rígidas a flexión. Este sistema tiene la ventaja que los modelos se idealizan como estructuras esqueléticas, al igual que los marcos.
- (b) Con diagonales equivalentes a tableros confinados, en las cuales la deformación por cortante es representada por la deformación de los elementos diagonales, mientras que la deformación a flexión es representada por la deformación de las columnas extremas.
- (c) Con modelos de elementos finitos, los cuales permiten discretizar la geometría de los muros y algunas particularidades como huecos, etc. Este método constituye una poderosa herramienta, sin embargo, tiene serias desventajas ya que el proceso numérico para su modelado, resulta muy complejo.

Algunos ensayos realizados en Japón utilizando muros de tres niveles confinados por marcos, Hiraishi (1981), indican un gran alargamiento en la columna a tensión, que se acentúa conforme incrementa su agrietamiento, mientras que en la columna opuesta, la fuerza de compresión es pequeña, ya que el eje neutro del sistema marco – muro se localiza cercano a esta última columna. Es decir, la deformación a flexión del muro es causada principalmente por el alargamiento que sufre la columna de borde a tensión, por tanto, la resistencia de un muro confinado está dada por las resistencias de las columnas de borde y por la resistencia de la sección del muro, idealizadas mediante tres elementos verticales con vigas rígidas en la parte superior y en la parte inferior del muro, Otani (1983), fig 3.3.

El programa CANNY-E, solo permite el uso del elemento muro de cortante en sistemas con diafragma de piso rígido y lo modela con tres elementos verticales, considerando que tiene flexión, cortante y deformación axial en su plano. El elemento vertical central tiene resortes simples (modelo de un componente), que representan la flexión, el cortante y la deformación axial sin interacción entre estos. Los elementos de la orilla representan la rigidez axial en el plano de las columnas de borde. Fuera del plano las columnas de borde pueden tener deformación a flexión como un elemento independiente. El modelo de multi-resortes puede representar la interacción entre la deformación axial en el plano del muro y la deformación en flexión fuera del plano.

La hipótesis de sección plana es aplicada para determinar la rotación en la base y en la parte superior del muro, a partir de la traslación vertical de los nudos de las cuatro esquinas, considerando que hay vigas rígidas en la base y en la parte superior del muro. El modelo intenta simular la deformación del muro bajo flexión uniforme.

La matriz de rigidez del elemento muro de cortante, es formulada como la suma de las rigideces de los tres elementos verticales.



1: resorte de flexión 2: resorte de cortante 3: resorte axial 4: multi-resortes

Figura 3.3 Elemento muro de cortante

3.4 Propiedades de la sección de los elementos estructurales

La envolvente de fuerza-deformación de los elementos estructurales, es evaluada con base en las relaciones idealizadas de esfuerzo deformación del concreto y el acero, fig 3.4.

La relación momento-curvatura para los elementos vigas, columnas y muros, conforma la envolvente de fuerza-deformación de estos elemento. Para el análisis de las secciones generalmente se emplea el modelo de fibras, asumiendo las siguiente consideraciones.

(a) Las secciones planas permanecen planas después de la deformación.

- (b) Se desprecia la resistencia a tensión del concreto al alcanzar la capacidad de agrietamiento.
- (c) Se desprecia el efecto del desplazamiento por adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo.
- (d) La fuerza axial a la cual esta sometida la sección permanece constante.

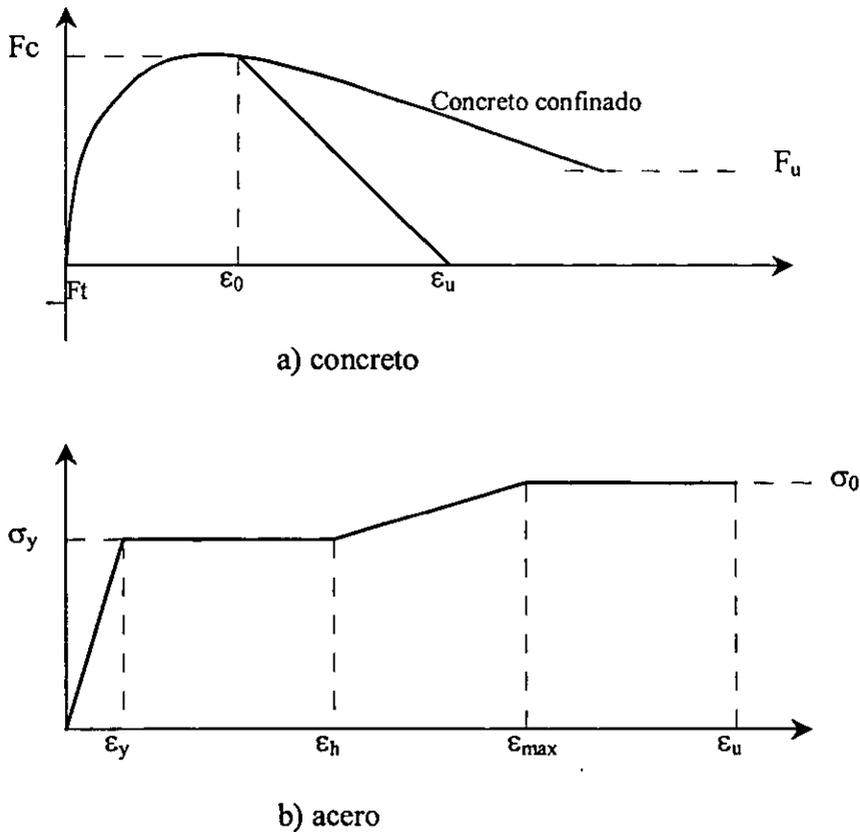
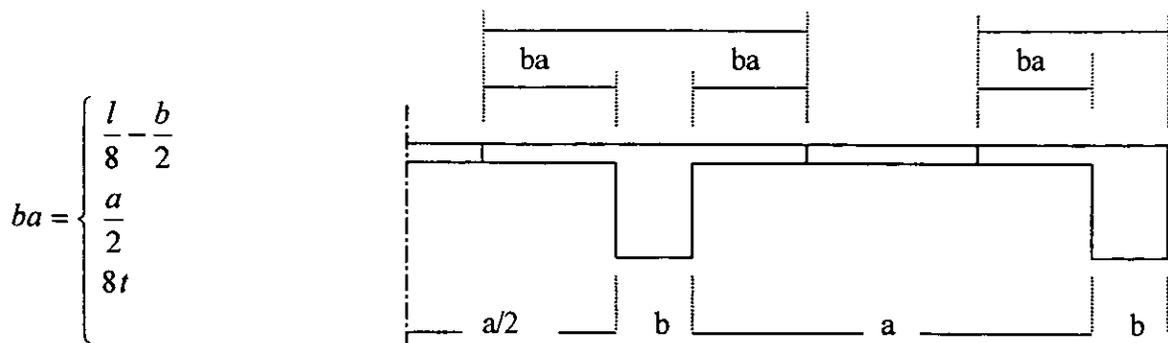


Figura 3.4 Relación de esfuerzo deformación para el acero y el concreto

A continuación se describen los parámetros de la relación momento – curvatura para cada tipo de elemento estructural.

La rigidez a flexión de las vigas fue obtenida tomando en cuenta la contribución de la losa (sección T). El ancho efectivo de la losa se tomó de acuerdo al RCDF-93. El ancho del patín que se considera trabajando a compresión en secciones L y T a cada lado del alma será el menor de los tres valores siguientes:



donde:

l : claro de la viga

b : ancho del alma de la viga

a : distancia de paño a paño de dos vigas adjuntas

t : espesor del patín

Figura 3.5 Ancho efectivo de la losa

La losa contribuye a la resistencia de la viga, cuando su acero de refuerzo es paralelo a la dirección de la carga y entonces la viga puede fluir bajo momento negativo.

La deformación inelástica a flexión de la viga se asume concentrada en dos resortes rotacionales no lineales, mostrados en la fig 3.1.

La envolvente de la relación momento curvatura es representada por una curva trilineal en cada dirección de la carga. La rigidez después de la fluencia se supuso arbitrariamente del 1% de la rigidez elástica. El cálculo de la relación momento curvatura, se hizo mediante el programa MC del CANNY-E

El MC acepta propiedades de acero de diferentes países (México, China, Japón y E.U), y permite considerar las propiedades del concreto de núcleo y de recubrimiento. Además se pueden realizar análisis de secciones con carga axial constante. El programa realiza el análisis de momento curvatura a partir de dividir el área del concreto en fibras, la sección se somete a incrementos de curvatura y la distribución de deformaciones se obtiene de consideraciones de compatibilidad y equilibrio.

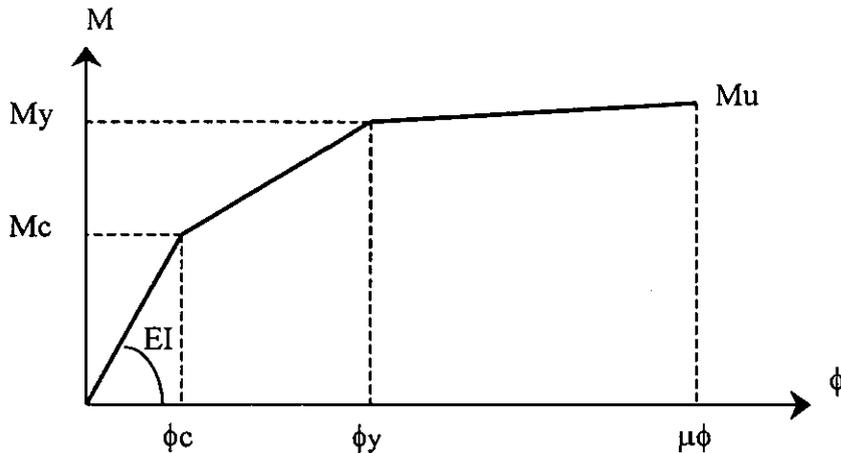


Figura 3.6 Envolvente trilineal de la relación momento-curvatura, del elemento viga.

En las columnas, la rotación a flexión y la deformación axial inelástica de la sección esta basada en la suposición de sección plana de un conjunto de multi-resortes. Así, este modelo puede simular el efecto de interacción entre la flexión bidireccional y la carga axial. El elemento multi-resorte (MS), consiste de resortes uniaxiales de concreto y acero, el número de resortes depende de las propiedades del material, área de la sección transversal y número de barras de acero de refuerzo en la columna. El elemento MS es colocado en los extremos de las columnas con una pequeña longitud llamada zona plástica. Los resortes tienen una rigidez inicial dada por la ecuación 3.1.

$$K_{so}^i = \frac{E_i A_i}{\eta L_0} \quad (3.1)$$

Donde:

- K_{so}^i es la rigidez inicial del resorte i
- E_i es el módulo de elasticidad
- A_i es el área del resorte
- ηL_0 es la longitud de la zona plástica asumida

Empíricamente ηL_0 toma el valor de $D/2$, además $\eta L_0 \leq 0.2L_0$. Donde L_0 es el claro de la columna y D es el peralte de su sección transversal.

La curva fuerza-deformación de los resortes de concreto y acero se asume que es trilineal para ambos, como se muestra en la fig 3.8.

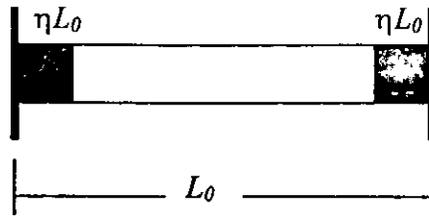
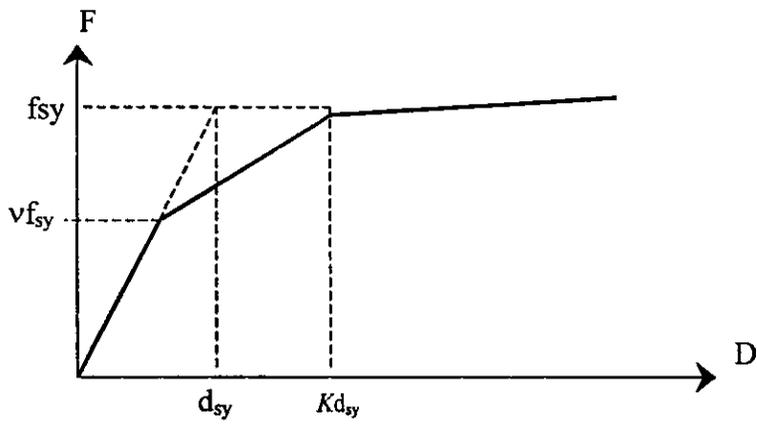
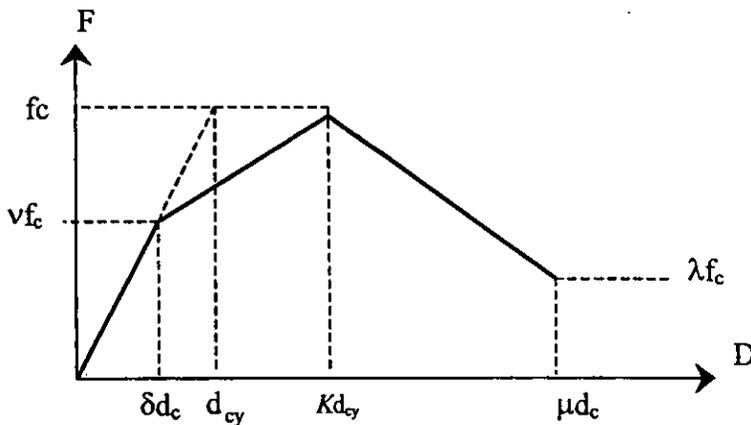


Figura 3.7 Zona plástica asumida para la rigidez de los resortes



a) Resorte de acero



b) resorte de concreto

Figura 3.8 Envoltentes de fuerza-deformación de los resortes

En el sistema marco – muro, las columnas de borde y el muro son analizados como una unidad. El modelo del muro se considera formado por tres subelementos verticales, (dos elementos para las columnas y uno para el muro).

La forma trilineal de las envolventes de momento–curvatura, representa el comportamiento elástico, el estado de agrietamiento y finalmente la fluencia de la sección. Para el caso de muros, se han desarrollado envolventes de curvas empíricas basadas en resultados de investigaciones realizadas en países como Japón y Estados Unidos. Inada (1993), formuló ecuaciones para el cálculo de la curva envolvente fuerza – deformación para muros de una planta nuclear a través del análisis de datos experimentales. Por su parte Sugano (1970), propuso las siguientes expresiones empíricas para calcular la envolvente trilineal, figs 3.9 y 3.11, de muros confinados como el que se muestra en la fig 3.10.

$$M_{cr} = 1.8 \sqrt{f'_c} Z_e + \frac{N l_{wt}}{6} \quad (3.2a)$$

$$Z_e = \frac{b_{eq} l_{wt}^2}{6} \quad (3.2b)$$

$$b_{eq} = \frac{\text{Área total}}{l_{wt}} \quad (3.2c)$$

$$\alpha = \left\{ 0.043 + 1.64 \left(\frac{E_s}{E_c} \right) \left(\frac{A_{st}}{b_{eq} l_{wt}} \right) + 0.043 \left(\frac{M}{V l_{wt}} \right) + 0.33 \left(\frac{N}{b_{eq} l_{wt} f'_c} \right) \right\} \left(\frac{l_w - B_e}{l_{wt}} \right) \quad (3.2d)$$

$$M_y = \underbrace{0.9 l_{wt} A_{st} f_y}_{\text{columna}} + \underbrace{0.4 (l_w - B_e) A_{sw} f_{yw}}_{\text{muro}} + \underbrace{0.5 N B_e \left(1 - \frac{N}{b_{eq} l_{wt} f'_c} \right)}_{\text{carga axial}} \quad (3.2e)$$

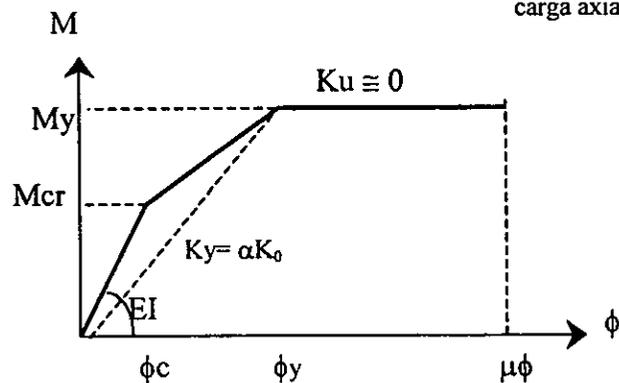


Figura 3.9 Envolvente para la resistencia a flexión del muro

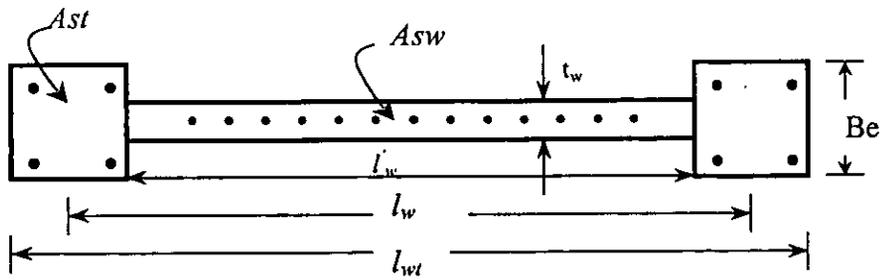


Figura 3.10 Sección transversal del muro

$$Q_{cr} = \frac{\tau_{scr} t_w l_w}{x_w} \quad (3.3a)$$

$$\tau_{scr} = \sqrt{\sigma_i^2 + \sigma_i \sigma_0} \quad (3.3b)$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{\text{Área total}} \quad (3.3c)$$

$$x_w = \frac{3(1+\mu)[1-\mu^2(1-\nu)]}{4(1-\mu^3(1-\nu))} \quad (3.3d)$$

$$\mu = \frac{l_w'}{(l_w + \sum Be)} ; \quad \nu = \frac{t_w}{Be} \quad (3.3e)$$

$$Q_y = \left\{ \frac{0.068 \rho_i^{0.23} (f_c' + 180)}{\sqrt{\frac{M}{V l_{wt}} + 0.12}} + 2.7 \sqrt{\rho_{wh} f_y} + 0.1 \sigma_0 \right\} \frac{7}{8} b_{eq} l_w \quad (3.3f)$$

$$\rho_i = \frac{100 A_{st}}{l_{wt} b_{eq}} ; \quad \rho_{wh} = \text{refuerzo horizontal del muro} \quad (3.3g)$$

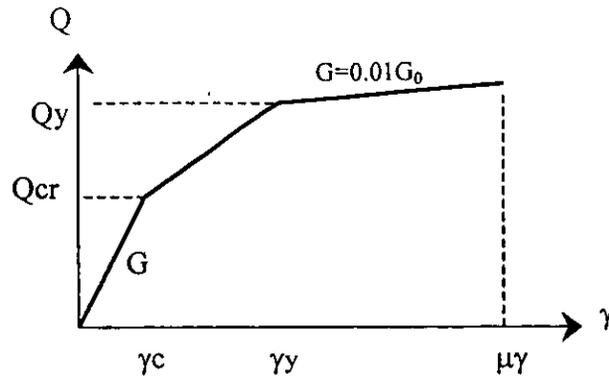


Figura 3.11 Envolvente para la resistencia a cortante del muro

3.5 Modelos de comportamiento histerético

Un modelo de histerésis debe representar la rigidez y resistencia de un elemento estructural sometido a cualquier solicitación. Los parámetros principales del comportamiento histerético de elementos de concreto reforzado que afectan la capacidad de disipación de energía son: la degradación de rigidez, degradación de resistencia y el efecto de estrechamiento causado por cortante y pérdida de adherencia o cierre de grietas. Así mismo, la degradación de la rigidez y de la resistencia depende de factores como: El agrietamiento del concreto, el deterioro cíclico de la adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto que lo cubre, el aplastamiento y descascaramiento del concreto, el efecto de Bauschinger en el acero de refuerzo y otros más.

Para describir el comportamiento de los elementos de concreto reforzado bajo carga cíclica, se han desarrollado diversos modelos de histéresis. Estos modelos deben ser capaces de reproducir todos los aspectos antes mencionados. En consecuencia, para el análisis no lineal de las estructuras de concreto reforzado la selección del modelo adecuado de comportamiento histerético, es un factor importante para obtener de manera confiable la respuesta bajo carga sísmica.

El programa CANNY-E, incluye un amplio número de modelos de histerésis que representan la relación de fuerza-desplazamiento no lineal de elementos estructurales. Algunos pueden ser usados para representar comportamientos independientes inelásticos (modelos de un componente) ya sea de flexión uniaxial, cortante y deformación axial. El modelo de multiresortes se utiliza para representar efectos simultáneos como la interacción de la flexión biaxial y con la fuerza normal, entre otros.

A continuación se describen los modelos histeréticos utilizados para las vigas, columnas y muros de los edificios estudiados en este trabajo.

3.5.1 Modelo de histeresis para vigas

El modelo empleado para representar el comportamiento a flexión de las vigas, fue el "CANNY simple, HN=14", el cual puede representar:

- (a) Cambios en la rigidez a flexión en agrietamiento y fluencia, utilizando una envolvente trilineal de fuerza – deformación.
- (b) Degradación de la rigidez después de alcanzar un desplazamiento pico.
- (c) Degradación de resistencia dirigiendo la recarga hacia un nivel de resistencia reducida de fluencia f_y en el mismo desplazamiento correspondiente al pico previo, como se muestra en la fig 3.12 (a). f_y es evaluada considerando la ductilidad alcanzada.
- (d) La carga y descarga dentro de pequeños lazos de histeresis se basan en una regla bilineal como se muestra en la fig 3.12 (b).

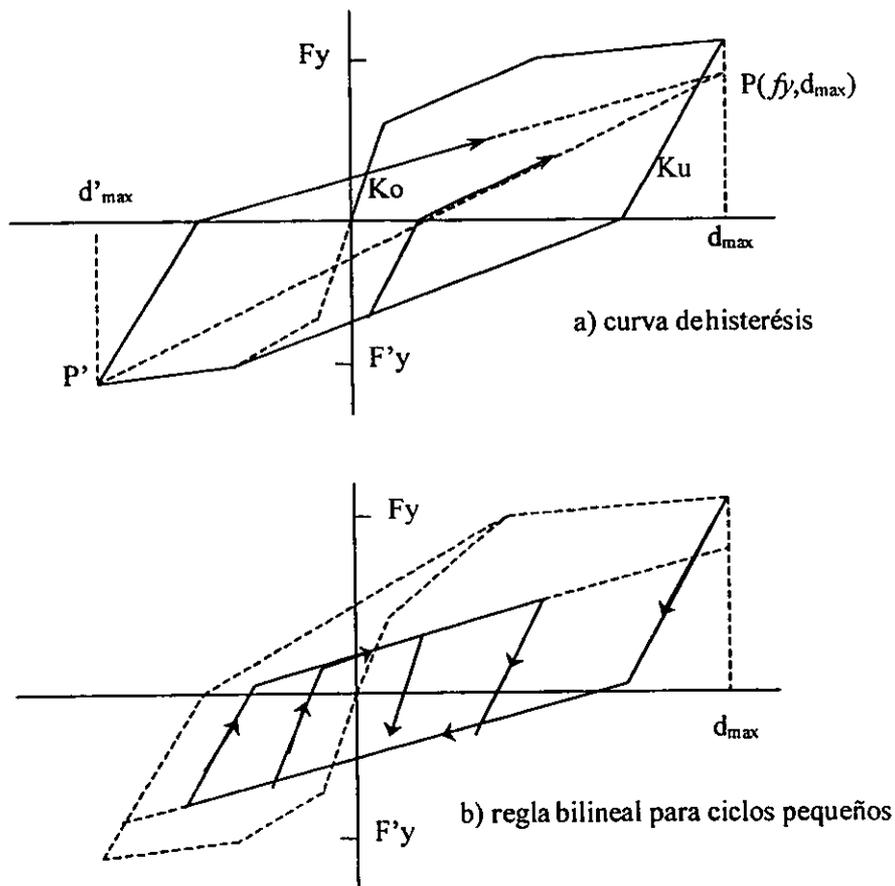


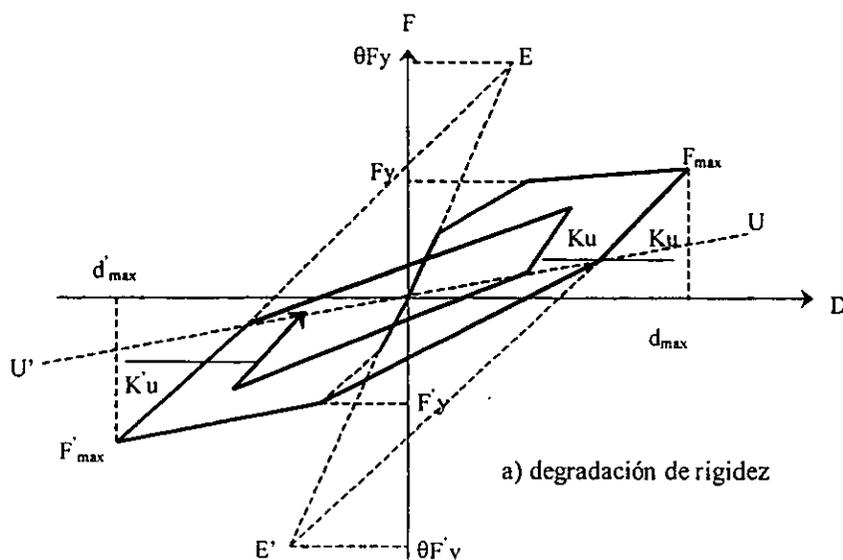
Figura 3.12 Modelo de histeresis "CANNY Simple (HN=14)"

3.5.2 Modelo de histerésis para muros

Como se mencionó anteriormente, el programa CANNY-E, modela el muro de cortante con tres elementos verticales. El elemento central tiene resortes simples (modelo de un componente), que representan la flexión, el cortante y la deformación axial sin interacción entre si.

El modelo empleado para representar el comportamiento a flexión del muro, fue el "CANNY sofisticado, HN=15", el cual considera una variedad de propiedades histeréticas obtenidas de la combinación de una envolvente trilineal y siete parámetros de control con los que se pueden reproducir la degradación de rigidez y resistencia, además del comportamiento del estrechamiento de los ciclos por cortante y adherencia. A continuación se describe brevemente las características consideradas en este modelo.

- Cambios en la rigidez a flexión en estados de agrietamiento y fluencia, utilizando la envolvente trilineal fuerza – deformación.
- Degradación de la rigidez después de alcanzar un desplazamiento pico, dirigiendo la descarga a un punto objetivo como se muestra en la fig 3.13a. La rama de descarga inicial en cada ciclo termina en un eje inclinado UU' , a partir del cual se inician las ramas de recarga o de deslizamiento.
- Degradación de resistencia dirigiendo la recarga hacia un nivel de resistencia reducida de fluencia f_y en el mismo desplazamiento correspondiente al pico previo, como se muestra en la fig 3.13b. f_y es evaluada considerando la ductilidad alcanzada y la energía disipada.
- El comportamiento de estrechamiento, causado por la apertura y cerrado de grietas, se simula como se muestra en la fig 3.13c, el cual es controlado por un punto objetivo (F_e, d_e) .



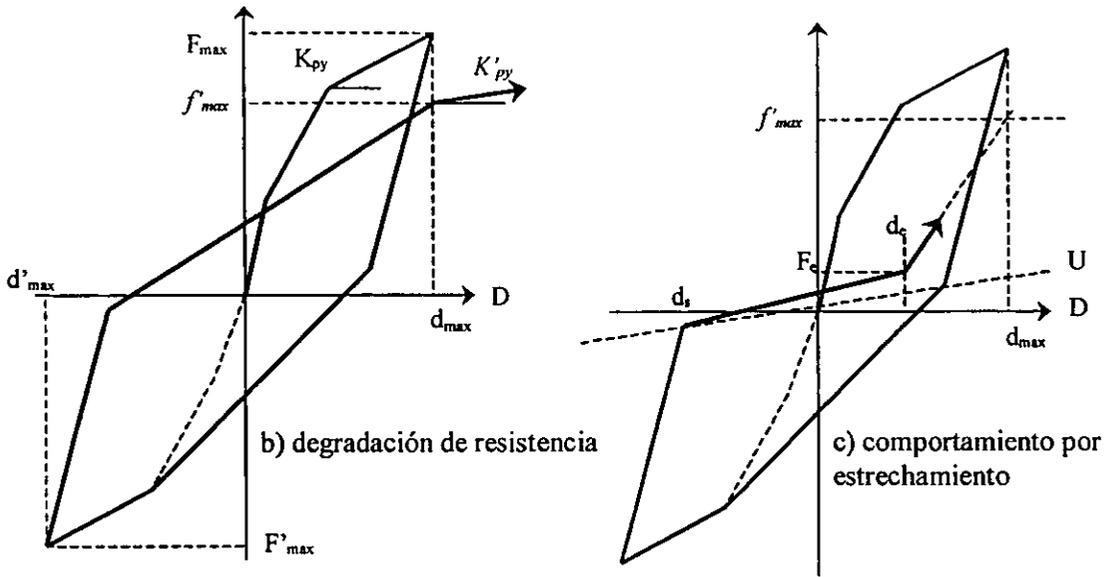


Figura 3.13 Modelo de histerésis “CANNY Sofisticado (HN=15)”

Para representar el comportamiento a cortante del muro, se utilizó un modelo de histerésis que disipa poca energía, fig 3.14, “Orientado al Origen, HN=8”. Este modelo está formado por una envolvente trilineal. La respuesta se mueve a lo largo de una línea que conecta al origen y al punto previo de respuesta máxima. Una vez que la respuesta alcanza el punto previo de respuesta máxima, sigue la envolvente de fuerza–deformación renovando el punto de desplazamiento máximo. En este modelo, no se considera deformación residual. La energía histerética no es disipada cuando la respuesta oscila dentro de una región definida entre la respuesta máxima positiva y negativa.

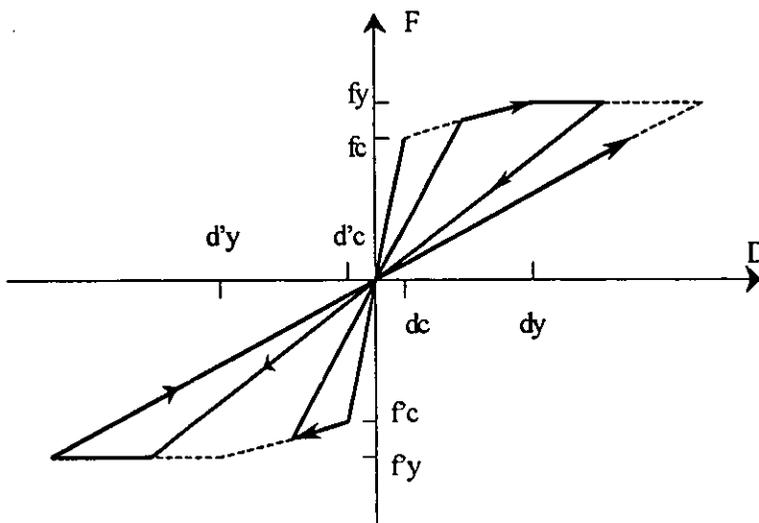


Figura 3.14. Modelo de Histerésis “Orientado al Origen (HN=8)”

No se considera comportamiento inelástico para representar la respuesta a carga axial del elemento central del modelo muro, por lo que el resorte es lineal elástico.

Los dos elementos verticales de orilla del elemento muro (columnas de borde), son modelados con conjuntos de multiresortes. Las columnas de borde, en el elemento muro son tratadas como elementos a compresión y tensión, fuera del plano del muro las columnas pueden tener también flexión.

3.5.3 Modelo de histerésis de la columna

La columna se modela con un conjunto de multiresortes en sus dos extremos. El modelo de histerésis que representa el comportamiento de cada resorte de acero tiene las siguientes características, fig 3.15: Cambios en la rigidez de la resistencia a flexión antes de la fluencia del resorte, utilizando la envolvente trilineal de fuerza-deformación, degradación de la rigidez después de alcanzar la fluencia, y sin degradación de resistencia dirigiendo la recarga hacia un nivel de resistencia de fluencia f_{sy} .

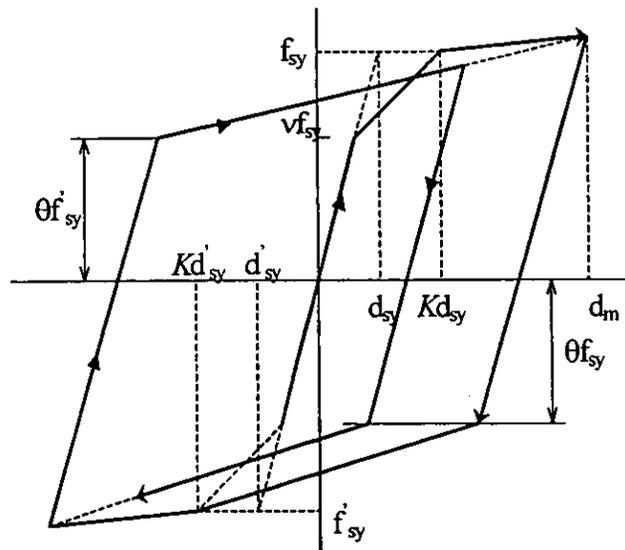


Figura 3.15 Modelo de Histerésis “Resorte de Acero (HN=22)”

El modelo de histerésis que representa el comportamiento de cada resorte de concreto es propuesto con base en la curva de esfuerzo deformación para concreto confinado por estribos y tiene las siguientes características, fig 3.16: decaimiento de la resistencia después de alcanzar la resistencia máxima de compresión, degradación de la resistencia a compresión dirigiendo la recarga hacia el punto de decaimiento pico de la resistencia de compresión y degradación de la rigidez después de alcanzar un desplazamiento pico.

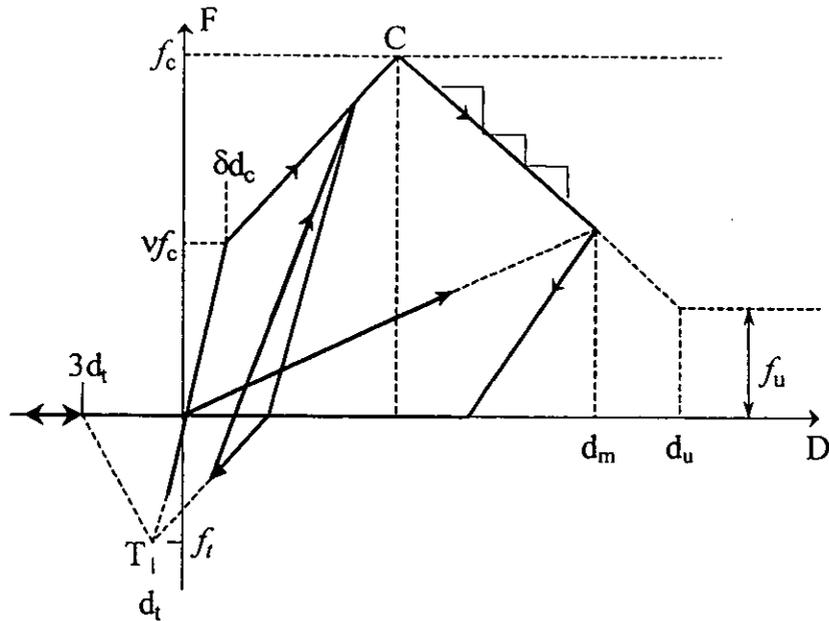


Figura 3.16 Modelo de Histeresis “Resorte de Concreto (HN=23)”

3.6 Criterios de análisis no lineal

Para llevar a cabo el estudio del comportamiento sísmico torsional de las tres relaciones de aspecto de la planta consideradas ($a/b=0.5, 1.0$ y 2.0), se realizaron análisis estáticos y dinámicos no lineales sobre los modelos de edificios propuestos. El análisis estático (del empujón) permitió obtener de una manera aproximada la capacidad, mientras que del análisis dinámico paso a paso se obtuvo la historia de respuesta sísmica.

3.6.1 Análisis estático no lineal

Dada la complejidad inherente de los análisis dinámicos no lineales paso a paso en cuanto al proceso numérico e interpretación de resultados, recientemente se han desarrollado métodos de análisis no lineal aproximados, que reproducen satisfactoriamente el comportamiento inelástico de una estructura sometida a un sismo intenso. Uno de estos métodos aproximados es el llamado método del empujón, en el cual una estructura se somete a cargas laterales monótonamente crecientes, distribuidas con la altura que simulan las cargas sísmicas y empujan a la estructura hasta un nivel de desplazamiento preestablecido. Este método permite obtener con razonable exactitud la capacidad de una estructura ante cargas sísmicas. Además es posible estimar algunas características de la respuesta inelástica y observar la distribución de articulaciones plásticas en cualquier etapa del análisis.

A continuación se describe el procedimiento que utiliza el programa CANNY-E para realizar el análisis del empujón.

El análisis bajo carga lateral se puede hacer mediante la aplicación incremental de cargas o mediante la aplicación de desplazamientos. En este trabajo se utiliza el primer procedimiento, el cual requiere como datos de entrada una distribución de cargas que actúan sobre los niveles de la estructura y un factor de incremento de las mismas. Para iniciar el análisis, de la distribución de cargas dada, se genera un vector de cargas unitarias $\{F\}$ normalizado respecto a la carga mayor. De esta manera, el incremento del vector de cargas y su desplazamiento resultante, se calculan de la siguiente manera:

$$\{\Delta F\} = \Delta f \cdot \{F\} \quad (3.4)$$

$$\{\Delta D\} = [K]^{-1} (\{\Delta F\} + \{UF\}) \quad (3.5)$$

donde $[K]$ es la matriz de rigidez estructural, y $\{UF\}$ es la fuerza de desequilibrio en el paso anterior.

Se calcula el incremento individual de los desplazamiento de los elementos y con estos se calcula la nueva matriz de rigideces por medio de la envólvente de fuerza deformación de cada elemento.

En cada incremento de carga se examina el desplazamiento en un punto de control previamente designado y si este alcanzó el desplazamiento preestablecido D_d , el análisis se termina.

3.6.2 Análisis dinámico no lineal

El procedimiento empleado para calcular la respuesta de una estructura ante un sismo se basa en la solución de su ecuación de movimiento, ecuación 3.6a, en el cual durante un pequeño incremento de tiempo, Δt , la respuesta de la estructura se asume lineal. El comportamiento no lineal se incorpora tomando en cuenta las propiedades de rigidez del elemento definidas en la curva esfuerzo deformación y pudiendo modificar su valor en cada intervalo de tiempo analizado. En este procedimiento se utiliza un método de integración numérica paso a paso que resuelve la ecuación de movimiento. En este trabajo se utilizó el método β de Newmark con un coeficiente de integración de 0.25.

$$[M] \begin{Bmatrix} \ddot{u}_x \\ \ddot{u}_y \\ \ddot{u}_\theta \end{Bmatrix} + [C] \begin{Bmatrix} \dot{u}_x \\ \dot{u}_y \\ \dot{u}_\theta \end{Bmatrix} + [K] \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_\theta \end{Bmatrix} = -[M] \begin{Bmatrix} \ddot{u}_{gx} \{1\} \\ \ddot{u}_{gy} \{1\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} \quad (3.6a)$$

donde:

$[M]$ = matriz de masa diagonal que contiene la masa y el momento centroidal de inercia de cada uno de los pisos

$[C]$ = matriz de amortiguamiento.

$[K]$ = matriz de rigidez de la estructura.

u = desplazamiento del sistema.

\ddot{u}_g = aceleración del terreno.

La matriz de amortiguamiento del tipo viscoso es expresada en la forma de Rayleigh, es decir proporcional a la matriz de rigidez y de masa. Este tipo de amortiguamiento se define de acuerdo con la siguiente ecuación.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (3.6b)$$

Los factores de proporcionalidad con la matriz de masa (α) y con la matriz de rigidez (β), se obtienen de la siguiente expresión:

$$\begin{Bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_m & \omega_m \\ 1/\omega_n & \omega_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} \quad (3.6c)$$

donde:

ξ_m = porcentaje de amortiguamiento crítico viscoso para el modo dominante en traslación

ξ_n = porcentaje de amortiguamiento crítico viscoso para el modo dominante en rotación.

ω_m = frecuencia correspondiente al modo dominante en traslación.

ω_n = frecuencia correspondiente al modo dominante en rotación.

3.7 Registros sísmicos

Para llevar a cabo la evaluación de la respuesta de edificios asimétricos que se estudian en este trabajo, se seleccionaron los registros de aceleraciones obtenidos durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación de la Secretaria de Comunicaciones y Transporte, SCT, en las direcciones este – oeste y norte – sur, los cuales se muestran en la fig 3.17.

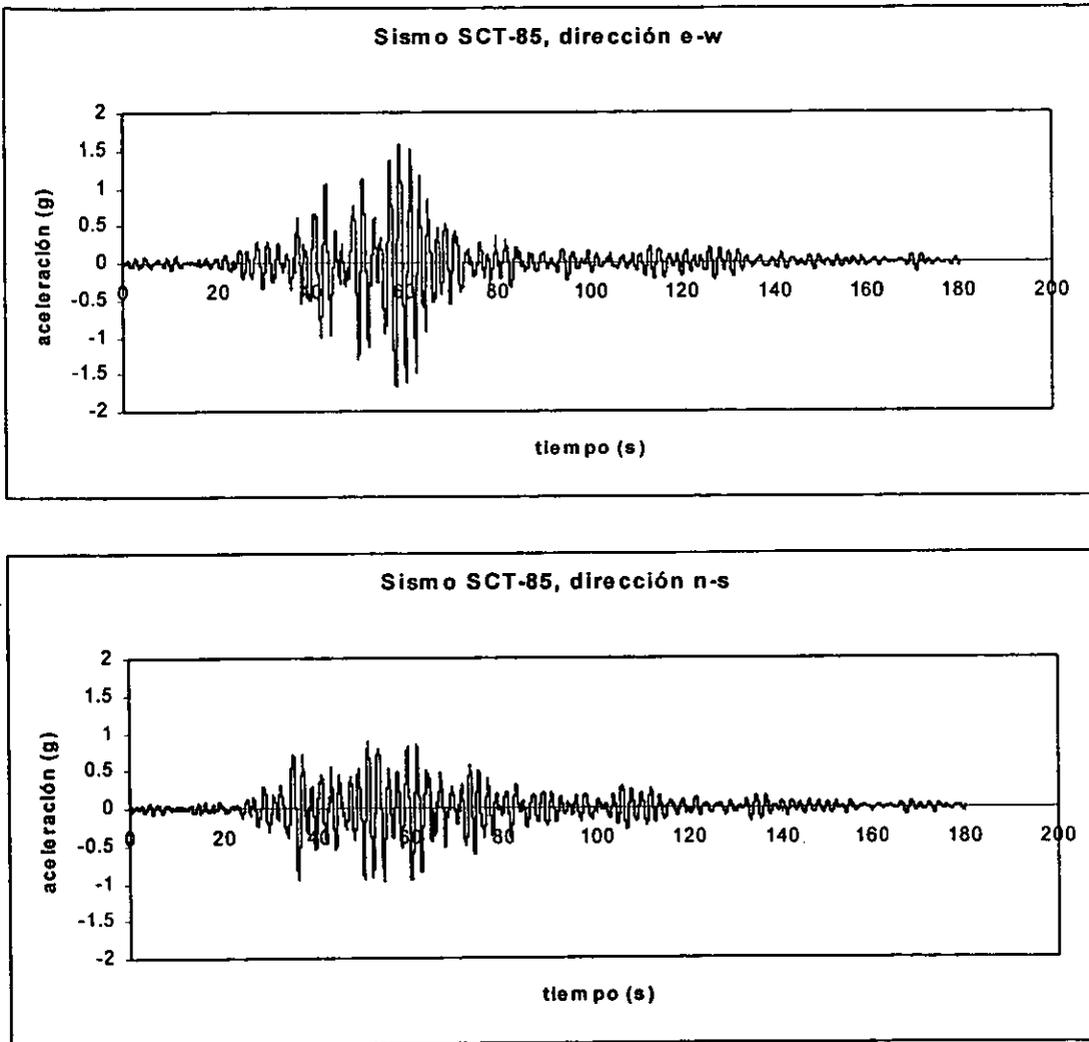


Figura 3.17 Registros sísmicos

4 CAPACIDAD A TORSIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

4.1 Modelo propuesto por De la Llera y Chopra, Superficie Última de Cortante y Torsión (SUCT)

De la Llera y Chopra (1994), desarrollaron una envolvente para evaluar la capacidad de las estructuras ante la acción de la fuerza cortante y el momento torsionante, denominándola Superficie Última de Cortante y Torsión (SUCT). La SUCT se define como el lugar geométrico de las combinaciones de fuerza cortante y momento torsionante que aplicadas estáticamente sobre la estructura producen su colapso. La SUCT queda dividida en dos regiones; el interior, contiene las combinaciones de cortante y torsión basal que representa el comportamiento elástico de la estructura, y el exterior que contiene mecanismos inadmisibles de cortante y torsión.

En esta propuesta se asume que cada eje de elementos resistentes de la estructura tiene un comportamiento elasto-plástico perfecto.

4.1.1 Construcción de la SUCT

Para entender la construcción de la SUCT se utiliza el ejemplo mostrado en el trabajo realizado por De la Llera y Chopra, 1994, el cual se ilustra en la fig 4.1a. El modelo está formado por cinco ejes de elementos resistentes, orientados tres de ellos en la dirección principal de análisis y los otros dos son ortogonales. Todos los ejes de elementos resistentes tienen el mismo valor de rigidez k y resistencia lateral f . El modelo está sujeto a la acción estática de cortante basal V_y y momento torsionante T . Donde, se puede identificar fácilmente la capacidad máxima lateral $V_{yo} = 3f$ y la capacidad máxima a torsión $T_o = f(a + b)$ del modelo, a y b representan las dimensiones de la planta. A continuación se describe la metodología para formar la SUCT.

La SUCT se obtiene utilizando un diagrama como el mostrado en la fig 4.2, en el que la longitud de los elementos verticales y horizontales, que representan los ejes de elementos resistentes, se asumen proporcionales a la deformación de fluencia $u_y = f/k$ de cada eje de elementos resistentes. En este diagrama se ilustran los diferentes mecanismos de colapso que puede desarrollar el sistema, representados por líneas interrumpidas y continuas. Por ejemplo, el mecanismo 1-1' (fig. 4.2.b) implica que los ejes verticales 1,2 y 3 están fluyendo mientras que sobre los ejes horizontales 4 y 5 no actúa ninguna fuerza, es decir se desarrolla un mecanismo de traslación pura. Por otro lado, el mecanismo 2-2' (fig 4.2.d) implica que los ejes 1,2 y 3 están fluyendo en la misma dirección mientras que los ejes 4 y 5 fluyen en direcciones opuestas.

Utilizando el concepto de un mecanismo de colapso, podemos encontrar los diferentes mecanismos que limitan la zona exterior e interior de la superficie, los cuales se localizan sobre ramas rectas. Para fines ilustrativos, se describe la obtención de las ramas del primer cuadrante de la SUCT para el modelo mostrado en la fig 4.1a. Los otros tres cuadrantes se establecen de manera semejante.

1. **Punto P1.** Este punto corresponde a un mecanismo puramente traslacional (fig 4.2.a) e implica que todos los ejes de elementos resistentes en la dirección “y” deben fluir. La condición de colapso es presentada en la fig. 4.2.b. En colapso el sistema se ha trasladado de 0-0’ (configuración sin deformar) a 1-1’, produciendo fluencia simultanea de todos los ejes en la dirección “y”, el equilibrio en el sistema dicta que $V_y = 3f$ y $T = 0$.

2. **Rama P1-B.** A lo largo de esta rama el sistema desarrolla mecanismos que involucran rotación de la planta (fig 4.2.c). Estos mecanismos son de tal forma que la rotación de la planta se incrementa linealmente partiendo siempre de que la deformación en el eje de elementos resistentes 1 es igual a u_y . El mecanismo de colapso asociado con esta rama es generado por la rotación de la línea 1-1’, sobre el eje 1, a la nueva línea 2-2’ (fig 4.2.d). Esto también implica que los ejes ortogonales 4 y 5 desarrollan fuerzas que producen un incremento en la torsión basal T resistida por la estructura. Del equilibrio del sistema en el mecanismo 2-2’ (punto B), se observa fácilmente que la cortante basal V_y es aun $3f$ (fig 4.2.d) y la torsión basal T es fa .

3. **Rama B-C.** Como se muestra en la fig 4.2e, todos los mecanismos asociados con esta rama tienen la misma rotación de la planta alcanzada anteriormente en la configuración 2-2’ (punto B) además de pequeñas deformaciones de los ejes de elementos resistentes en la dirección “y”. Una característica de esta rama es que corresponde a un mecanismo en el que el eje 1 siempre permanece elástico. Esto puede ser observado en el diagrama de la fig 4.2f, donde la línea 2-2’ se traslada hacia la línea 3-3’, manteniendo la deformación del eje 1 siempre menor o igual a u_y . Debido a esta traslación, las fuerzas en el eje 1 son reducidas, lo cual reduce el cortante basal V_y e incrementa la torsión basal T resistida por el sistema. Al plantear el equilibrio del sistema en 3-3’ (punto C) se obtiene un cortante $V_y = f$ y un momento torsionante $T = f(a + b)$, fig 4.2f. En este punto los ejes 1 y 3 están fluyendo en direcciones opuestas, con lo cual se anula su contribución al cortante basal, pero no a la torsión.

4. **Rama C-P2.** Esta rama es una secuencia de los mecanismos previos de la rama B-C, fig 4.2g. La rotación de la planta permanece en el máximo valor alcanzado en el punto B, fig 4.2d, y la deformación lateral en la dirección “y” decrece. Los mecanismos de esta rama se caracterizan por mantener el eje de elementos resistentes 2 en el rango elástico, como se indica en la fig 4.2h. Además las deformaciones de este eje permanece entre los limites u_y y cero durante la traslación de la línea 3-3’ hacia la línea 4-4’. Dado que la fuerza en el eje 2 es reducida durante esta traslación, el cortante basal V_y también decrece. En 4-4’ (punto P2), el equilibrio del sistema en la dirección “y” anula el cortante, V_y y produce un momento torsionante $T = f(a+b)$. Por lo tanto el mecanismo desarrollado en este punto es puramente torsional.

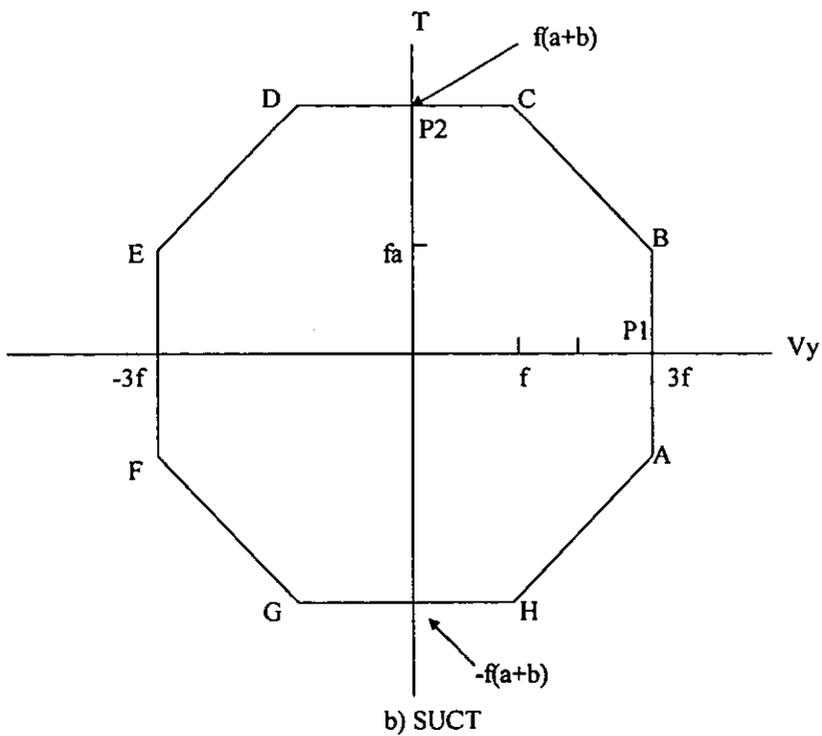
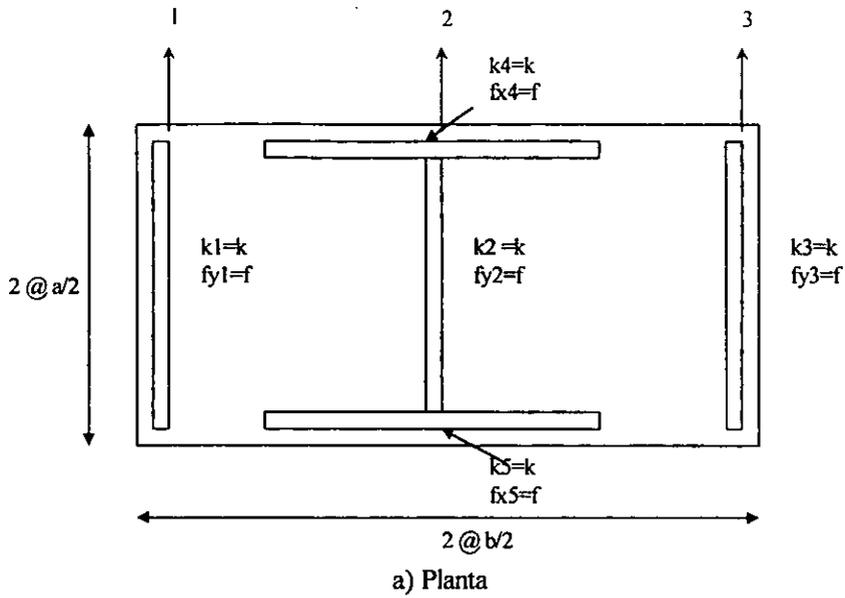


Figura 4.1 Ejemplo para la construcción de la SUCT, De la Llera y Chopra 1994

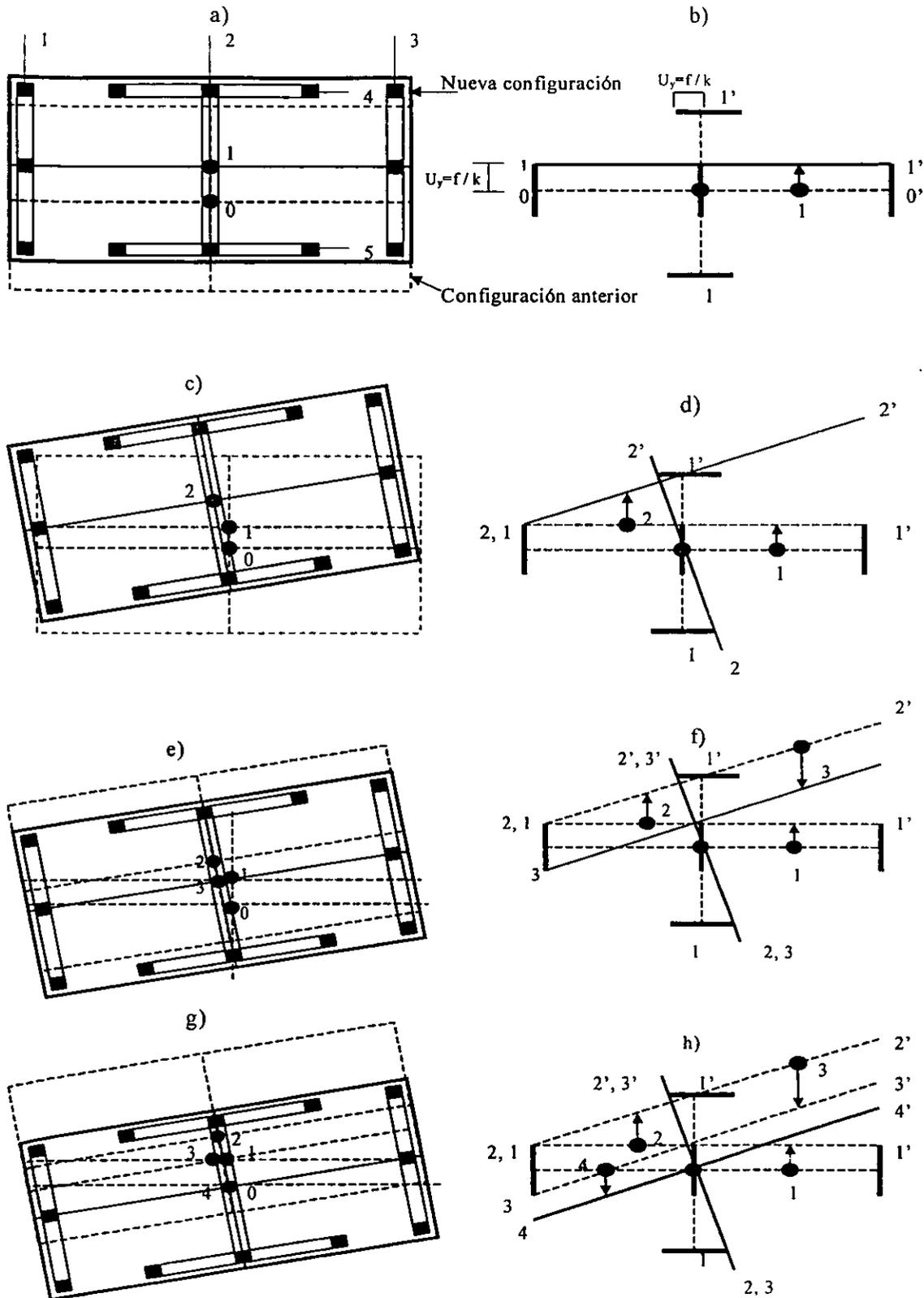


Figura 4.2 Diagramas utilizados para la construcción del primer cuadrante de la SUCT, De la Llera y Chopra 1994

4.1.2 Propiedades de la SUCT

Las propiedades más relevantes de la SUCT se presentan a continuación.

1. La superficie es convexa y esta compuesta solo de ramas lineales, las cuales corresponden a un mecanismo en el que por lo general solo un eje de elementos resistentes se encuentra elástico. La ubicación de este eje queda definido por la pendiente del segmento considerado, es decir, la pendiente positiva de las ramas nos indica que el eje de elementos resistentes que permanece elástico, se ubica a la derecha del modelo. Segmentos verticales, con pendiente infinita, corresponden a mecanismos en que todos los ejes de elementos resistentes fluyen en traslación, la ubicación del centro de rotación plástica está fuera de la planta, estos mecanismos se denominan como predominantemente traslacionales.
2. Las ramas adyacentes, superior e inferior, a la rama vertical representan los mecanismos en que el eje de elementos resistentes más alejado hacia ambos lados del centro de masas (CM), se encuentra elástico.
3. La longitud de cada rama de la SUCT proyectada sobre el eje de la fuerza cortante, equivale al doble de la capacidad en corte del eje de elementos resistentes que permanece elástico. Por lo tanto, los mecanismos asociados a ejes de elementos resistentes de mayor capacidad que permanecen elásticos, tienen ramas más largas.
4. La SUCT se puede caracterizar por siete parámetros estructurales que son: la excentricidad en resistencia (X_p), la capacidad lateral en corte del piso en la dirección de análisis (V_{y0}), la capacidad torsional del piso (T_θ), la capacidad torsional provista por los ejes de elementos resistentes en la dirección ortogonal (x) a la de análisis, la razón de demanda/capacidad de los ejes resistentes en la dirección ortogonal (V_x), la capacidad del eje de elementos resistentes central en la dirección del análisis (V_{yc}) y el desbalance en resistencia (V_{yu}). La excentricidad en resistencia (X_p) representa la pendiente de la recta que une el origen con el punto que define el mecanismo de traslación pura. También es interesante observar que los segmentos verticales tienen longitud cero si no existen ejes de elementos resistentes en la dirección ortogonal a la de análisis, o bien la demanda en esa dirección es tal que toda la capacidad de estos ejes resistentes ortogonales quedó agotada al resistir la traslación de la planta.
5. Por último, como la respuesta elástica de la estructura ocurre dentro de la SUCT, los parámetros que controlan la torsión en el rango lineal tales como la excentricidad estática, serán relevantes solo por la correlación que induce entre la fuerza cortante y el momento torsionante del piso, influyendo sobre el lugar donde ocurre el contacto con la SUCT y por ende la plastificación. Como regla general, cuanto más distante del mecanismo de traslación pura se produce el contacto, mayor tiende a ser la rotación inelástica de la planta.

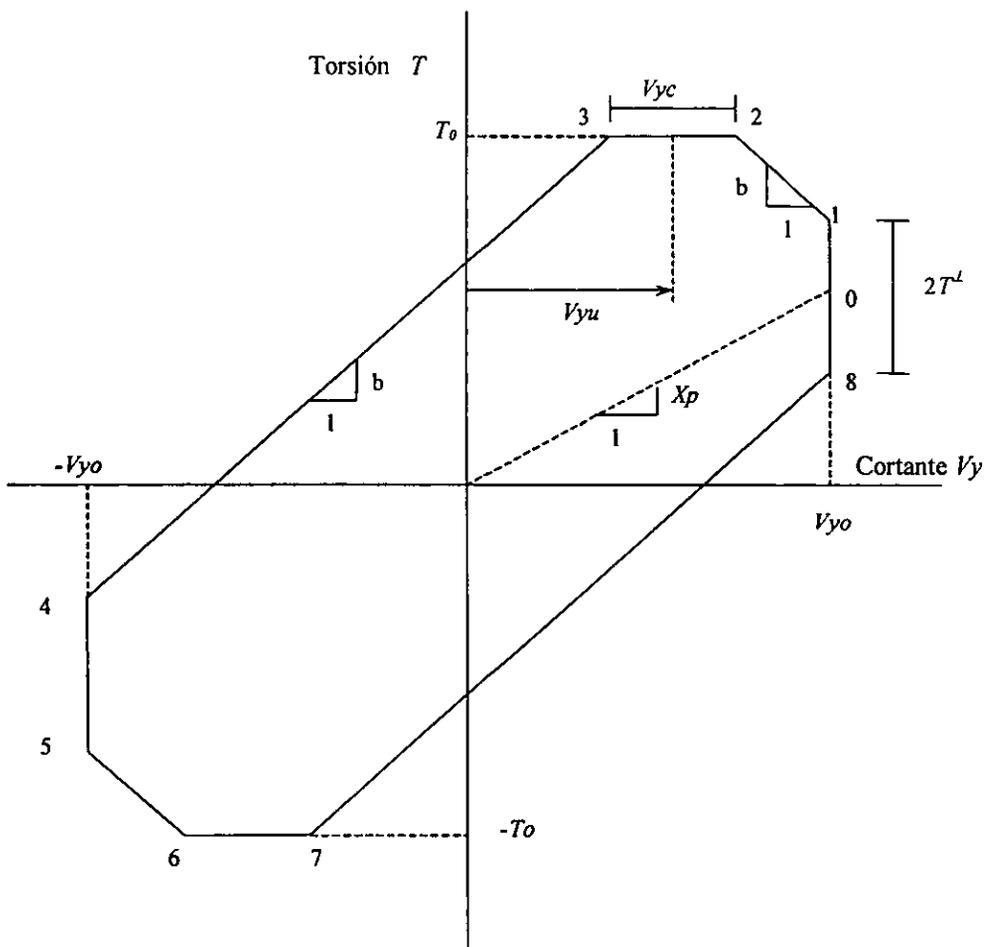
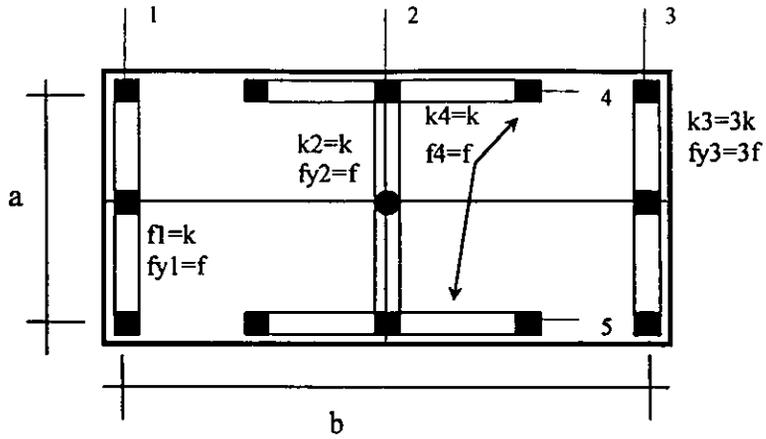


Figura 4.3 Parámetros que caracterizan la SUCT, modelo con 2 y 3 ejes de elementos resistentes en las direcciones X y Y

4.2 Aplicación del concepto de la SUCT a edificios de varios niveles

Originalmente el concepto de la SUCT fue desarrollado para representar la capacidad de los entresijos de un edificio analizado como un modelo de cortante, es decir, en función de las rigideces de entresijo. También se supuso que los ejes de elementos resistentes de los entresijos tienen un comportamiento elastoplástico perfecto. En tales edificios el cálculo de la rigidez y la capacidad lateral de cada eje de elementos resistentes es simple. Se puede tener una mejor estimación de la SUCT considerando que la capacidad de los ejes de elementos resistentes es superior a la de fluencia, de esta manera se puede plantear un procedimiento aproximado que considere incrementos en la resistencia, con base en resultados de un análisis estático no lineal (empujón). Este procedimiento es la extensión del concepto de la SUCT al caso de mecanismos estructurales del tipo columna fuerte–viga débil, comúnmente utilizados en la práctica de diseño por capacidad, en el cual se define previamente la distribución de articulaciones plásticas que se desea alcanzar.

Es deseable que durante un sismo intenso, la estructura forme mecanismos de columna fuerte–viga débil, lo cual permite disipar energía de manera racional, mediante el desarrollo de grandes ductilidades y comportamiento histerético en las vigas. Al utilizar esta filosofía de diseño, establecida en la mayoría de los códigos sismo resistentes, la capacidad a cortante de los ejes de elementos resistentes de una estructura, queda regida por un mecanismo de flexión desarrollado en el sistema estructural, y no por un mecanismo de falla de cortante que está asociado al sistema columna débil–viga fuerte.

Consideremos el edificio que se muestra en la fig 4.5, cuyo mecanismo de colapso para un conjunto de cargas laterales sísmicas equivalentes, favorece la formación de articulaciones plásticas en la base de las columnas del primer entresijo y en las vigas de todos los niveles. El procedimiento propuesto en este trabajo para la obtención de la SUCT en este tipo de estructura consiste en los siguientes pasos:

1. Realizar un análisis estático no lineal utilizando el empujón en la estructura tridimensional sin permitir las rotaciones de los niveles (sólo efectos de traslación), aplicando una distribución de carga lateral sísmica equivalente con el 100% en la dirección de análisis y el 30% en dirección ortogonal. En nuestro caso esta combinación corresponde a la establecida por RCDF-93. El hecho de restringir el giro de la estructura nos permite obtener la capacidad máxima a traslación pura de los ejes de elementos resistentes. La capacidad a torsión del entresijo se obtiene por estática, empleando la metodología descrita anteriormente.
2. El desplazamiento al cual se asocia la resistencia de los ejes de elementos resistentes, estará regido por la distorsión máxima permitida por el RCDF-93, igual a 0.012 de la altura total del edificio. La capacidad obtenida en este punto de la curva del empujón (Cortante basal vs Desplazamiento de azotea), será una aproximación ya que se pueden desarrollar distorsiones superiores a 0.012. Reyes (1999), presentó una recopilación de las distorsiones de entresijo que se relacionan con distintos niveles de daño para diferentes sistemas estructurales. En este trabajo, se hace notar que, las distorsiones máximas que pueden desarrollar la mayoría de los sistemas estructurales con buen detallado sísmico, son superiores a la máxima especificada por el RCDF-93.

3. Con los resultados del análisis realizado se obtiene una curva de cortante basal contra desplazamiento de azotea, en la cual se podrá observar la deformación para la cual la estructura permanece elástica, el rango de deformaciones en el cual se desarrollan las articulaciones plásticas y las resistencias de fluencia y última de la estructura.
4. Para el desplazamiento en el cual se inicia el comportamiento no lineal de la estructura y para el desplazamiento asociado a la capacidad máxima de la estructura, se obtienen las fuerzas resistentes de cada marco, correspondientes a los elementos que forman los ejes de elementos resistentes (columnas y muros).
5. Finalmente, se construye la superficie de capacidad de cortante y torsión, la cual estará formada por una envolvente interna que limita el comportamiento elástico de la estructura, SECT (Superficie Elástica de Cortante y Torsión), y una envolvente externa que limita el comportamiento inelástico de la formación de un posible mecanismo de colapso. La zona que se encuentra entre las dos envolventes corresponde a la capacidad inelástica de la estructura en la cual se desarrollan las articulaciones plásticas que formarán el mecanismo de falla.

Para ilustrar el procedimiento anterior, en la fig 4.4, se muestra un entrepiso típico de una estructura de 12 niveles regular en planta y elevación sometida a un análisis del empujón. En la fig 4.5, se presenta la curva de capacidad obtenida del análisis. Con esta información se obtiene las fuerzas resistentes en cada marco asociadas a los desplazamientos de fluencia y máximo permitido, fig 4.6 y finalmente se obtiene la SUCT del entrepiso analizado, fig 4.7.

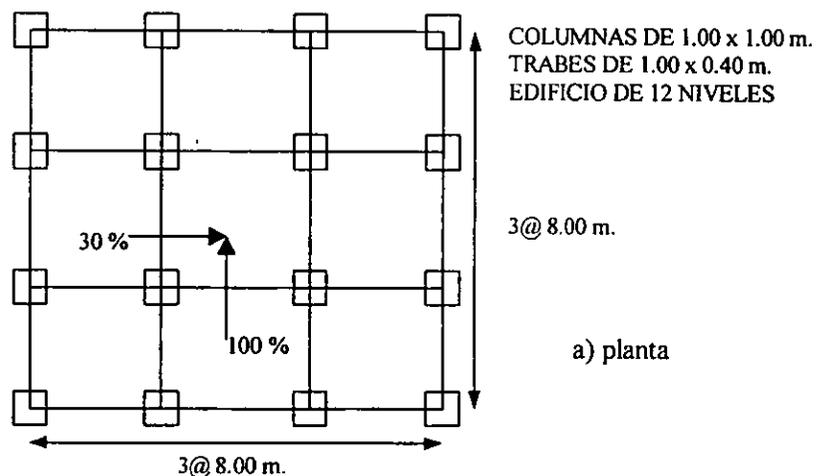


Figura 4.4 Planta de la estructura analizada

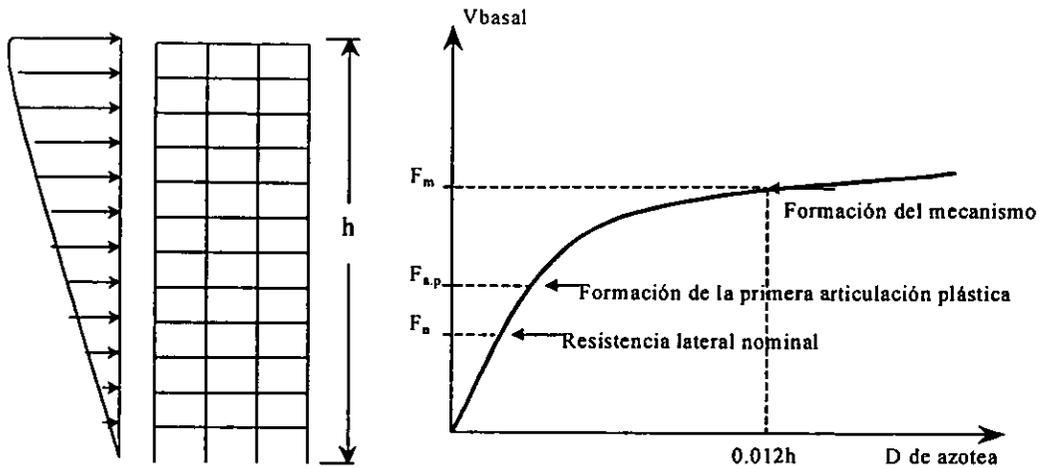


Figura 4.5 Curva de capacidad obtenida del análisis del empujón

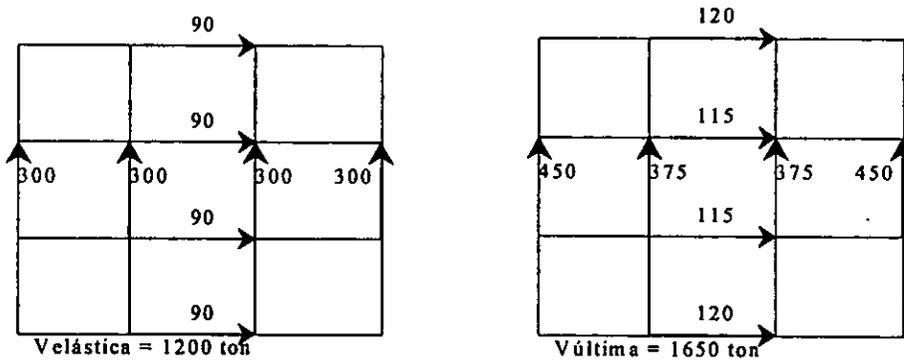


Figura 4.6 Capacidad de los ejes de elementos resistentes

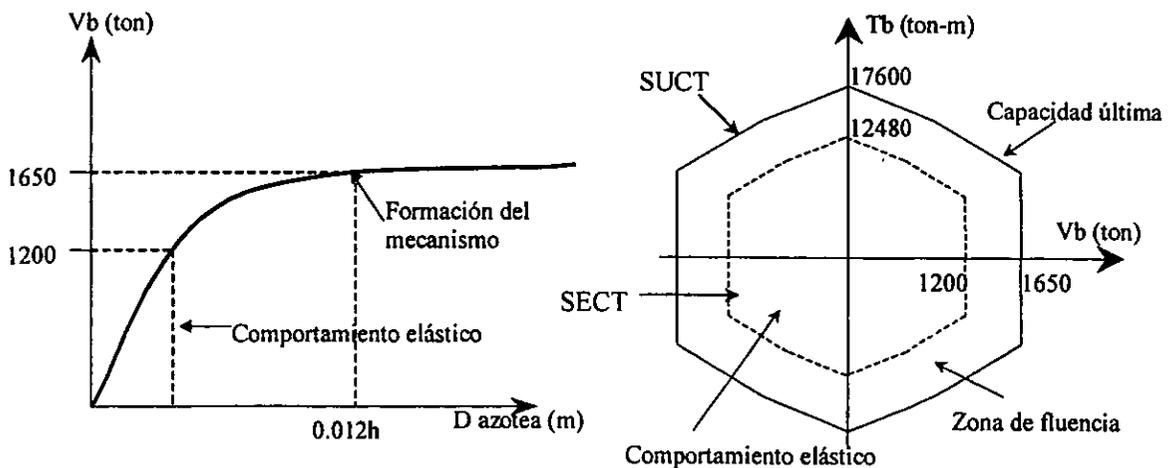


Figura 4.7 Superficie de capacidad de cortante y torsión del primer entrepiso

5 MODELOS ESTRUCTURALES

Para evaluar el efecto que tiene la relación de aspecto de la planta, sobre el comportamiento sísmico torsional de edificios, en este trabajo se analizan un conjunto de edificios de doce pisos con diferentes niveles de asimetría estructural en planta y tres relaciones de aspecto: $a/b = 0.5, 1.0$ y 2.0 .

La asimetría estructural en los modelos de edificios, se proporcionó de dos formas:

- a) Manteniendo una estructura simétrica en rigideces y desplazando el centro de masa, desde el centro geométrico de los niveles del edificio, hasta una distancia de $0.3b$, con incrementos de $0.1b$. Para este caso el centro de torsión se mantuvo en el centro geométrico de los niveles.
- b) Considerando el centro de masa en el centro geométrico, inmóvil y variando la posición del centro de torsión mediante la adición de muros a una estructura originalmente simétrica.

Esta distinción que se hace en el tipo de asimetría, ha sido reportada y estudiada en trabajos anteriores, Barrón (1991), García (1992), entre otros, ya que, si bien en el rango elástico el comportamiento es el mismo, en el rango inelástico produce efectos muy diferentes. Este hecho se debe en parte a que el elemento o eje resistente más rígido es también al que se le resta resistencia cuando se diseña considerando los efectos de torsión.

5.1 Descripción de las estructuras

Los modelos de edificios estudiados en este trabajo son representativos del tipo de estructuras existentes en el valle de México, por lo cual fueron diseñadas de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1993 y a las Normas Técnicas Complementarias.

Todos los edificios son de 12 niveles con una altura de entrepiso de 3.3 m. El sistema de piso está formado por losas macizas de 10 cm. de espesor coladas monolíticamente con las trabes, además, se dispusieron trabes secundarias al centro de las crujeas.

5.2 Criterios de análisis y diseño

Los edificios se catalogaron dentro del grupo B y se ubicaron en la zona del lago (zona III), a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.4. Para todos los modelos se consideró un factor de comportamiento sísmico de 4, sin embargo, en algunos de ellos este valor se redujo por irregularidad y asimetría.

La obtención de las fuerzas sísmicas para el diseño de los modelos propuestos se basó en un análisis modal espectral. Se empleó el espectro especificado por las Normas Técnicas

Complementarias para Diseño por Sismo, NTCS-95, calculado en base al tipo de la estructura, la zona en la que se ubica, el grupo de construcción al que pertenece y su factor de comportamiento sísmico. La fuerza cortante basal se tomó tal que no fuera menor del 80 por ciento de la obtenida mediante el método estático tal como lo prescribe las NTCS-95.

El análisis de los modelos se realizó estáticamente, utilizando el vector sísmico obtenido de la forma descrita en el párrafo anterior. El efecto de los giros de los pisos que proporcionan las excentricidades directas y accidentales se trató como lo especifica el método estático del RCDF-93.

El RCDF-93 proporciona factores de carga que tienen la intención de proporcionar una seguridad adecuada contra un aumento en las cargas de servicio más allá de las especificadas en el diseño. Los factores de resistencia toman en cuenta las inexactitudes en los cálculos y la variación en las resistencias del material, en la mano de obra y en las dimensiones.

Factores de Carga.

1.4 cargas vertical

1.1 combinaciones con cargas sísmicas.

Factores de Resistencia.

0.9. flexión.

0.8 cortante, torsión y flexocompresión.

Las propiedades de los materiales influyen de manera determinante en la respuesta sísmica de una estructura, por ejemplo el modulo de elasticidad es importante en la rigidez global de las estructuras. Los valores utilizados en este trabajo son:

Concreto tipo I.

Resistencia a compresión:	$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad:	$E_c = 14000 \sqrt{f_c} = 221360 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia a tensión:	$f_t = 1.5 \sqrt{f_c} = 24 \text{ kg/cm}^2$
Peso volumétrico:	$\gamma_c = 2400 \text{ kg/cm}^3$

Acero de refuerzo.

Esfuerzo de fluencia:	$f_{sy} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Modulo de elasticidad:	$E_s = 2'000,000 \text{ kg/cm}^2$

5.3 Relaciones de aspecto de planta (a/b)

Para llevar a cabo la evaluación de la respuesta sísmica torsional de los modelos de edificios propuestos, la relación de aspecto de planta quedó definida por a y b, donde: b es la dimensión de la planta perpendicular a la componente sísmica más intensa (componente E-W, SCT-1985), y a es perpendicular a la componente sísmica N-S del mismo registro. Se utilizó un mismo modelo de edificio para las relaciones $a/b=0.5$ y $a/b= 2.0$, ya que estas dos relaciones en los modelos propuestos se pueden invertir.

En la fig 5.1 se presentan las tres relaciones de aspecto de la planta para los modelos de doce niveles propuestos.

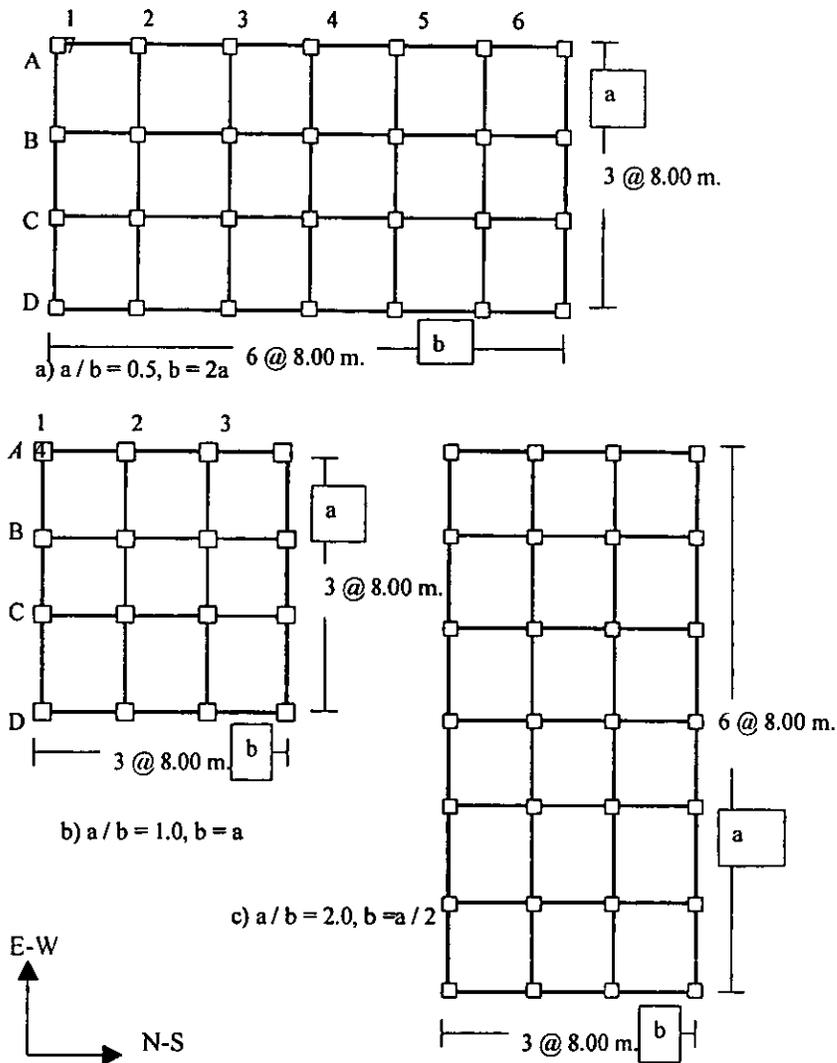


Figura 5.1 Relaciones de aspecto de planta estudiadas

5.4 Modelos asimétricos en masa

Para estudiar este tipo de asimetría se utilizaron modelos de marcos tridimensionales simétricos en rigideces en planta y elevación. La excentricidad estructural proporcionada por el movimiento del centro de masa, se normalizó respecto a la dimensión “b” para cada una de las relaciones de aspecto de la planta estudiadas ($a/b = 0.5, 1.0, 2.0$). Los valores de excentricidad normalizada que se estudian van desde 0 (caso simétrico) hasta 0.3 con intervalos de 0.1, la fig. 5.2a ilustra los valores de excentricidad en el caso de $a/b = 1.0$. El movimiento del centro de masa para cada intervalo fue uniforme en todos los niveles, como se muestra en la fig. 5.2b

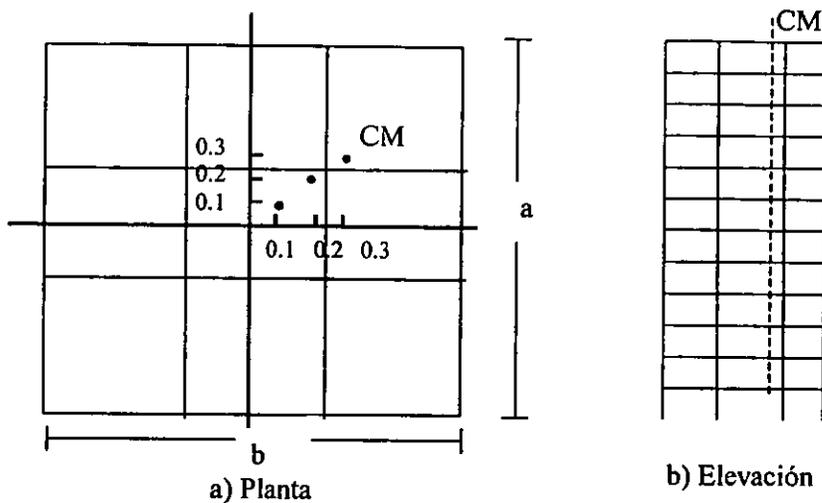


Figura 5.2 Valores propuestos de excentricidad por movimiento de centro de masa

En los modelos asimétricos en masa se propuso un solo diseño para cada relación de aspecto de la planta y las diferentes asimetrías del centro de masa, por lo cual, se tomó el modelo simétrico y se diseñó con el momento torsionante igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco resulta más desfavorable de $+0.1b$ ó $-0.1b$, tal como lo señala el RCDF-93

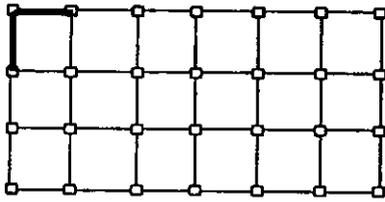
La tabla 5.1 muestra las dimensiones de los elementos estructurales en los modelos utilizados para el caso en que se tiene asimetría por el movimiento de masas.

Tabla 5.1 Dimensión de los elementos estructurales.

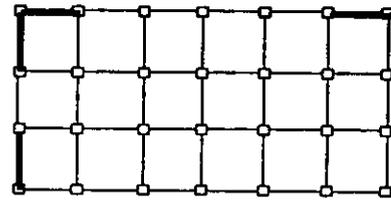
Relación a/b	Nivel	Columnas (cm)	Trabes principales (cm)	Trabes secundarias (cm)
0.5	Todos	100x100	100x40	60x25
1.0	Todos	100x100	100x40	60x25
2.0	Todos	100x100	100x40	60x25

5.5 Modelos asimétricos en rigideces

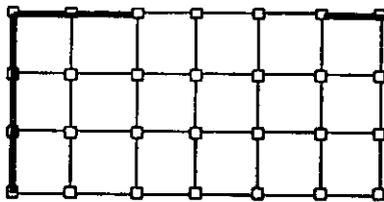
La excentricidad estructural proporcionada por el movimiento del centro de rigideces, se realizó colocando muros de concreto en los ejes extremos de la planta de los edificios, los cuales se mantuvieron en toda la altura. Debido a que la variación con la altura del centro de torsión de entrepiso, es irregular, para un mismo modelo con una distribución uniforme de muros, se obtuvieron diferentes valores de excentricidad estructural. En la fig 5.3 se presentan los modelos asimétricos en rigideces estudiados en los que se aprecia la distribución de muros.



Modelo 11



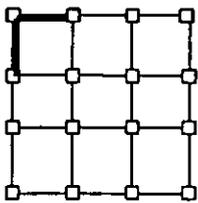
Modelo 12



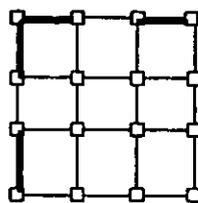
Modelo 13

— Muro Estructural

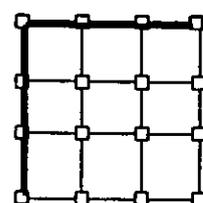
a) Modelos para la relación de aspecto de planta $a / b = 0.5$



Modelo 21

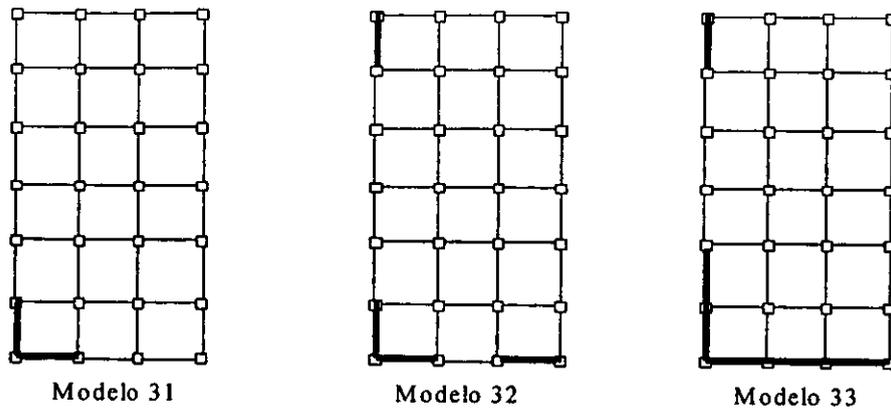


Modelo 22



Modelo 23

b) Modelos para la relación de aspecto de planta $a / b = 1.0$



c) Modelos para la relación de aspecto de planta $a/b = 2.0$

Figura 5.3 Modelos asimétricos en rigideces

La tabla 5.1 muestra las dimensiones de los elementos estructurales en los modelos utilizados para el caso en que se tiene asimetría producida por rigideces.

Tabla 5.1 Dimensión de los elementos estructurales

Relación a/b	Nivel	Muro espesor (cm)	Columnas (cm)	Trabes princ. (cm)	Trabes sec. (cm)
0.5	Todos	18	100x100	100x40	60x25
1.0	Todos	18	100x100	100x40	60x25
2.0	Todos	18	100x100	100x40	60x25

Para los fines de esta investigación, en los análisis no lineales paso a paso se varió la posición del centro de masa $-0.1b$ y $+0.1b$ respecto a su posición nominal, fig 5.4.

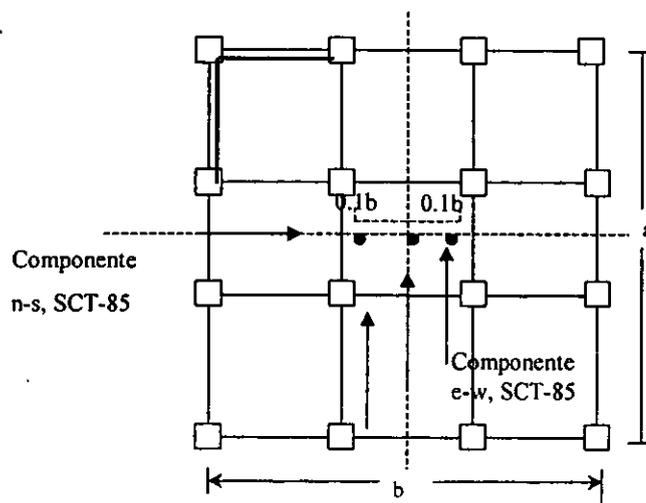


Figura 5.4 Posiciones en las que se aplica el sismo; caso de un edificio asimétrico en rigideces con relación de aspecto de planta $a/b=1.0$

6 PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo, se discute el comportamiento sísmico de los edificios estudiados, considerando la variación de la relación de aspecto de sus plantas ($a/b=0.5, 1.0$ y 2.0). Estos resultados consideran diferentes niveles de asimetría en planta en los modelos estructurales, producidas ya sea por ubicaciones asimétricas del centro de masas o por las rigideces de los elementos estructurales.

Para estudiar el comportamiento global de los modelos, se obtuvieron las historias de *desplazamiento de azotea vs cortante basal*, empleando análisis estáticos y dinámicos. Para comparar estos resultados, se presentan gráficas en las que se superponen las respuestas calculadas.

Como resultado de los análisis no lineales realizados y dada la gran cantidad de información que se genera, solo se presentan las historias de *cortante vs momento torsionante* de los entrepisos que se consideran más demandados por las excitaciones sísmicas aplicadas. Esta condición se alcanzó generalmente en el primer entrepiso, sin embargo, se observó que en los modelos con asimetría en rigideces se presentaban fuertes excentricidades en entrepisos ubicados entre un tercio y la mitad de la altura. Debido a ello, se decidió estudiar el comportamiento del quinto entrepiso en algunos modelos.

Para evaluar el comportamiento global de los modelos, se hizo la superposición de las respuestas sísmicas obtenidas y una superficie o envolvente que representa la capacidad de los entrepisos de una estructura ante efectos de torsión y de cortante. Esta superficie es la propuesta por De la Llera y Chopra, 1994.

Como una medida para evaluar la rigidez o flexibilidad a torsión de los modelos de edificios, se presenta la relación de frecuencias desacopladas de torsión y traslación.

6.1 Modelos asimétricos en masas

6.1.1 Relación de aspecto de la planta $a/b=0.5$

En las figs 6.1 a 6.4, se muestran las historias de *desplazamiento de azotea vs cortante basal* obtenidas empleando análisis estáticos y dinámicos para los casos simétrico y asimétrico en masas considerados en el estudio (0.1b, 0.2b y 0.3b). Asimismo, se grafican las respuestas *cortante vs momento torsionante basal* sobre las superficies que definen la capacidad del entrepiso ante estas acciones. Adicionalmente, se presentan resultados del quinto entrepiso para el modelo con una excentricidad de 0.3b.

Al analizar las historias de *desplazamiento de azotea vs cortante basal* que se obtuvieron de los análisis dinámicos, se identifican comportamientos globales muy semejantes para este grupo de modelos, alcanzándose desplazamientos superiores a 50 cm (0.0126H). Este mismo comportamiento se refleja en las respuestas de *cortante vs torsión basal*, ya que estas se distribuyen desde el centro hacia los tramos verticales de la SUCT. Estos resultados

indican que el comportamiento del entrepiso experimentó principalmente desplazamientos en traslación, alcanzando su capacidad última inelástica a traslación, definida por la superficie exterior. En otras palabras, la respuesta de estos modelos se desarrolló muy alejada de los mecanismos que involucran torsión. Esta misma tendencia se presentó incluso para el modelo con mayor excentricidad (0.3b).

También se observa que el sismo impuesto (SCT-85) causa demandas sísmicas importantes, a pesar de que los modelos tienen una sobre-resistencia estimada del 50 por ciento con respecto al diseño nominal.

Por otro lado, al analizar la respuesta *cortante vs torsión* del quinto entrepiso, se observa un incremento notablemente en las componentes de torsión, sin embargo, se generaron principalmente en el intervalo elástico, limitado por la superficie interior de capacidad (Superficie Elástica de Cortante y Torsión (SECT)). La incursión de este entrepiso en el intervalo inelástico, se alcanzó predominantemente con mecanismos de traslación.

6.1.2 Relación de aspecto de la planta $a/b=1.0$

En las figs 6.5 a 6.8, se muestran las historias de *desplazamiento de azotea vs cortante basal* obtenidas empleando análisis estáticos y dinámicos para los casos simétrico y asimétrico en masas considerados en el estudio.

Al analizar las historias de *desplazamiento de azotea vs cortante basal* que se obtuvieron de los análisis dinámicos, se identifican comportamientos globales muy semejantes en este grupo de modelos. En este caso se alcanzaron desplazamientos superiores a 57 cm (0.0144H). La similitud de los comportamiento experimentados para los tres casos de asimetría, se refleja también en las respuestas de *cortante vs torsión basal*, concentrando sus mayores efectos en los ejes de elementos resistentes más cercanos al centro de masas, es decir los ejes resistentes cuya ubicación está definida por la pendiente positiva de las ramas de la superficie de capacidad. De manera análoga a la relación de aspecto de la planta $a/b=0.5$, el comportamiento del primer entrepiso experimentó principalmente desplazamientos en traslación, excediendo su capacidad inelástica, definida por la superficie exterior. A diferencia de la relación de aspecto $a/b = 0.5$, para este caso se identifica una tendencia a desarrollar mecanismos de torsión en los ejes de elementos resistentes cercanos a la posición del centro de masa.

Al analizar la historia de la respuesta del quinto entrepiso para los diferentes movimientos del centro de masa se observa un incremento en los efectos torsionales conforme incrementa el nivel de asimetría. Para los modelos asimétricos 0.1b y 0.2b se identifica una ligera inclinación en las respuestas que imponen mayores demandas a los ejes de elementos resistentes más alejados del centro de masa. Para el modelo asimétrico en 0.3b se presentan respuestas dispersas en las que ya no dominan los mecanismos traslacionales.

Si se compara la intensidad de las respuestas del primer y quinto entrepiso, se observa que en el primero de ellos la fuerza cortante actuante rebasa la superficie exterior, mientras que los momentos torsionantes experimentados por el entrepiso son pequeños. Para el quinto entrepiso, no se sobrepasa la superficie exterior, sin embargo, se acentúan notablemente los efectos de torsión. Este resultado es congruente con las observaciones anteriores relativas a los niveles de asimetría presentados en la estructura, ya que se pueden alcanzar comportamientos torsionales importantes en entrepisos diferentes al basal.

6.1.3 Relación de aspecto de la planta $a/b=2.0$

En las figs 6.9 a 6.12, se muestran las historias de *desplazamiento de azotea vs cortante basal* obtenidas empleando análisis estáticos y dinámicos para los casos simétrico y asimétrico en masas considerados en el estudio. Adicionalmente, se presentan resultados del quinto entrepiso para el modelo con una excentricidad de $0.3b$.

Al analizar las historias de *desplazamiento de azotea vs cortante basal* que se obtuvieron de los análisis dinámicos, nuevamente se identifican comportamientos globales muy similares en este grupo de modelos, presentándose una ligera disminución en el desplazamiento máximo de azotea, ($55 \text{ cm } (0.014H)$), con respecto a la relación de aspecto de la planta anterior. Para esta relación, el comportamiento del entrepiso basal estuvo caracterizado por mecanismos de traslación y torsión. Se observa que para las cuatro condiciones de asimetría, los mecanismos de traslación rebasan la superficie exterior de capacidad del entrepiso, mientras que el momento torsionante se desarrolla en el intervalo elástico.

Por otro lado al analizar la respuesta *cortante vs torsión* del quinto entrepiso, se observa un comportamiento principalmente a torsión, el cual impone demandas que van más allá de la capacidad elástica de los ejes resistentes de este entrepiso, pero sin llegar a exceder su capacidad última inelástica.

6.1.4 Relación de frecuencia rotacional a frecuencia traslacional

En tabla 6.1 se presenta la relación de frecuencias desacopladas de rotación y traslación, ($\Omega = w_\theta / w_t$), para los modelos asimétricos en masas. Los modelos con la relación de aspecto de planta $a/b=1.0$, presentaron los valores más altos de Ω . Para las tres relaciones de aspecto la Ω del caso simétrico fue mayor que uno, alcanzándose su máximo valor para $a/b=1.0$ y el menor para $a/b=2.0$.

Tabla 6.1 Valores de Ω para los modelos asimétricos en masas

Relación de aspecto de la planta	Excentricidad estructural	Frecuencia lateral Y	Periodo lateral Y	Frecuencia torsional	Periodo torsional	Ω
a/b = 0.5	Simétrico	4.69	1.34	5.98	1.05	1.270
	0.1b	4.69	1.34	4.35	1.44	0.928
	0.2b	4.69	1.34	3.69	1.70	0.787
	0.3b	4.69	1.34	3.03	2.07	0.646
a/b = 1.0	Simétrico	4.97	1.27	6.85	0.92	1.380
	0.1b	4.97	1.27	4.69	1.34	0.938
	0.2b	4.97	1.27	4.04	1.55	0.814
	0.3b	4.97	1.27	3.39	1.85	0.683
a/b = 2.0	Simétrico	5.30	1.19	5.98	1.05	1.127
	0.1b	5.30	1.19	4.35	1.44	0.820
	0.2b	5.30	1.19	3.69	1.70	0.697
	0.3b	5.30	1.19	3.03	2.07	0.572

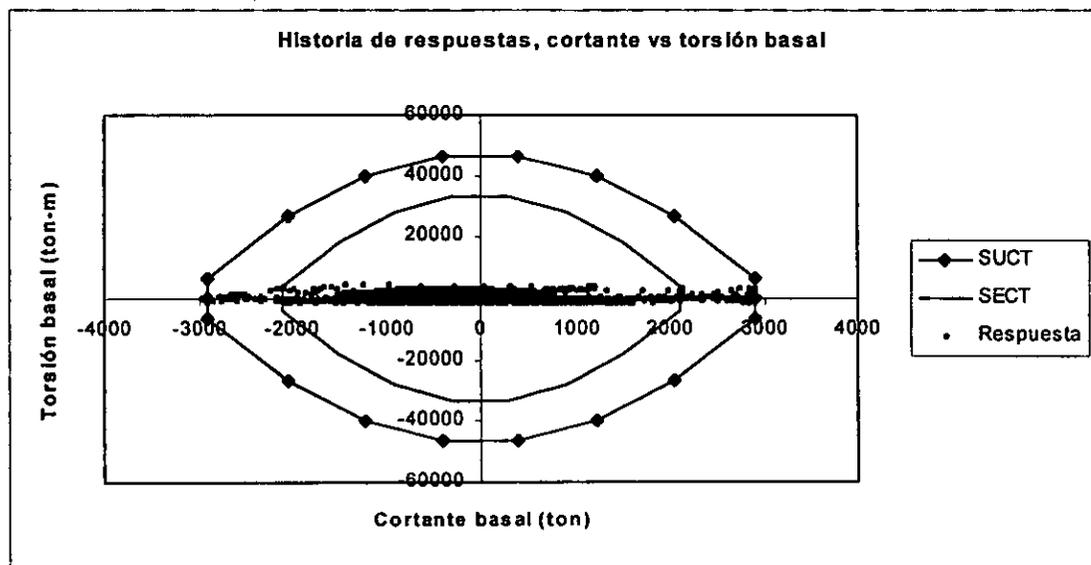
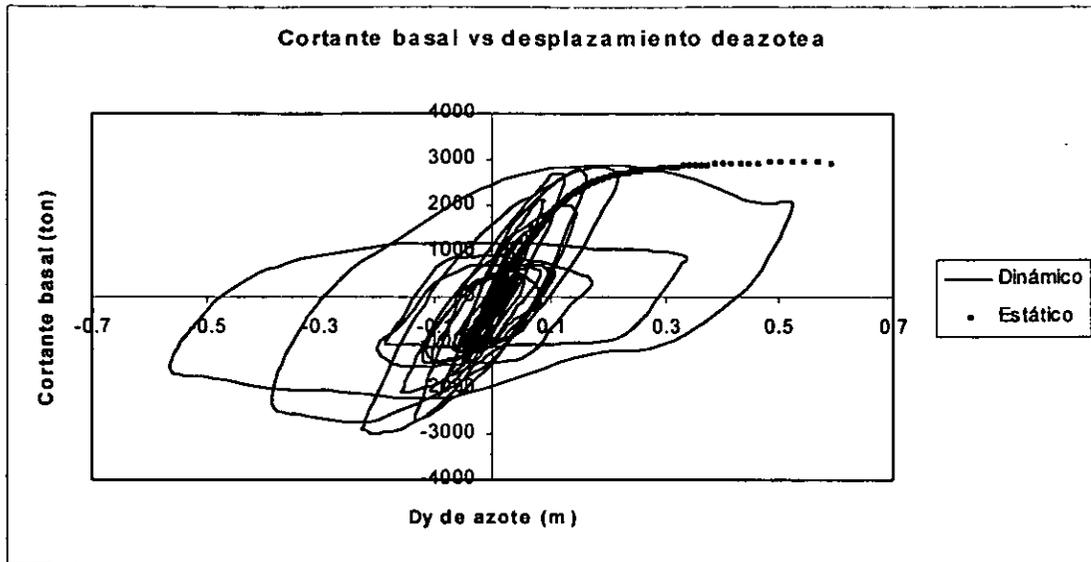


Figura 6.1 Relación $a/b = 0.5$, modelo simétrico

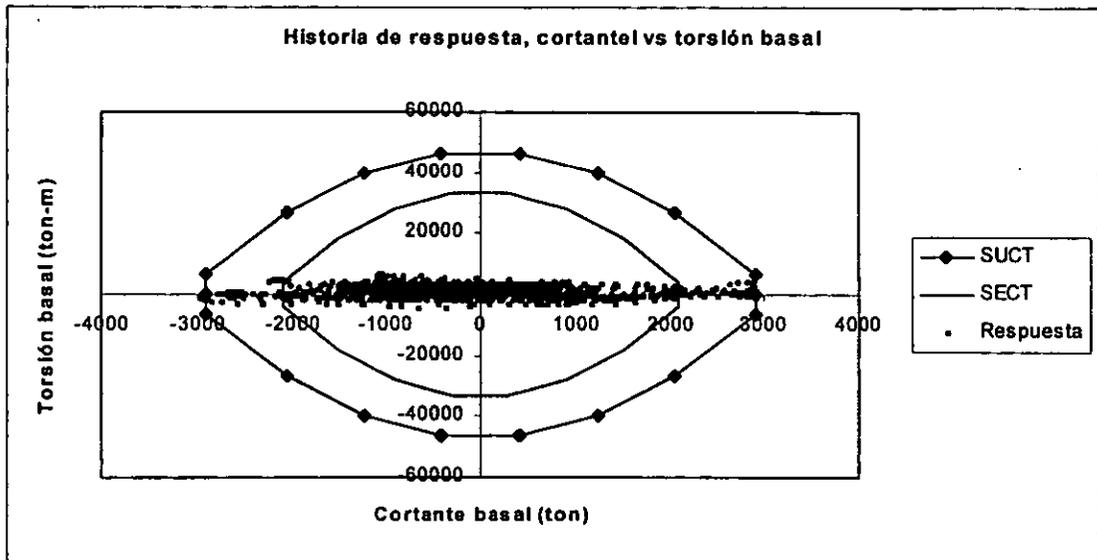
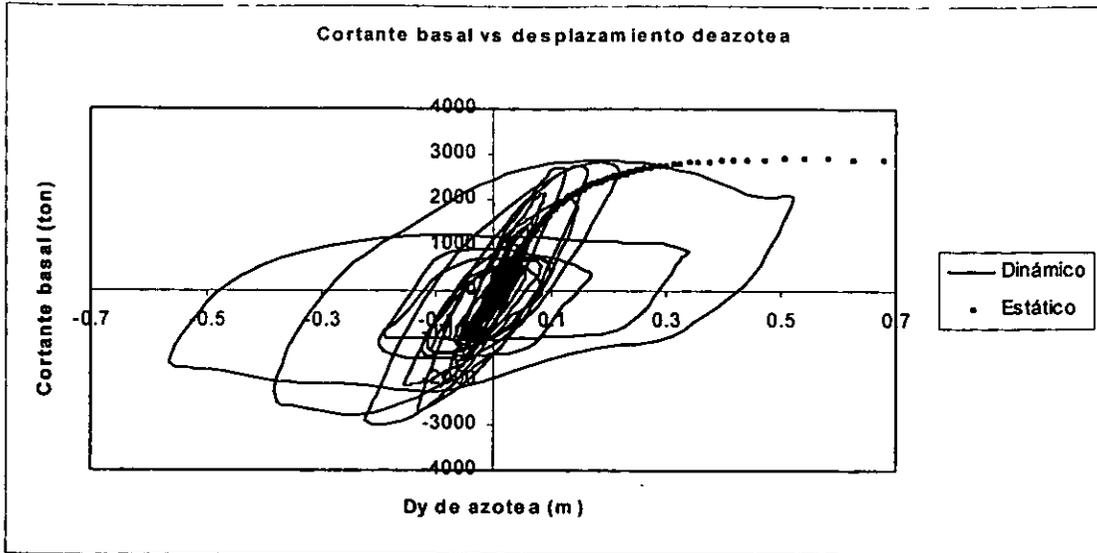


Figura 6.2 Relación $a/b = 0.5$, modelo asimétrico en masas 0.1b

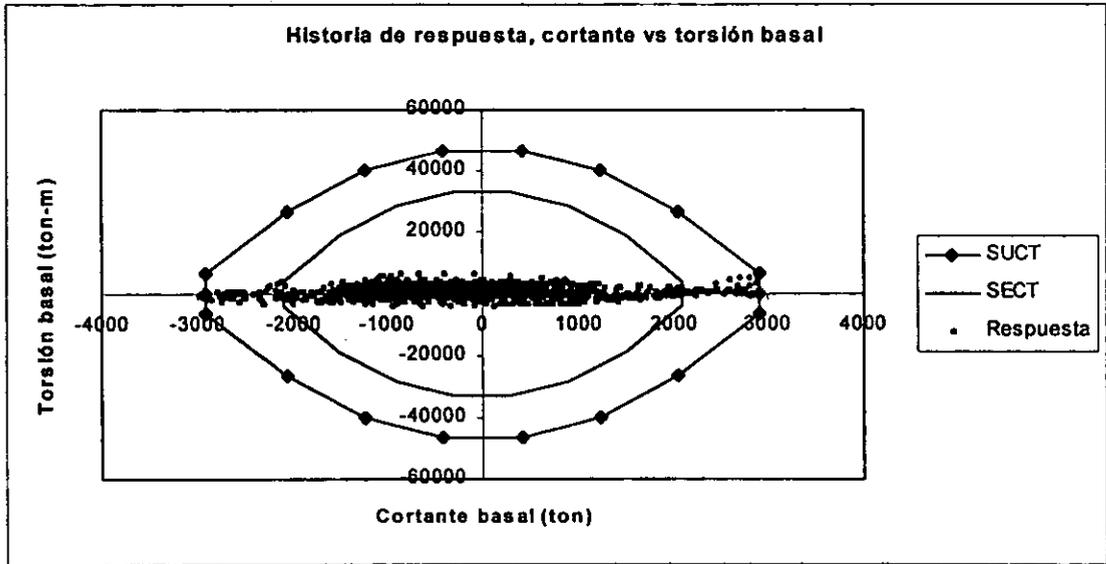
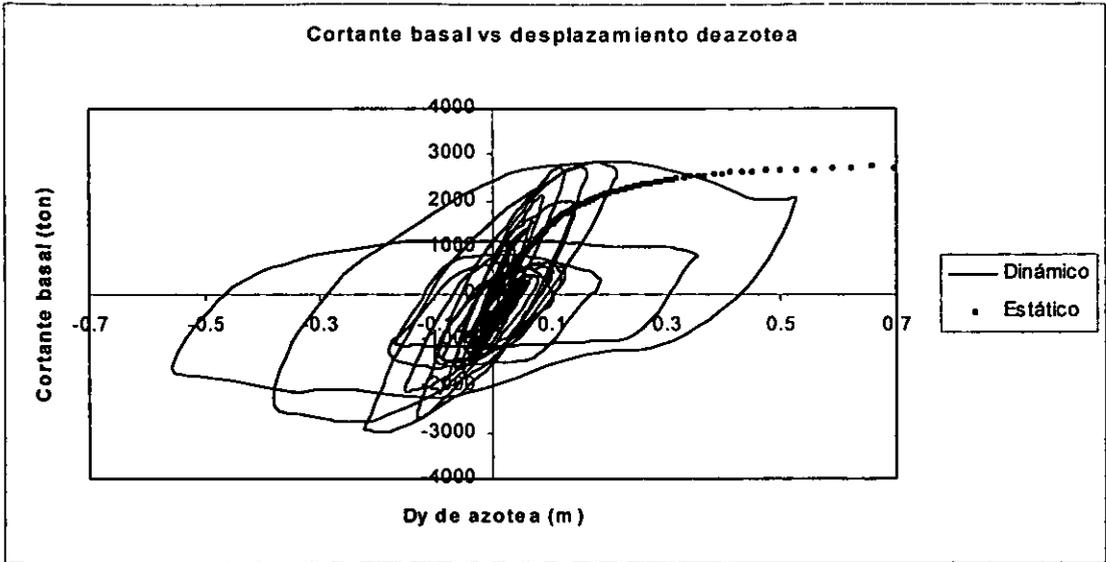


Figura 6.3 Relación $a/b = 0.5$, modelo asimétrico en masas $0.2b$

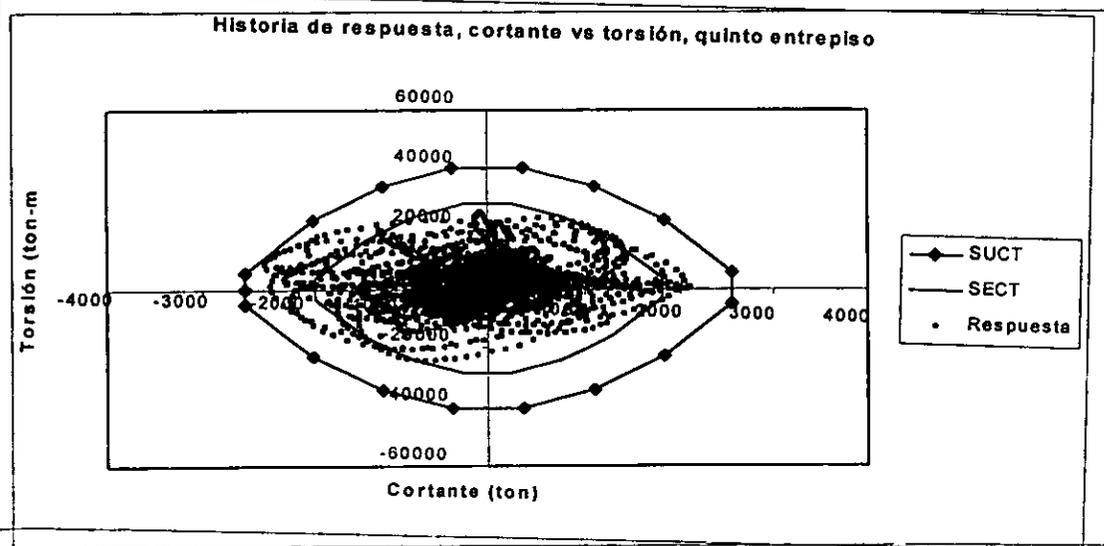
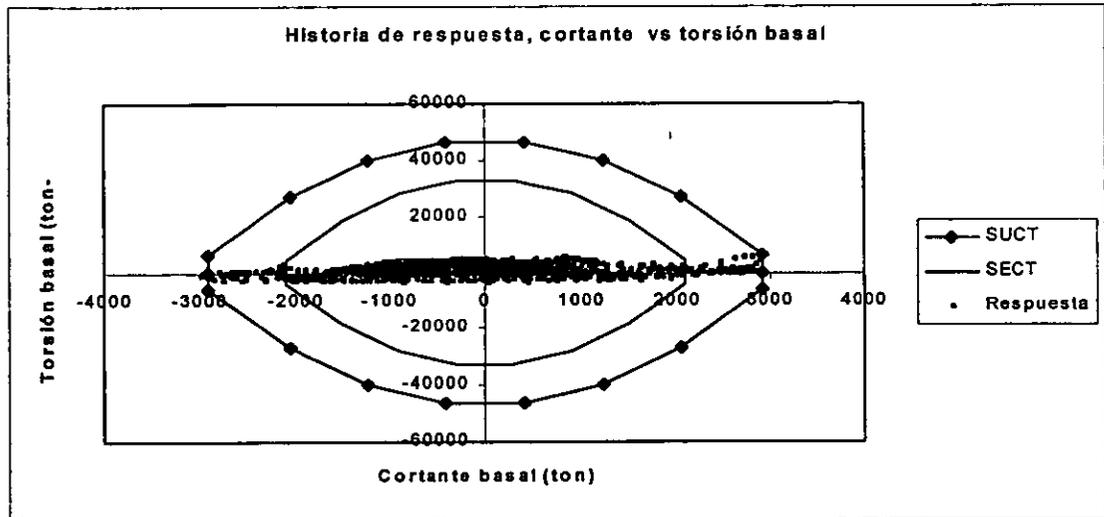
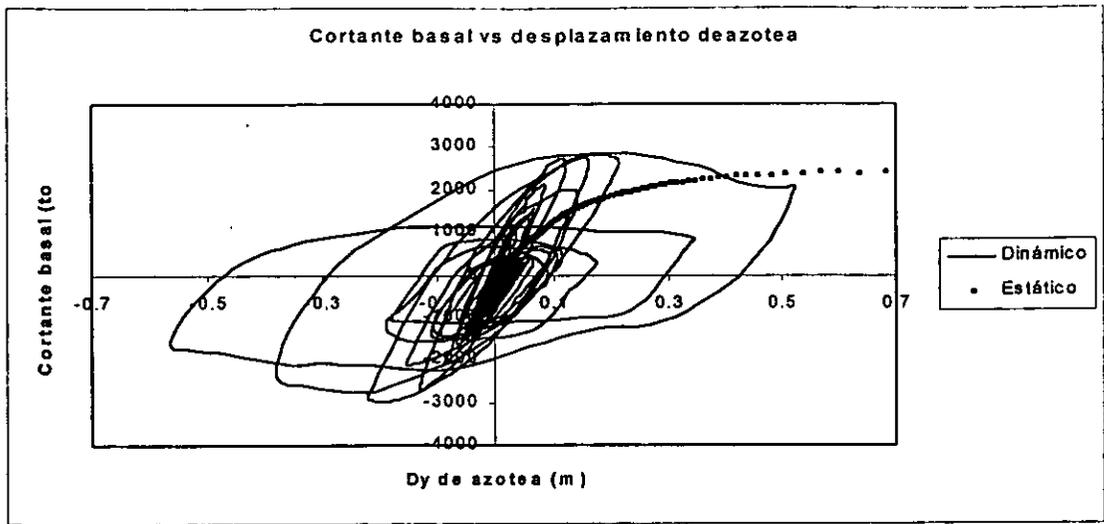


Figura 6.4 Relación $a/b = 0.5$, modelo asimétrico en masas 0.3b

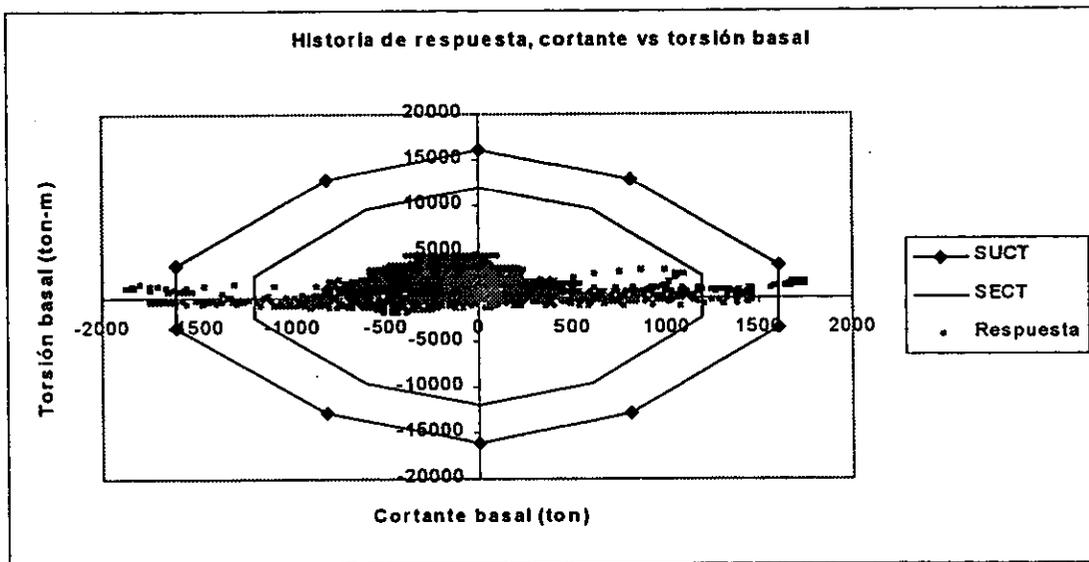
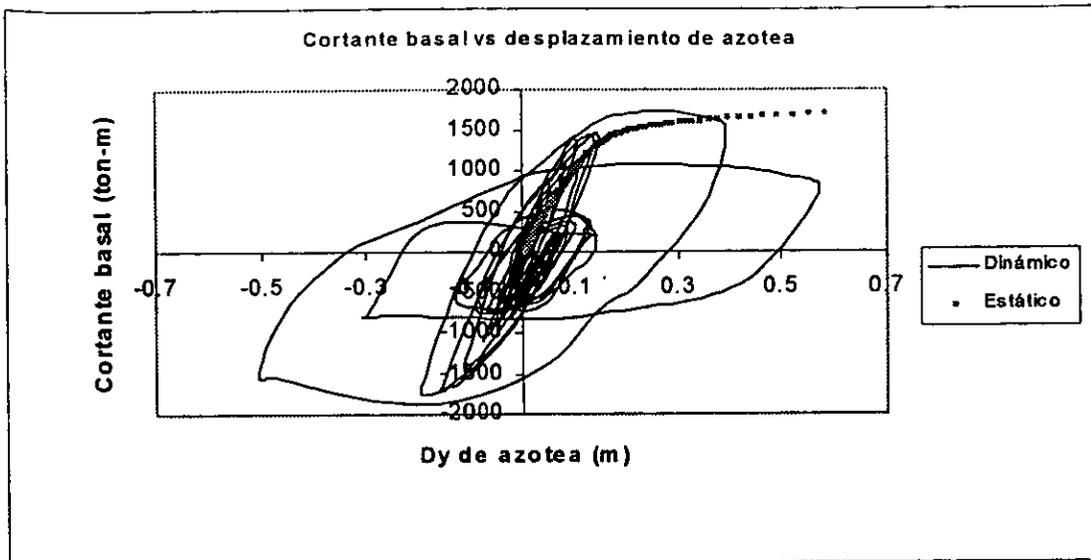


Figura 6.5 Relación $a/b = 1.0$, modelo simétrico

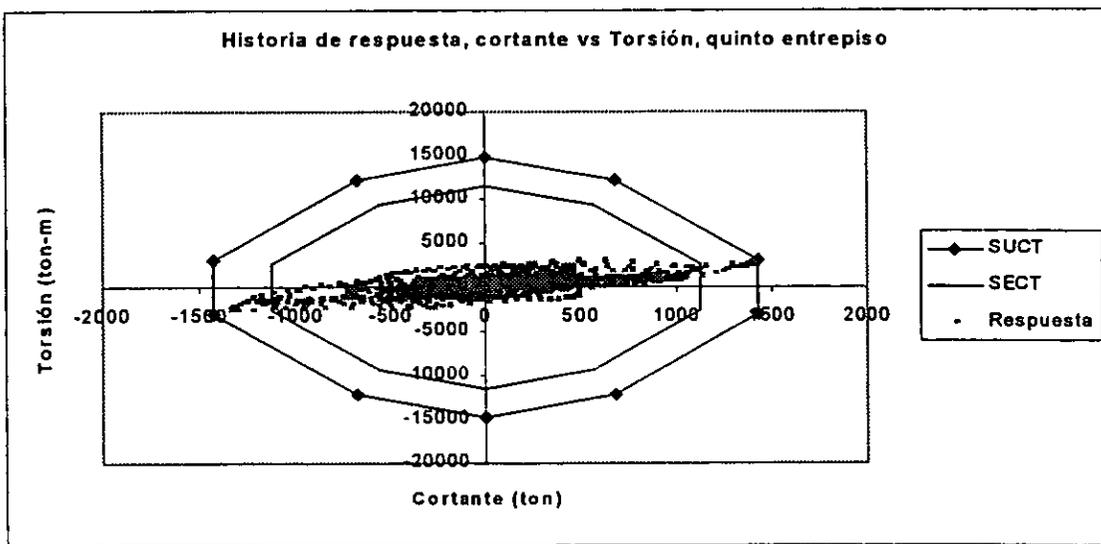
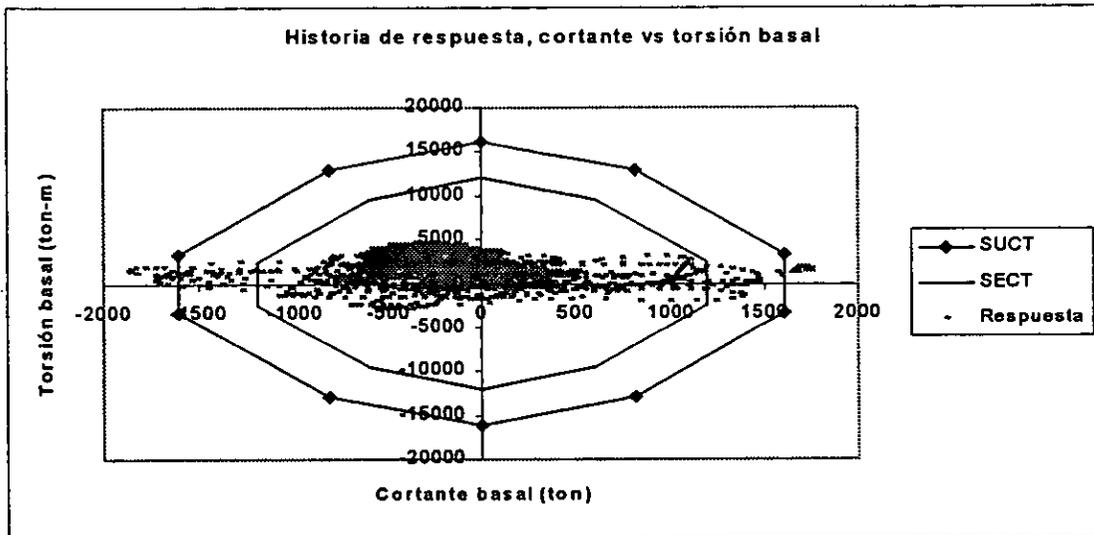
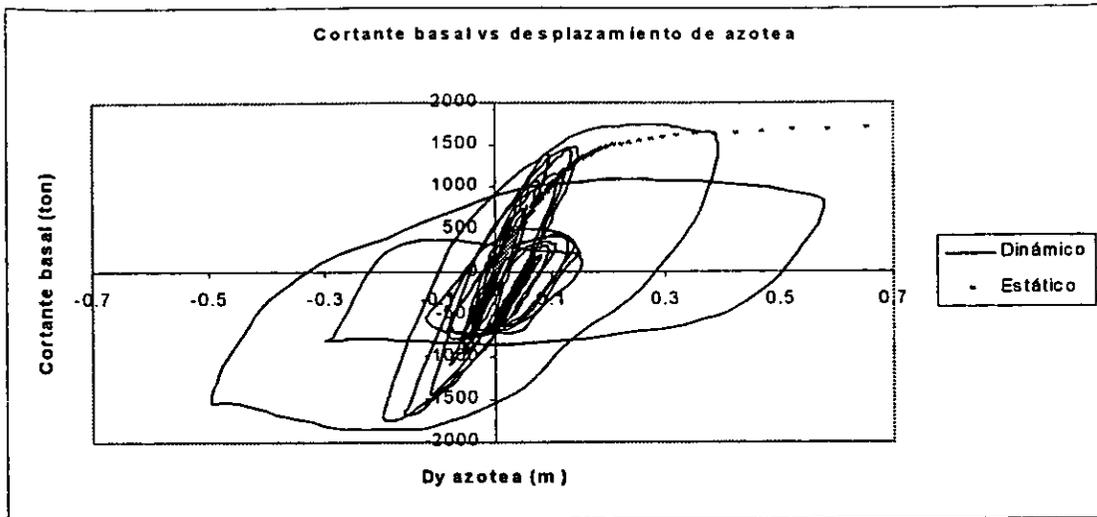


Figura 6.6 Relación $a/b = 1.0$, modelo asimétrico en masas 0.1b

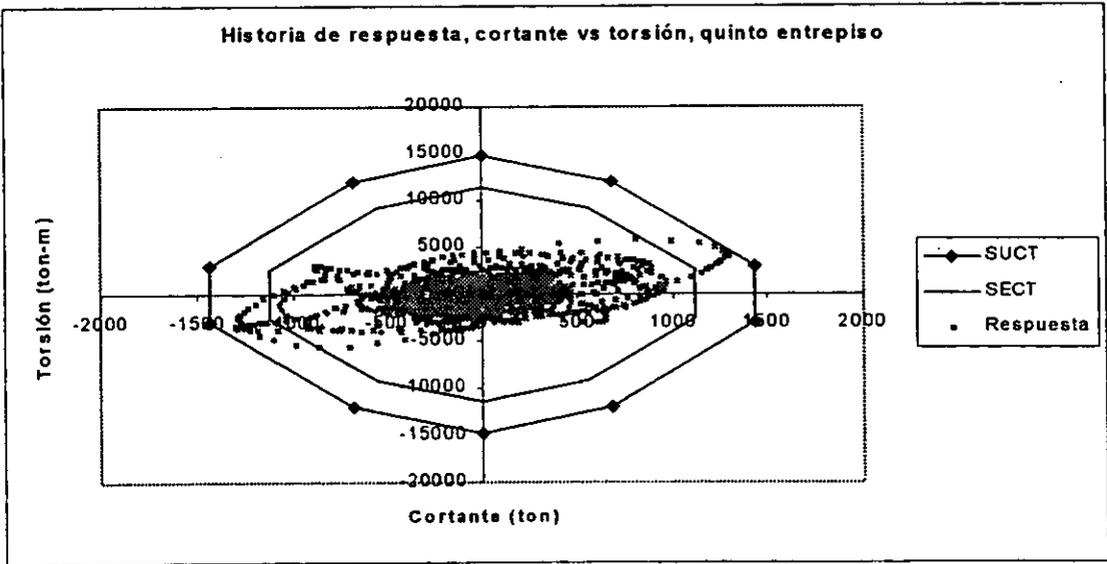
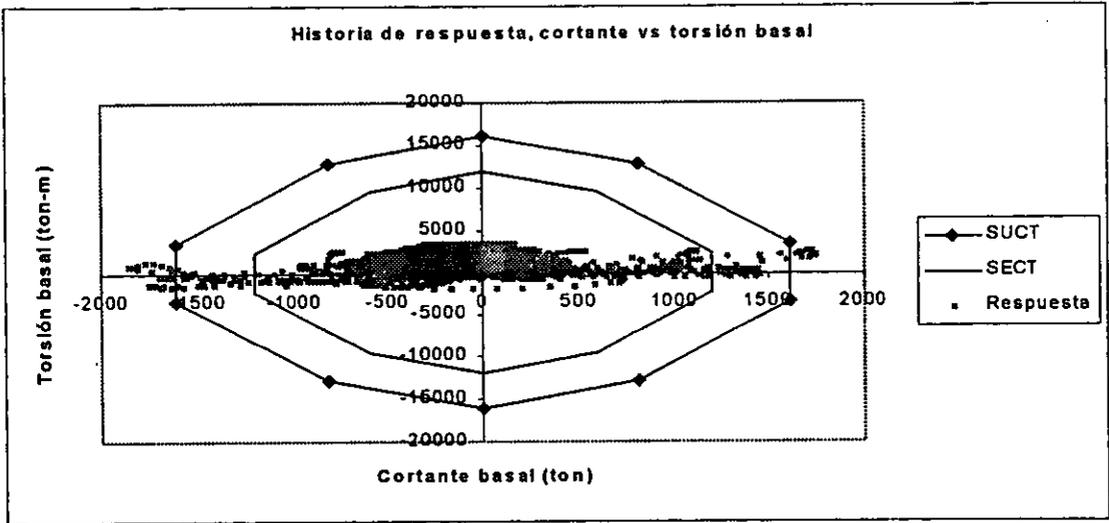
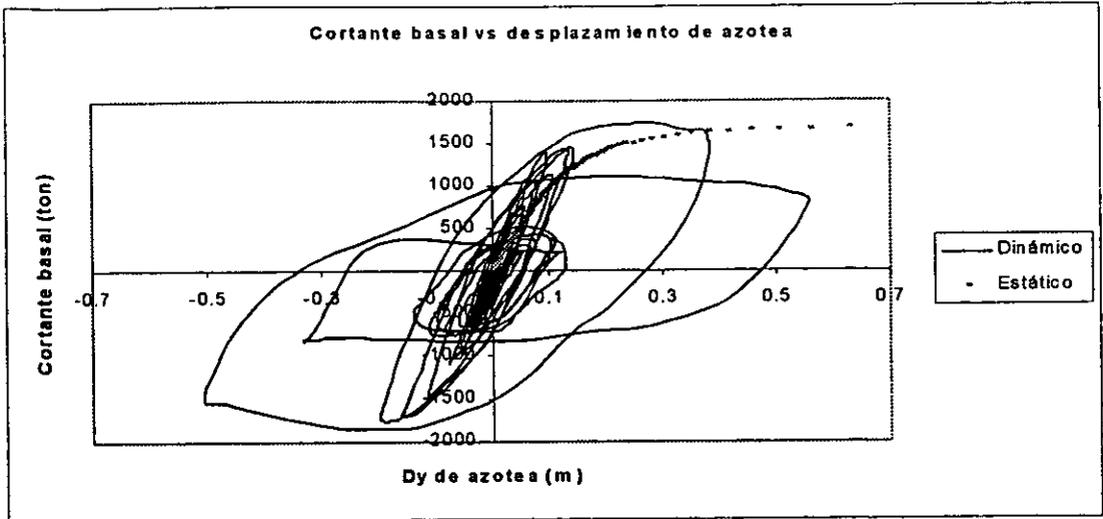


Figura 6.7 Relación $a/b = 1.0$, modelo asimétrico en masas 0.2b

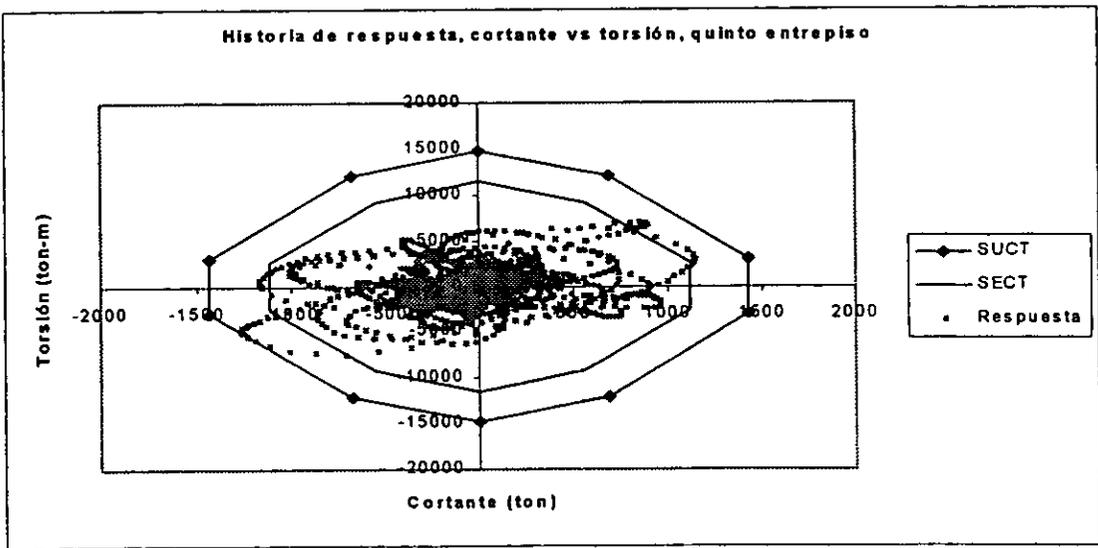
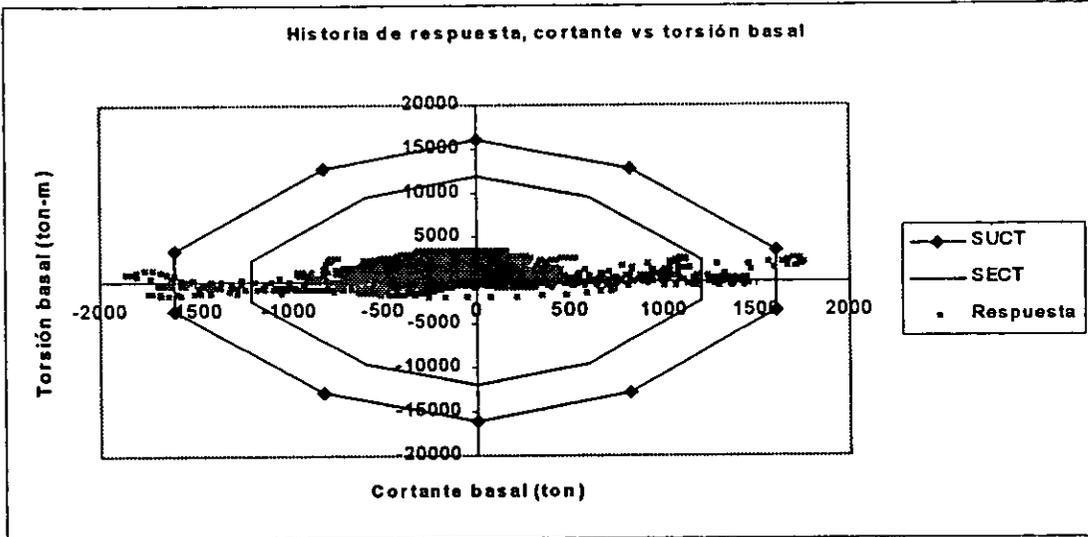
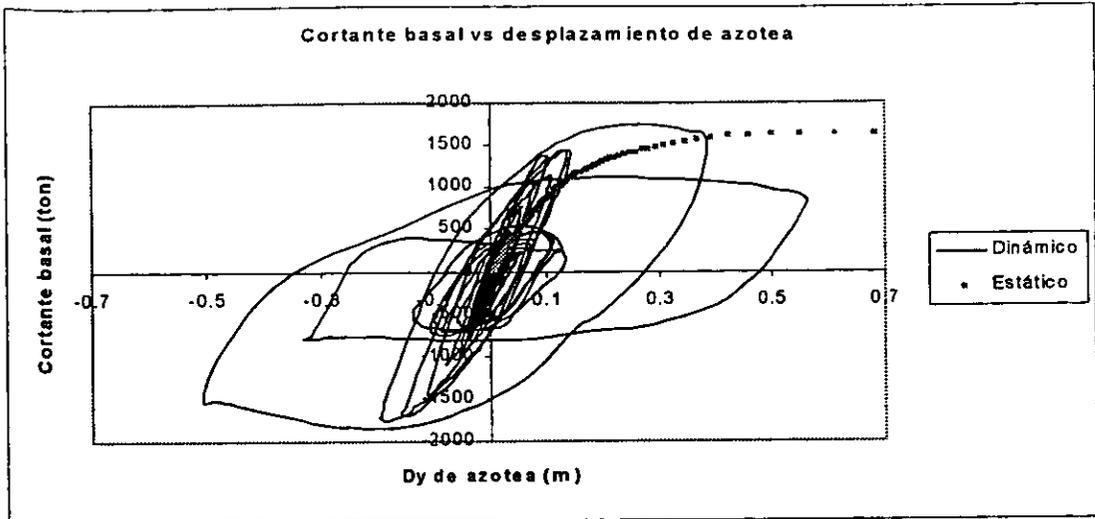


Figura 6.8 Relación $a/b = 1.0$, modelo asimétrico en masas $0.3b$

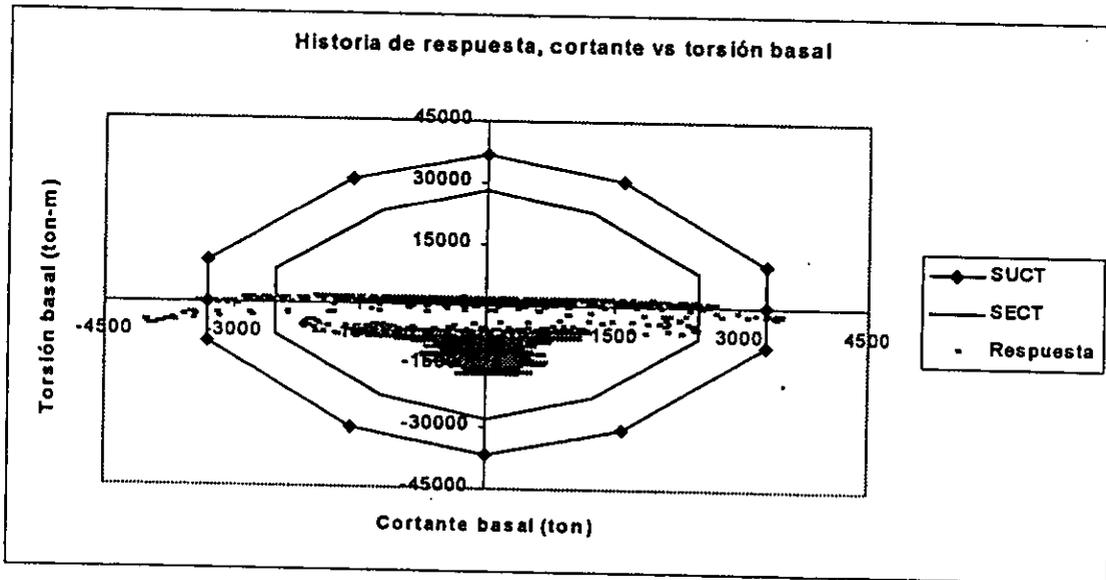
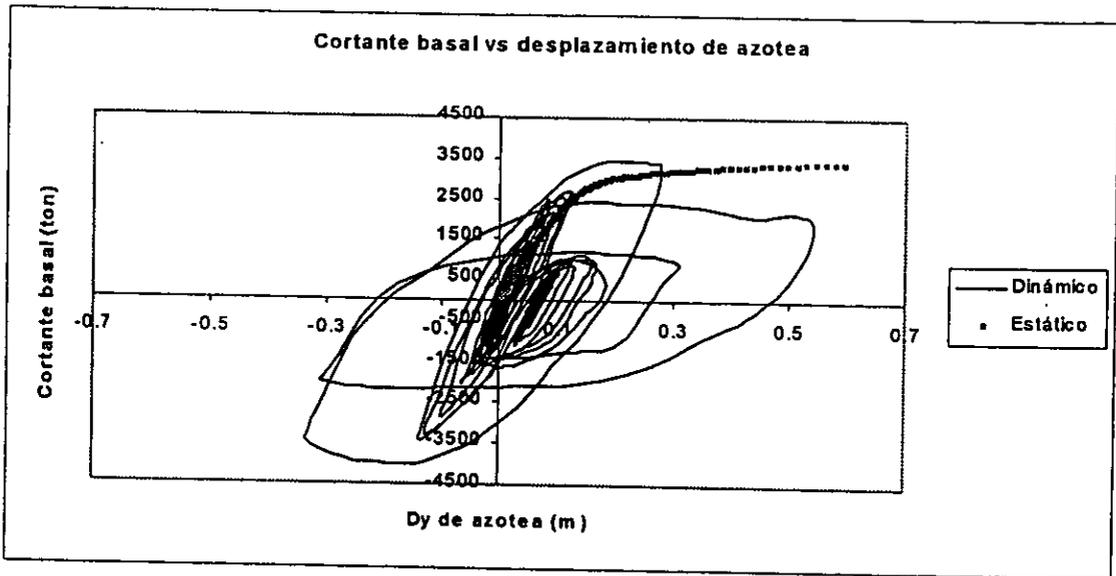


Figura 6.9 . Relación $h/b = 2.0$, modelo simétrico en masas.

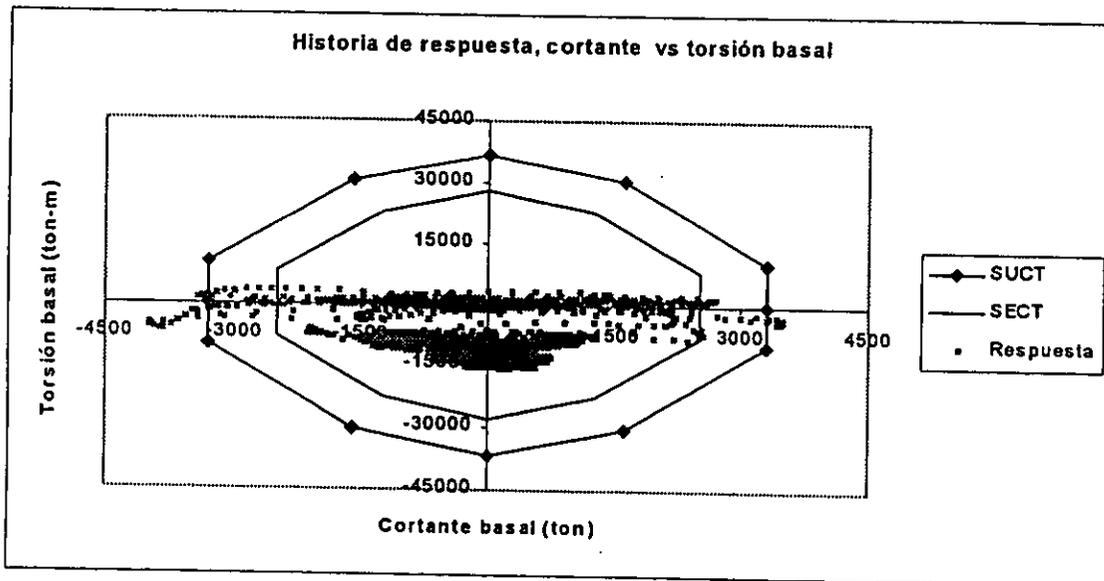
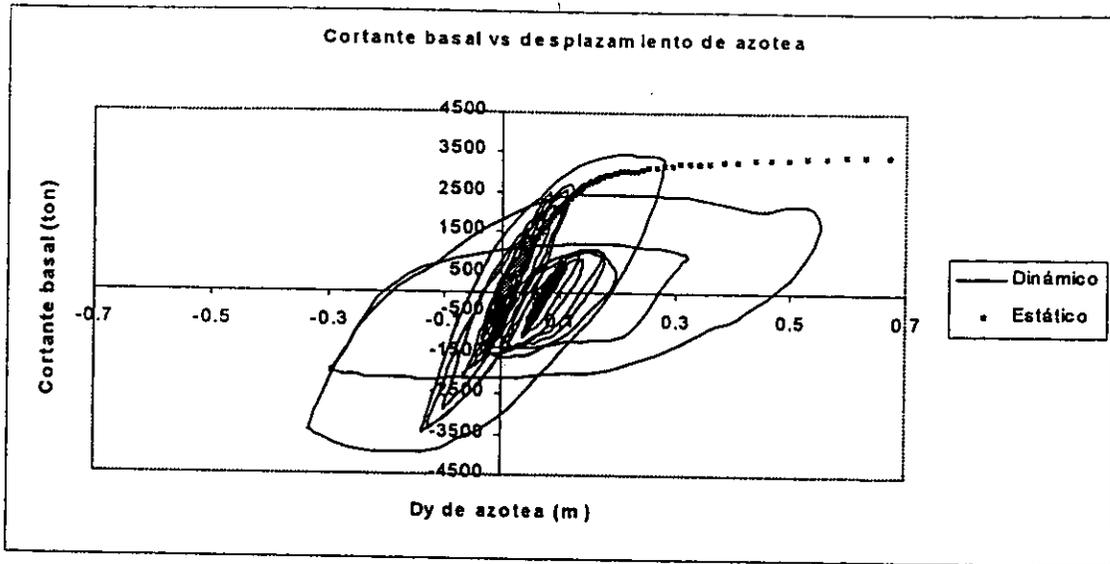


Figura 6.10 . Relación $h/b = 2.0$, modelo asimétrico en masas 0.1b.

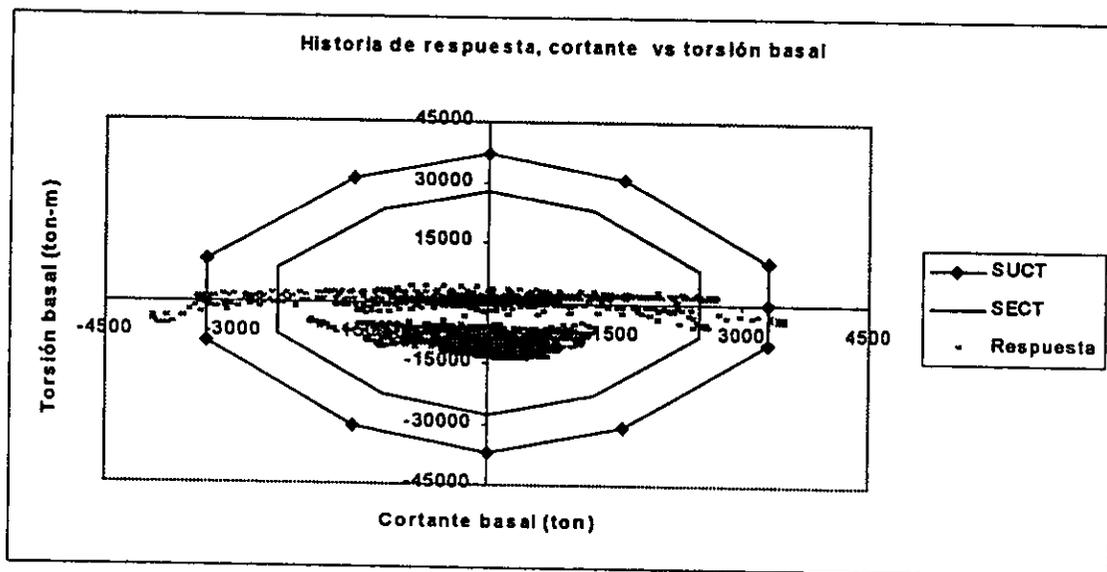
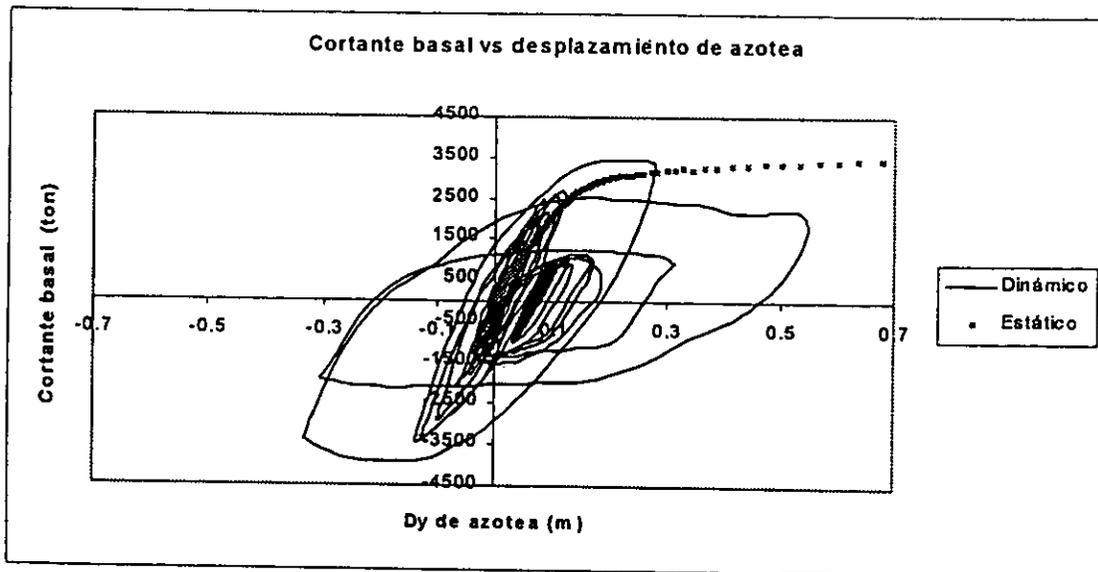


Figura 6.11 . Relación $h/b = 2.0$, modelo asimétrico en masas $0.2b$.

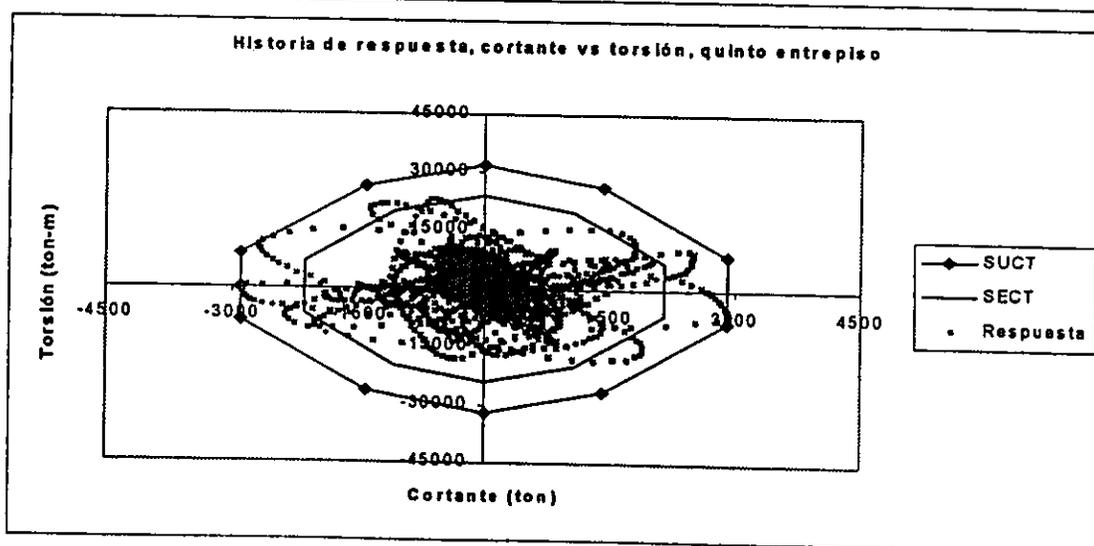
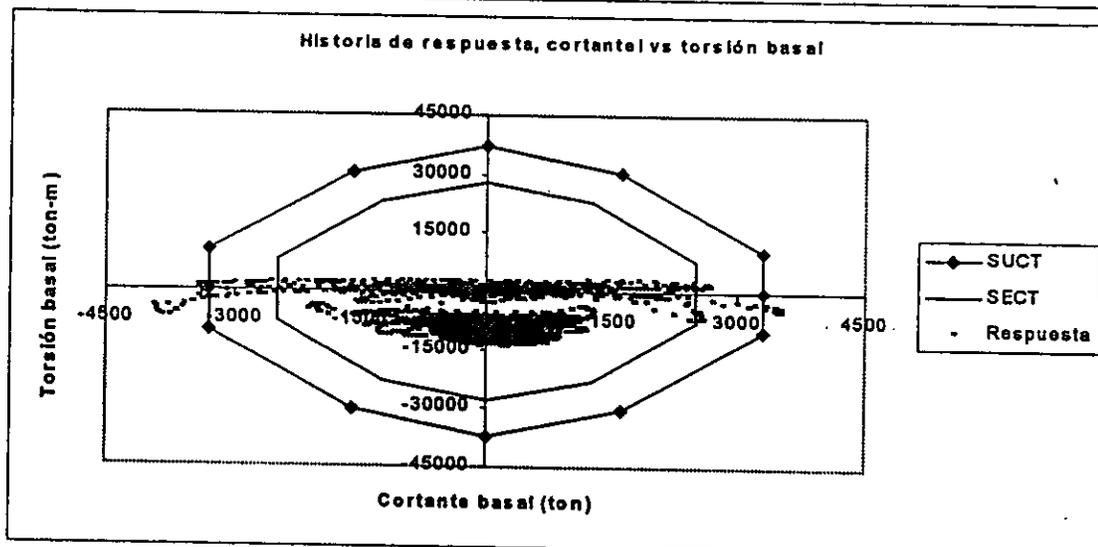
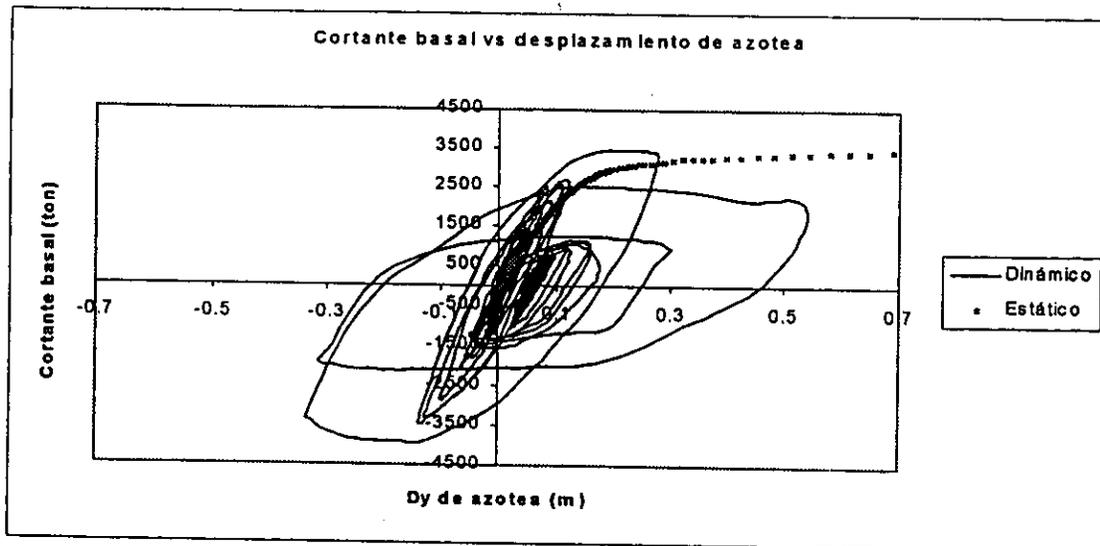


Figura 6.12 . Relación $h/b = 2.0$, modelo asimétrico en masas 0.3b.

Sin embargo, al incrementar la resistencia en los ejes resistentes del entrepiso, también crece la superficie de capacidad inelástica de cortante y torsión.

6.2.2 Relación de aspecto de la planta $a/b=1.0$

En las figs 6.22 a 6.30, se presentan las historias de *desplazamiento de azotea vs cortante basal* obtenidas de análisis estáticos y dinámicos para los modelos excéntricos en rigideces y una relación de aspecto de la planta $a/b= 1.0$.

Si se analizan las historias de *cortante vs torsión basal*, se puede observar que gran parte de la respuesta se desarrolló con efectos importantes de torsión, los cuales se van incrementando conforme crece la asimetría estructural. Para el modelo con tres muros perimetrales se alcanzó la capacidad inelástica máxima a torsión.

Para los tres niveles de asimetría considerados, la incursión del comportamiento en el intervalo inelástico se produjo por mecanismos combinados de traslación y torsión, siendo nuevamente la rama de la superficie que corresponde al eje resistente más rígido la que tiene una mayor demanda sísmica.

Al observar la respuesta de *cortante basal vs desplazamiento de azotea* para el caso del modelo con mayor asimetría, el incremento en la rigidez disminuyó de manera importante sus desplazamientos, sin embargo le proporcionan grandes incrementos en rigidez, por lo que el sismo impuesto no causa demandas sísmicas grandes a traslación, llegando a tener desplazamientos menores de 0.012 de la altura del edificio.

En la fig 6.29, se presenta adicionalmente la historia de *cortante vs momento torsionante* del quinto entrepiso para el modelo de mayor asimetría. Si se observa su respuesta, se identifica un comportamiento generalizado de cortante y torsión, presentándose demandas sísmicas que inclusive llegan a rebasar la capacidad inelástica a torsión del entrepiso.

6.2.3 Relación de aspecto de la planta $a/b=2.0$

En las figs 6.31 a 6.39, se presentan las historias de *desplazamiento de azotea vs cortante basal* obtenidas de análisis estáticos y dinámicos para los modelos excéntricos en rigideces y una relación de aspecto de la planta $a/b= 2.0$.

Si se analizan las historias de *cortante vs torsión basal*, se puede observar un comportamiento predominante a traslación, donde gran parte de la respuesta se desarrolló en el intervalo elástico con efectos moderados de torsión. Para el modelo con tres muros perimetrales la respuesta elástica se caracteriza por un notable incremento en los efectos de torsión. Sin embargo, las incursiones inelásticas por la acción de momentos torsionantes son mínimas, predominando los efectos de traslación. Para los tres casos de asimetría estructural, la respuesta a traslación supera la capacidad inelástica del entrepiso.

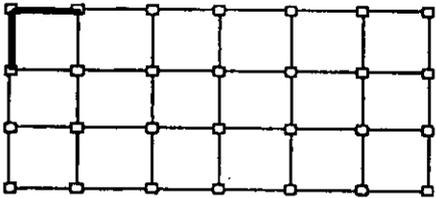
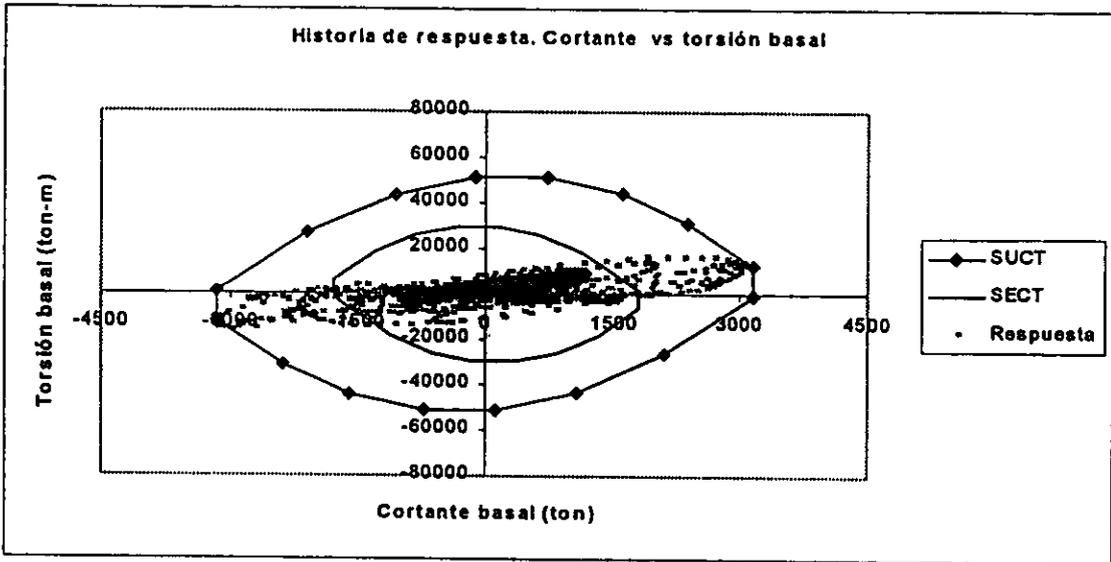
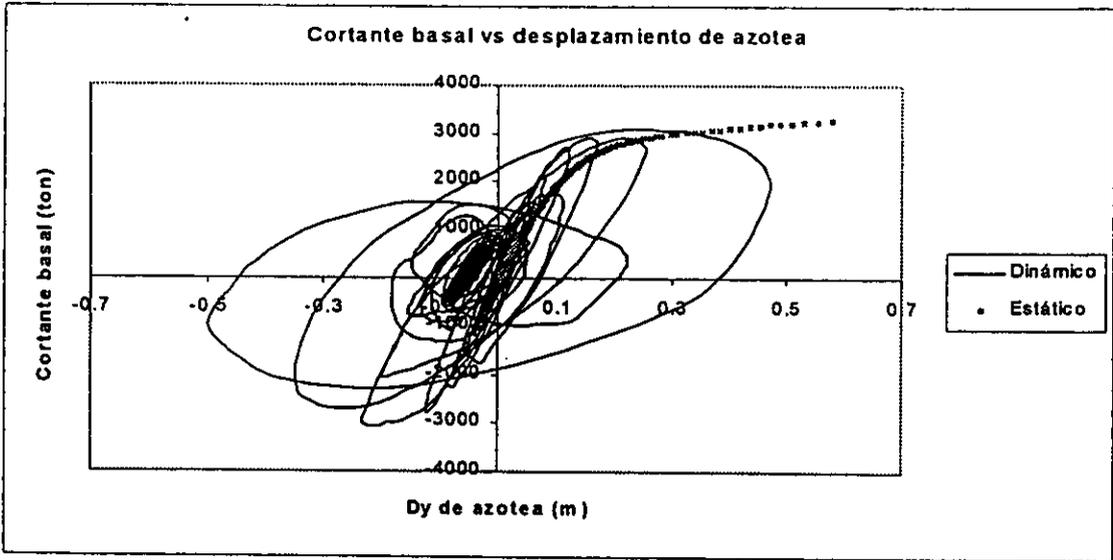
En la fig 6.38, se presenta adicionalmente la historia de *cortante vs momento torsionante* del quinto entrepiso para el modelo de mayor asimetría. Si se observa su respuesta, a diferencia del primer entrepiso, se identifica un comportamiento dominante a torsión, en el cual la incidencia de mecanismos torsionales se concentra totalmente sobre la rama de la superficie que corresponde al eje resistente más rígido.

6.2.4 Relación de frecuencia rotacional a frecuencia traslacional

En tabla 6.2 se presenta la relación de frecuencias desacopladas de rotación y traslación, ($\Omega = w_\theta / w_t$), para los modelos asimétricos en rigideces. Todos los modelos presentan valores de Ω menores que uno, además, la rigidez torsional disminuye a medida de que aumenta la asimetría. También se observa que ninguna de las tres relaciones de aspecto de la planta propuestas en este trabajo es superior en rigidez torsional, ya que se presentan valores de Ω dispersos para las diferentes asimetrías estructurales por rigideces.

Tabla 6.2 Valores de Ω para los modelos asimétricos en rigideces

Relación de aspecto de la planta	Excentricidad estructural	Frecuencia lateral	Periodo lateral	Frecuencia torsional	Periodo torsional	Ω
a/b = 0.5	Un muro	5.16	1.22	4.96	1.27	0.962
	Dos muros	5.60	1.12	5.07	1.24	0.899
	Tres muros	6.92	0.91	5.11	1.23	0.738
a/b = 1.0	Un muro	5.59	1.12	5.21	1.21	0.932
	Dos muros	6.37	0.99	5.37	1.17	0.849
	Trés muros	8.11	0.78	5.42	1.16	0.668
a/b =2.0	Un muro	5.66	1.11	4.96	1.27	0.875
	Dos muros	6.08	1.03	5.03	1.24	0.827
	Tres muros	6.53	0.96	5.11	1.23	0.781



Modelo 11

Figura 6.13 . Relación $h/b = 0.5$, asimétrico en rigideces con un muro de orilla (M11), sismo aplicado en el centro de masas.

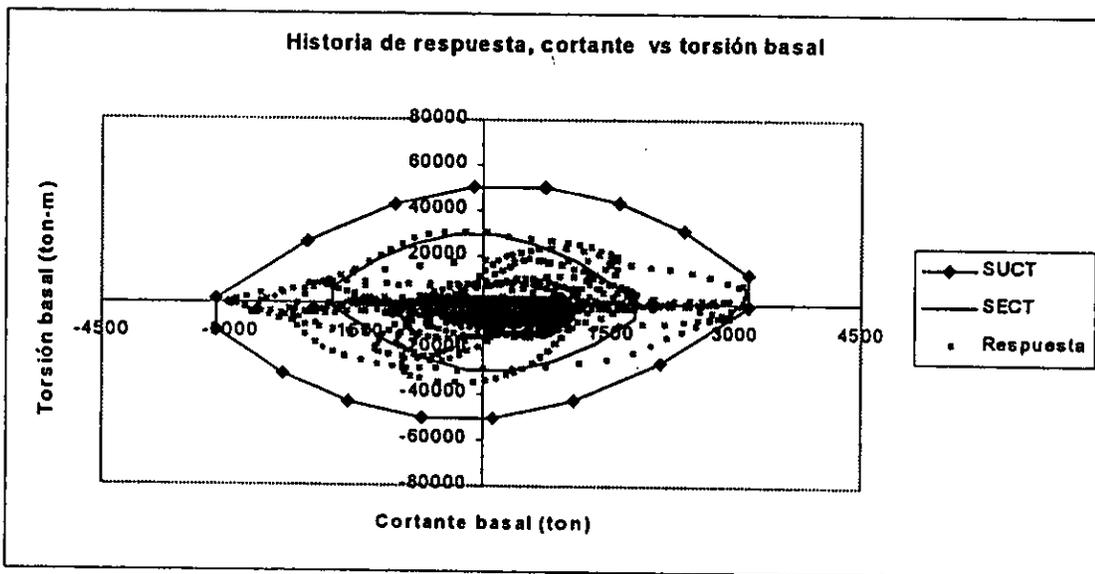
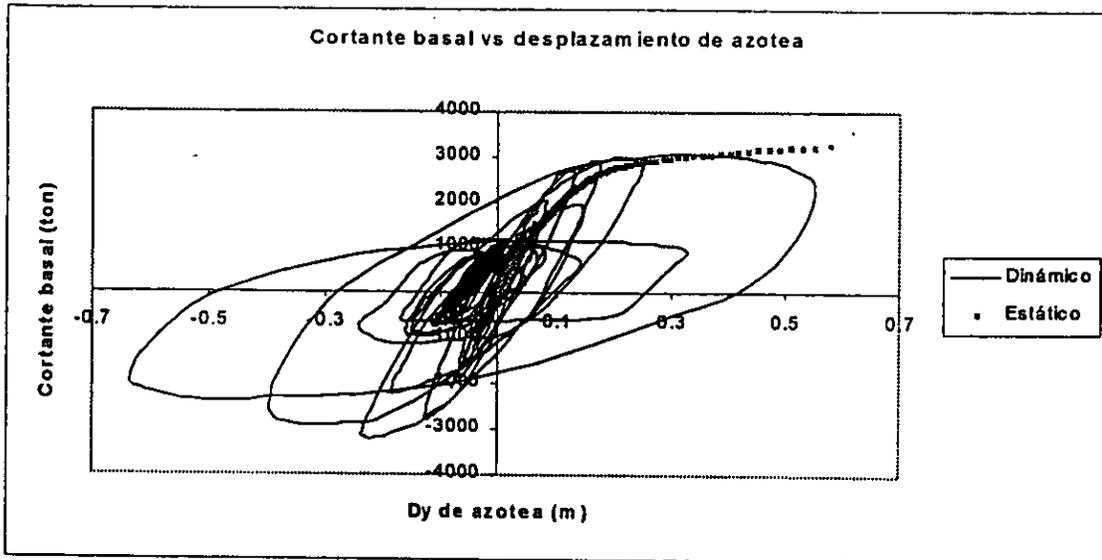


Figura 6.14 Relación $h/b = 0.5$, asimétrico en rigideces con un muro de orilla (M11), sismo aplicado a $+0.1b$.

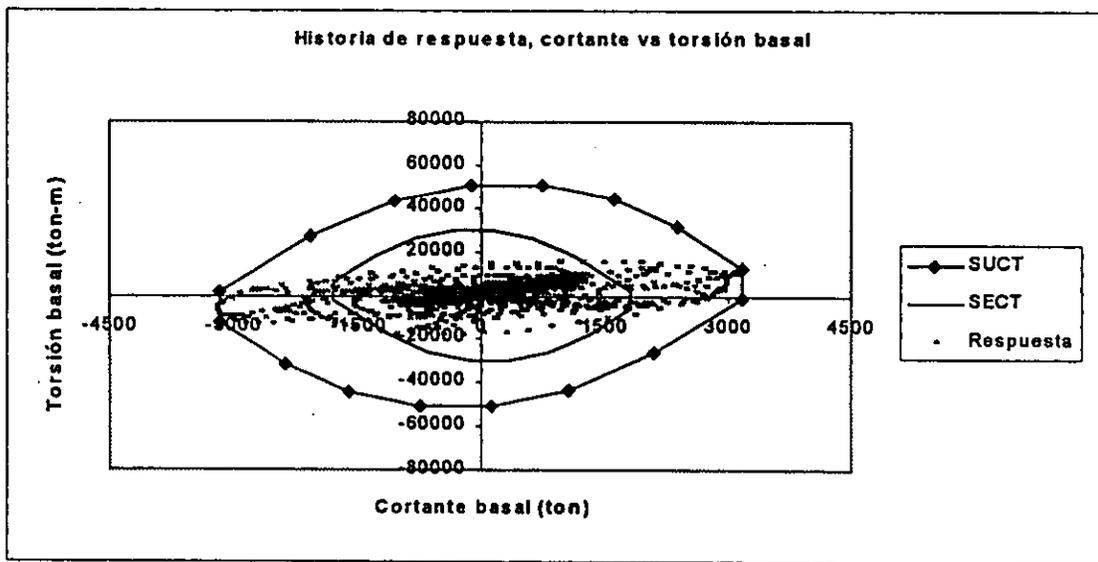
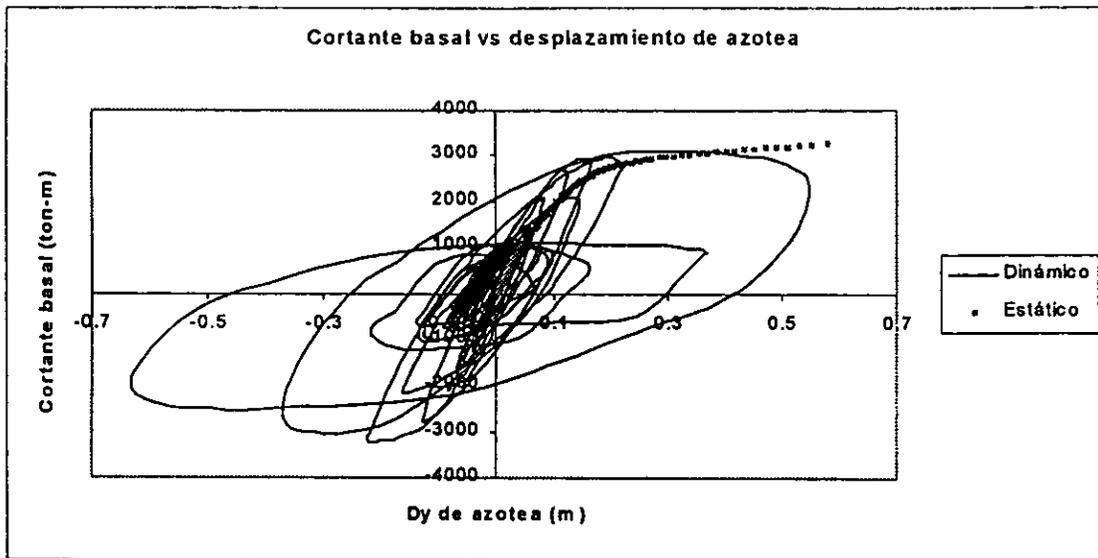
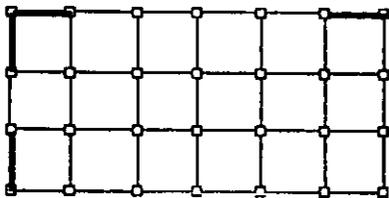
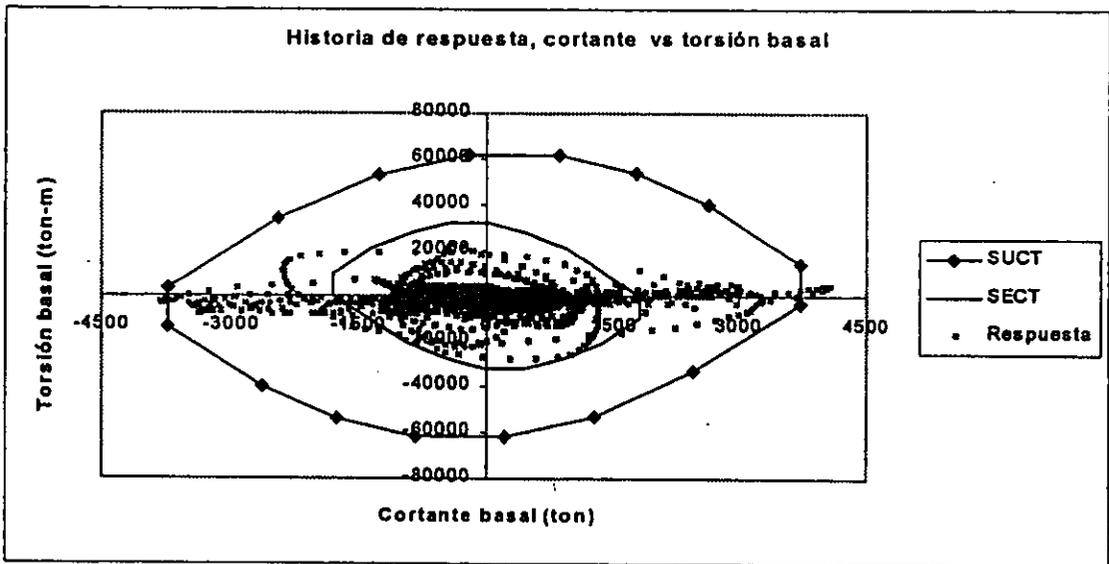
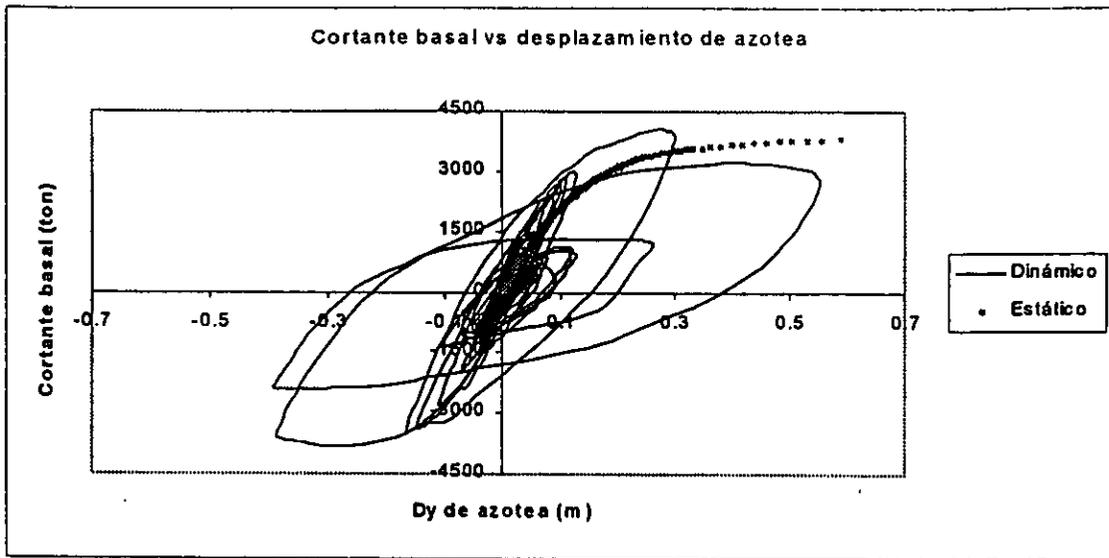


Figura 6.15. Relación $h/b = 0.5$, asimétrico en rigideces con un muro de orilla (M11), sismo aplicado a $-0.1b$.



Modelo 12

Figura 6.16. Relación $h/b = 0.5$, asimétrico en rigideces con dos muros de orilla (M12), sismo en el centro de masas.

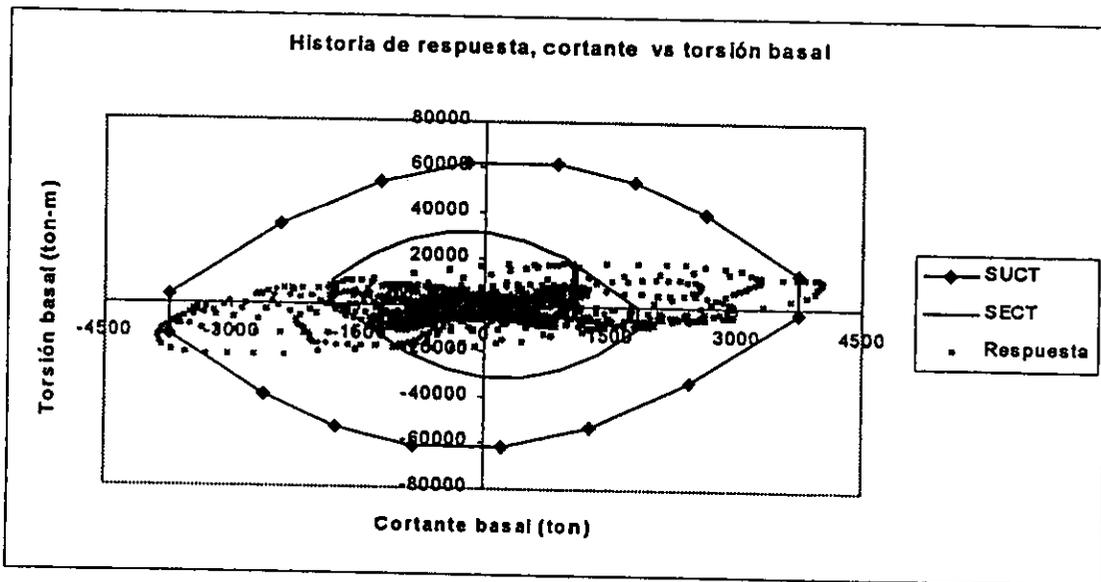
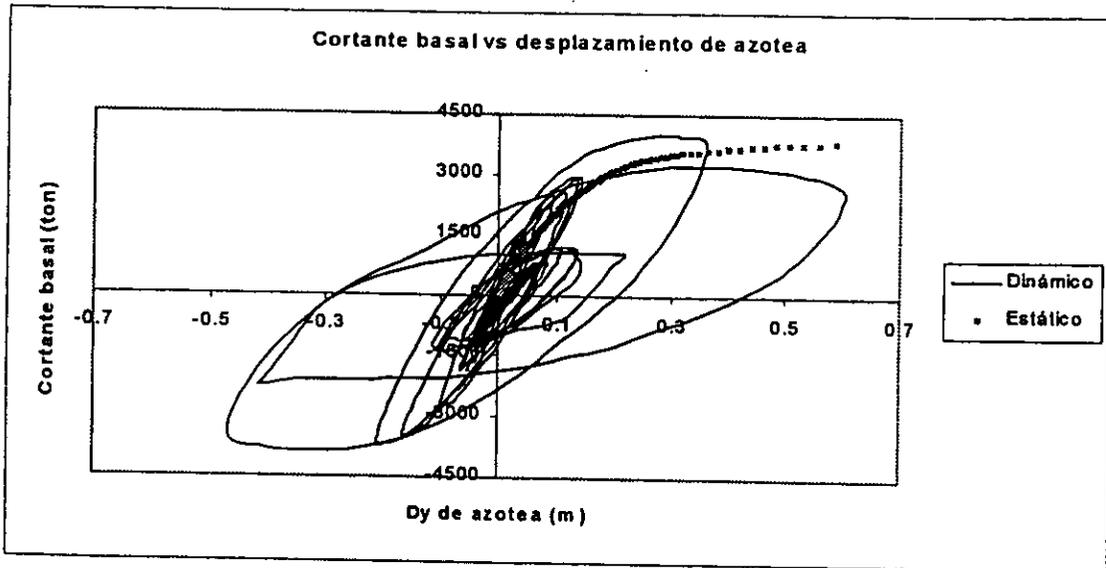


Figura 6.17 Relación $h/b = 0.5$, asimétrico en rigideces con dos muros de orilla (M12), sismo aplicado a $+0.1b$.

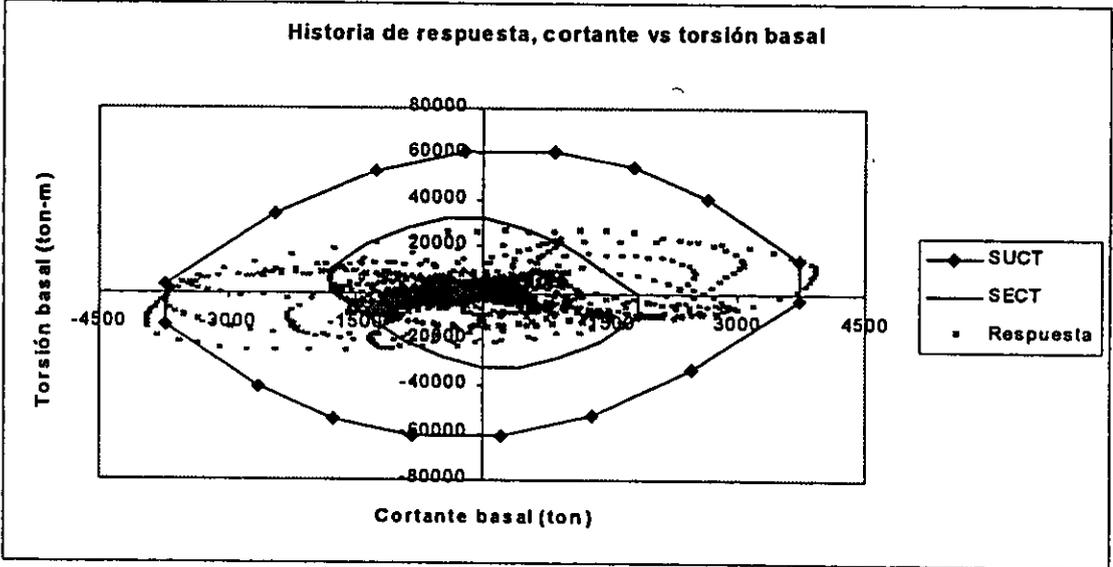
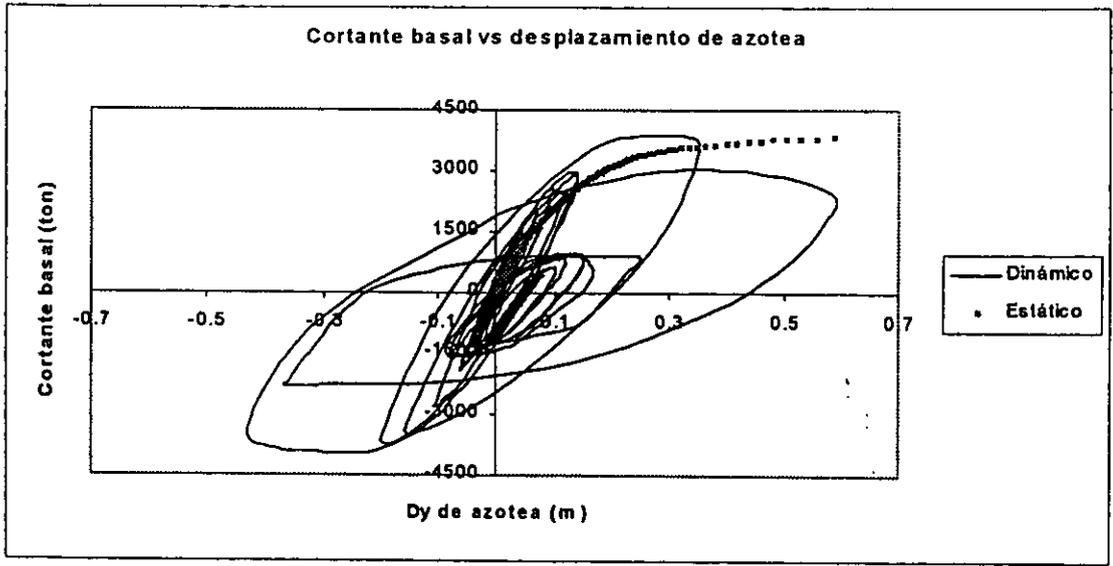
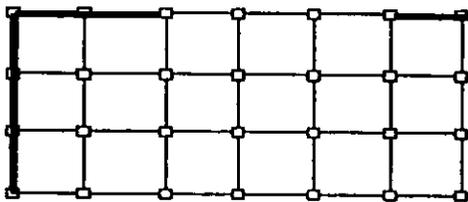
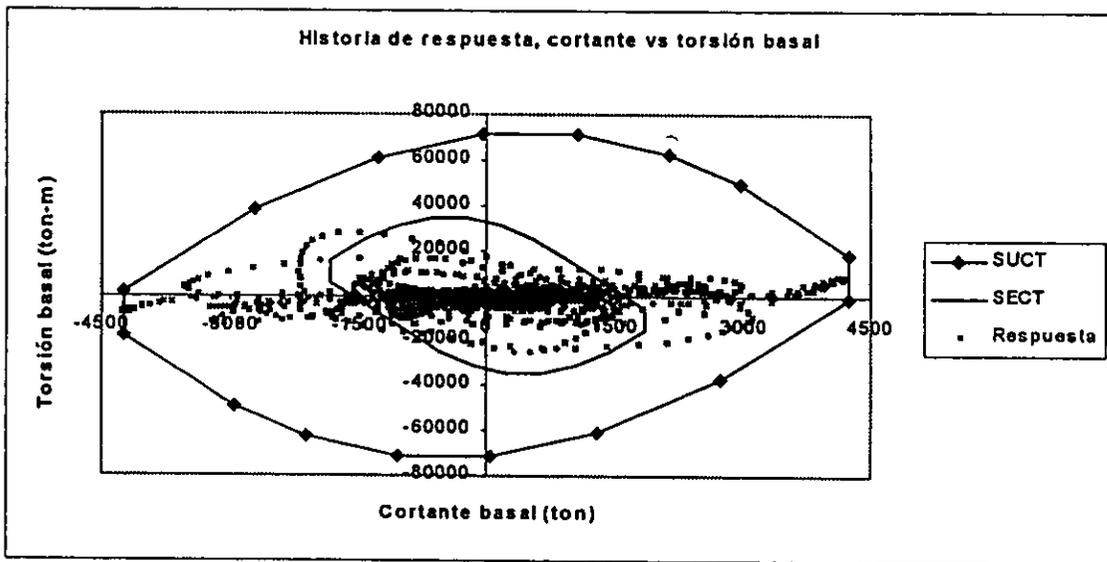
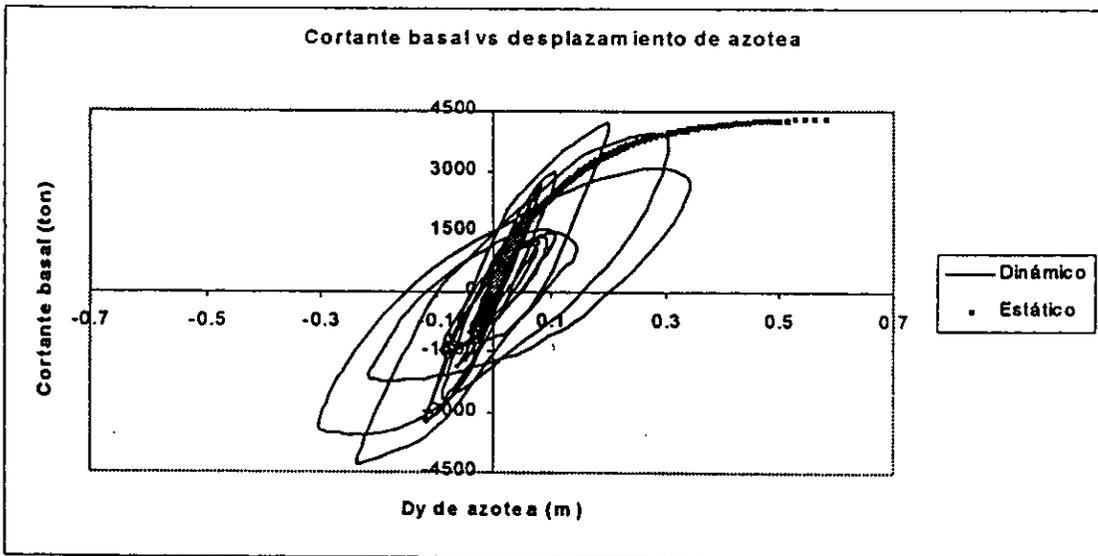


Figura 6.18 Relación $h/b = 0.5$, asimétrico en rigideces con dos muros de orilla (M12), sismo aplicado a $-0.1b$.



Modelo 13

Figura 6.19. Relación $h/b = 0.5$, asimétrico en rigideces con tres muros de orilla (M13), sismo aplicado en el centro de masas.

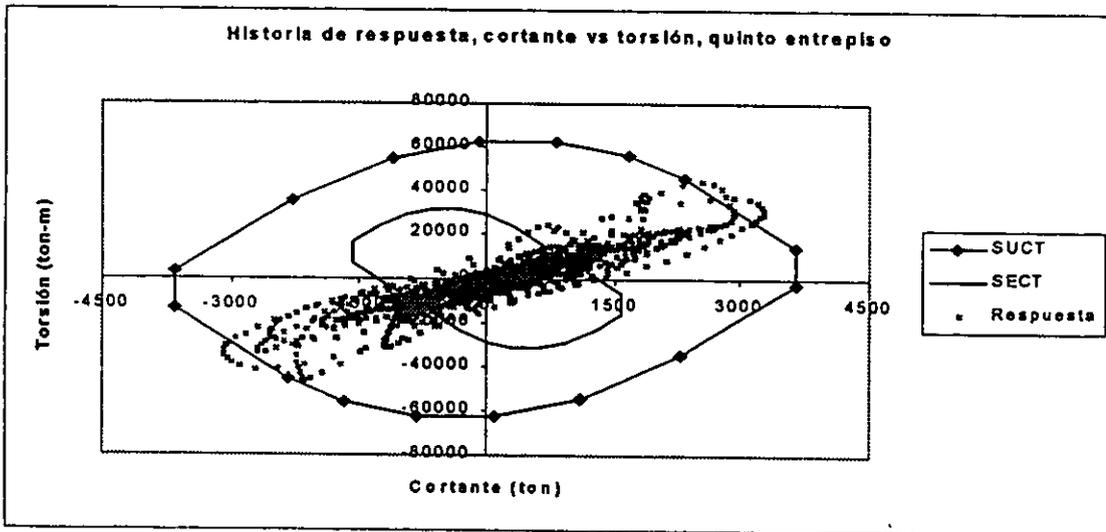
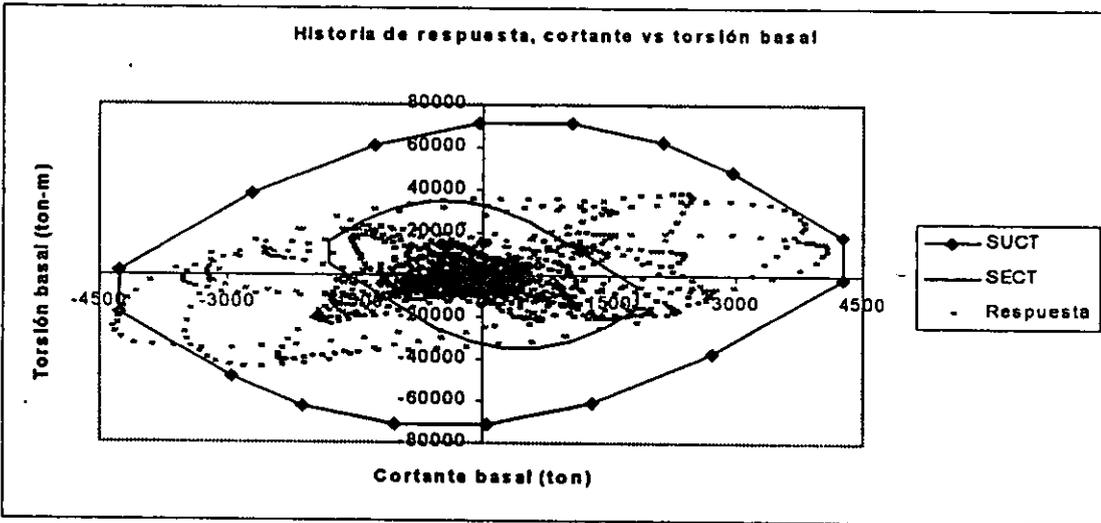
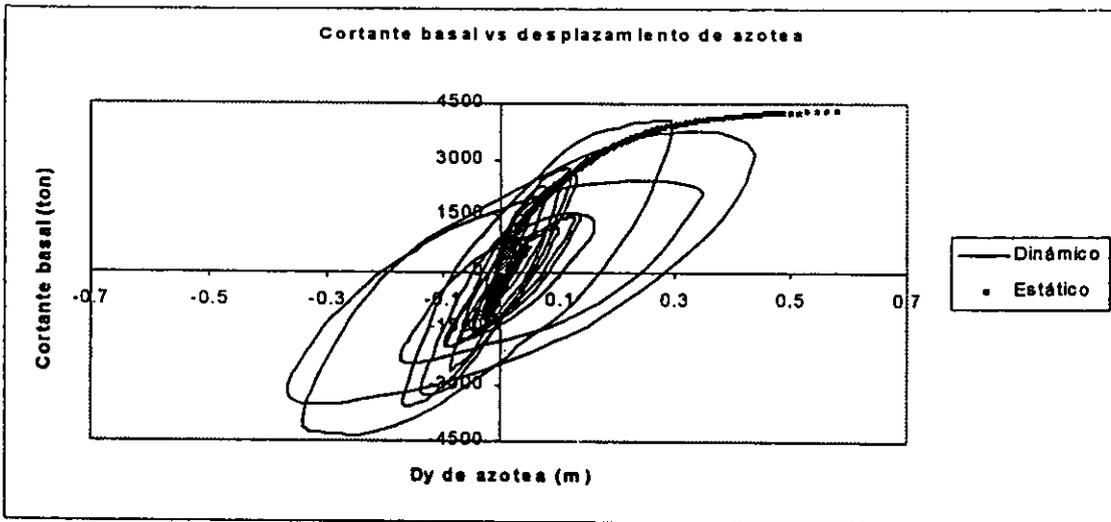


Figura 6.20. Relación $h/b = 0.5$, asimétrico en rigideces con tres muros de orilla (M13), sismo aplicado a $-0.1b$.

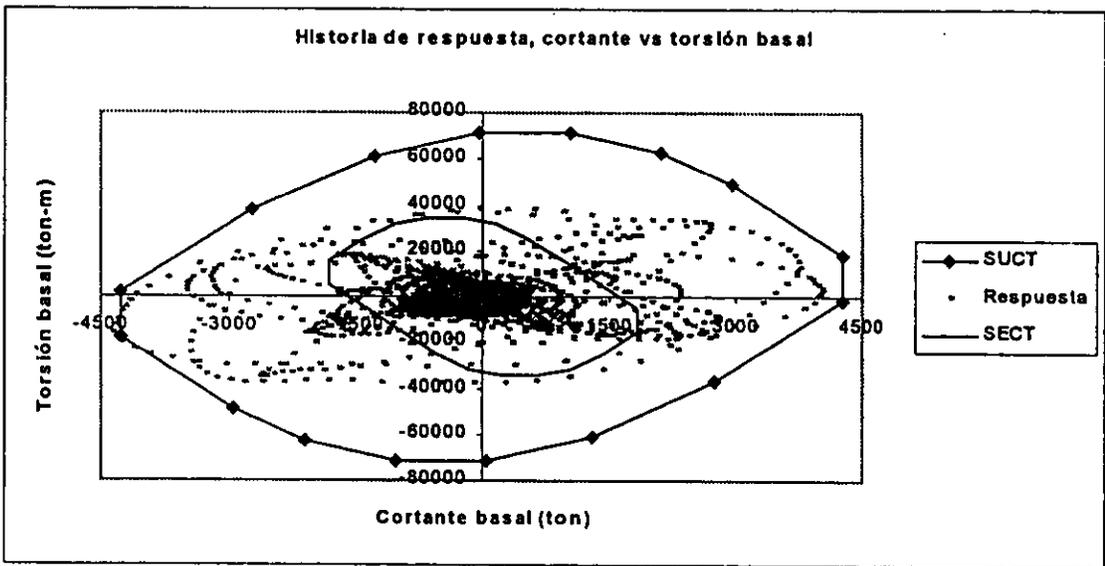
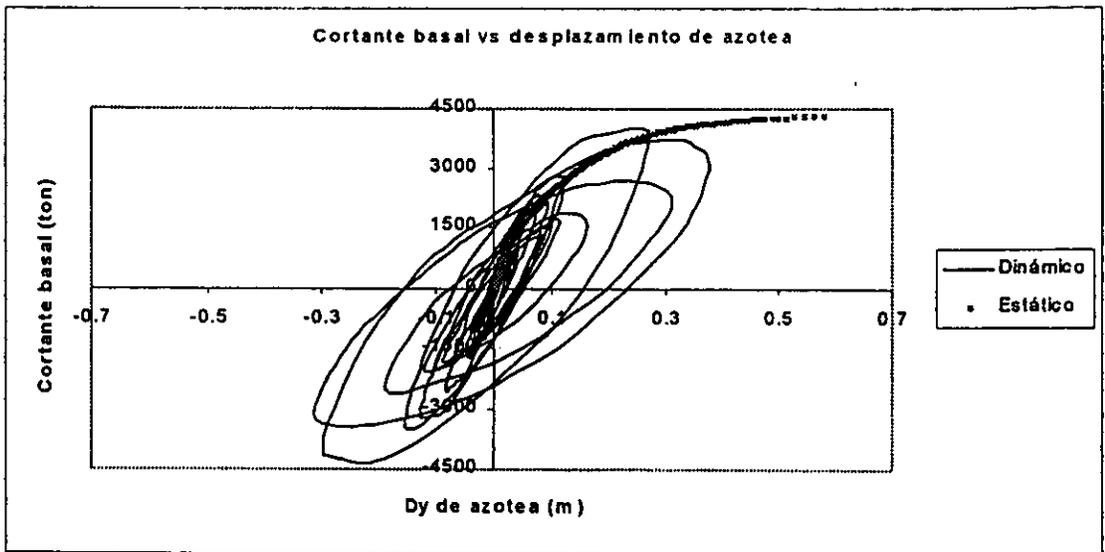
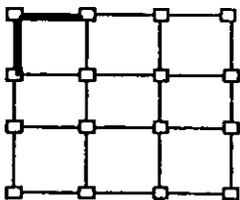
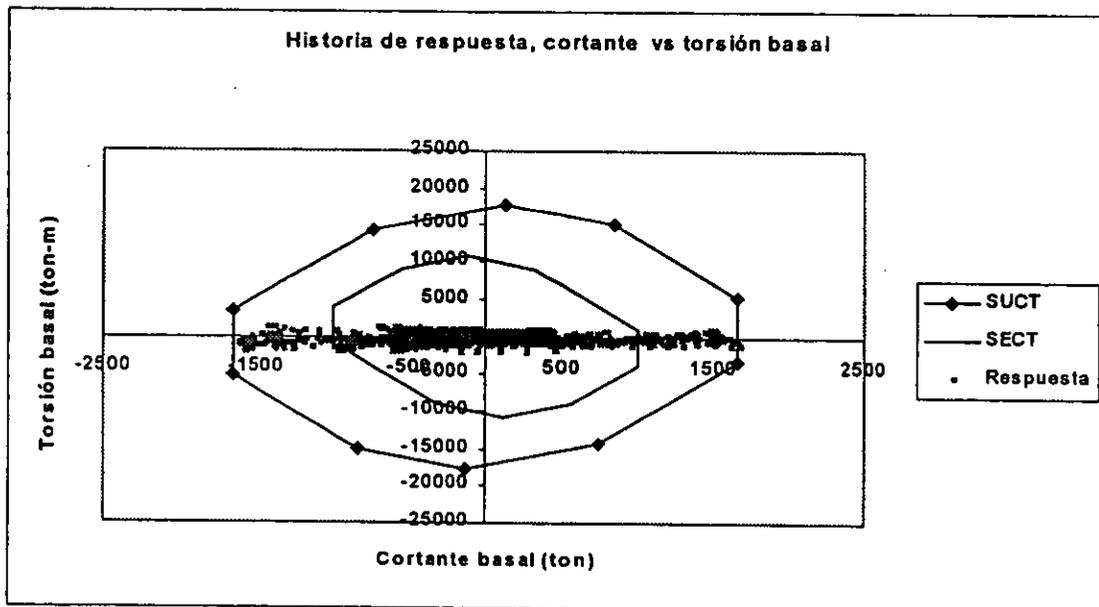
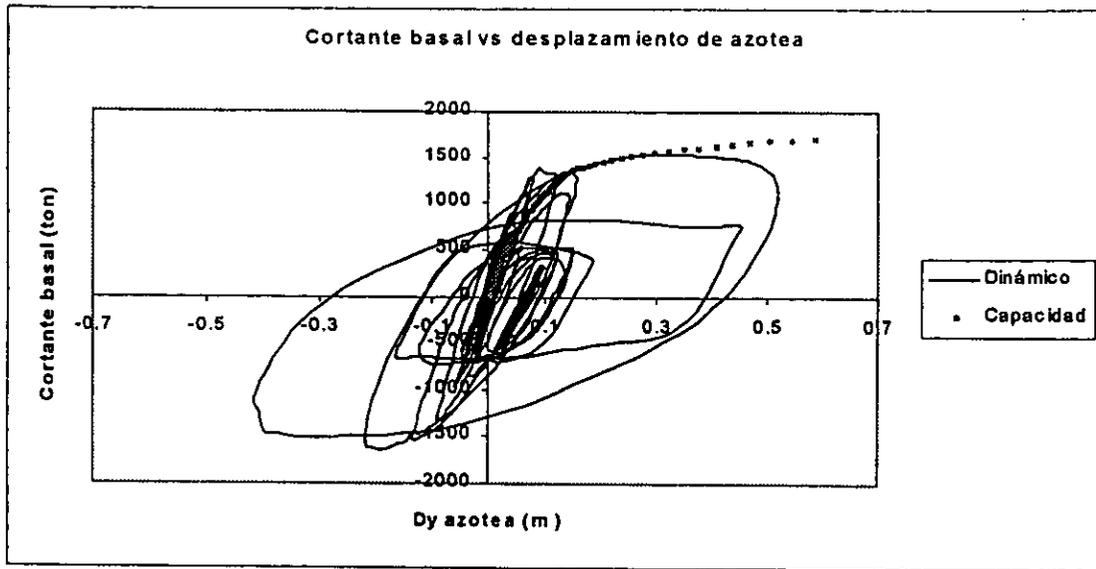


Figura 6.21 . Relación $h/b = 0.5$, asimétrico en rigideces con tres muros de orilla (M13), sismo aplicado a $-0.1b$.



Modelo 21

Figura 6.22 . Relación $h/b = 1.0$, asimétrico en rigideces con un muro de orilla (M21), sismo aplicado en el centro de masas.

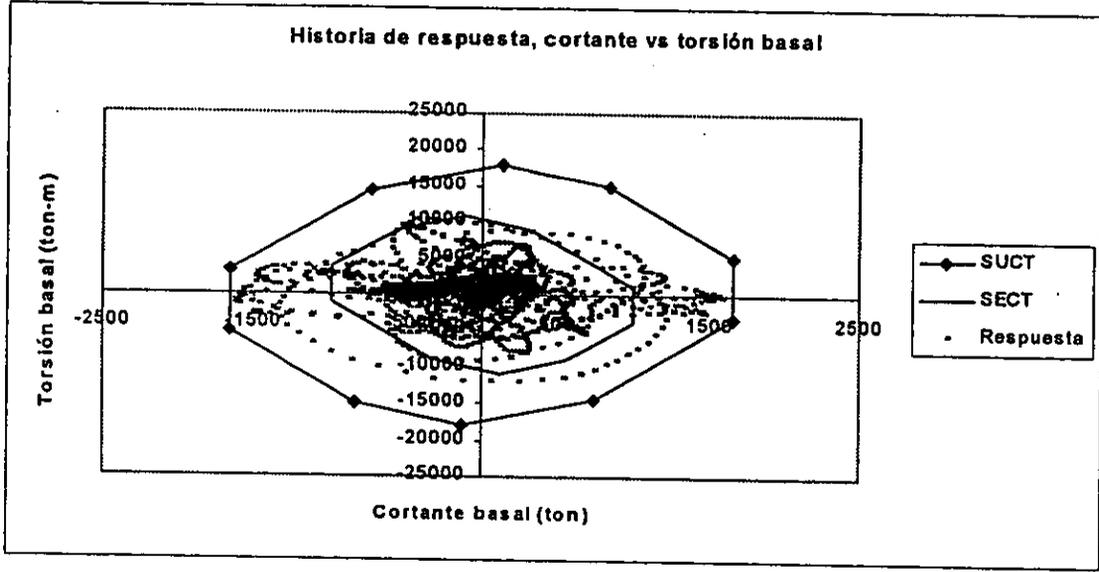
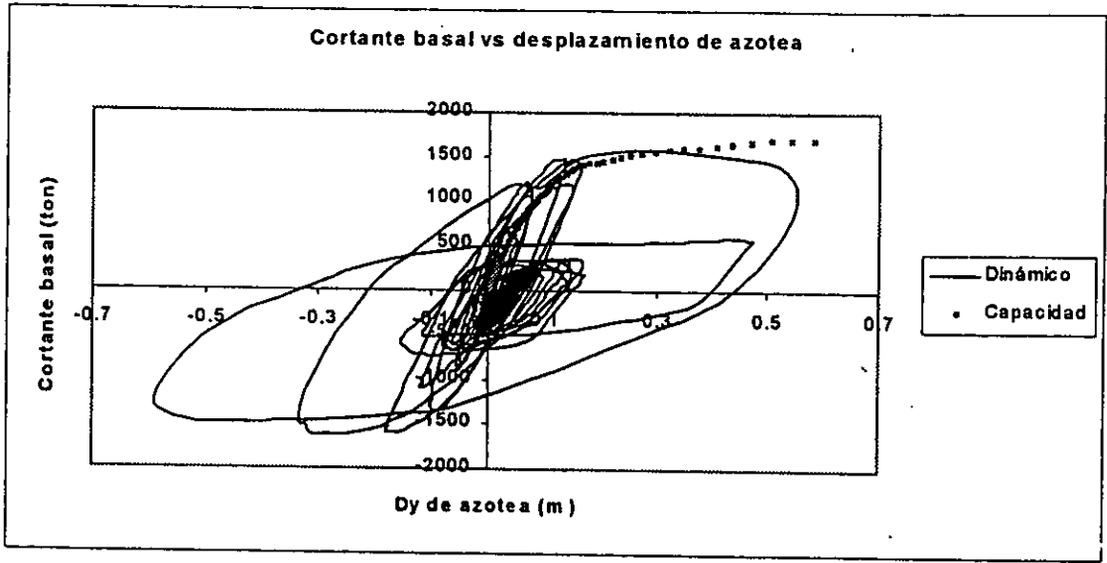


Figura 6 . 23 . Relación $h/b = 1.0$, asimétrico en rigideces con un muro de orilla (M21), sismo aplicado a $+0.1b$.

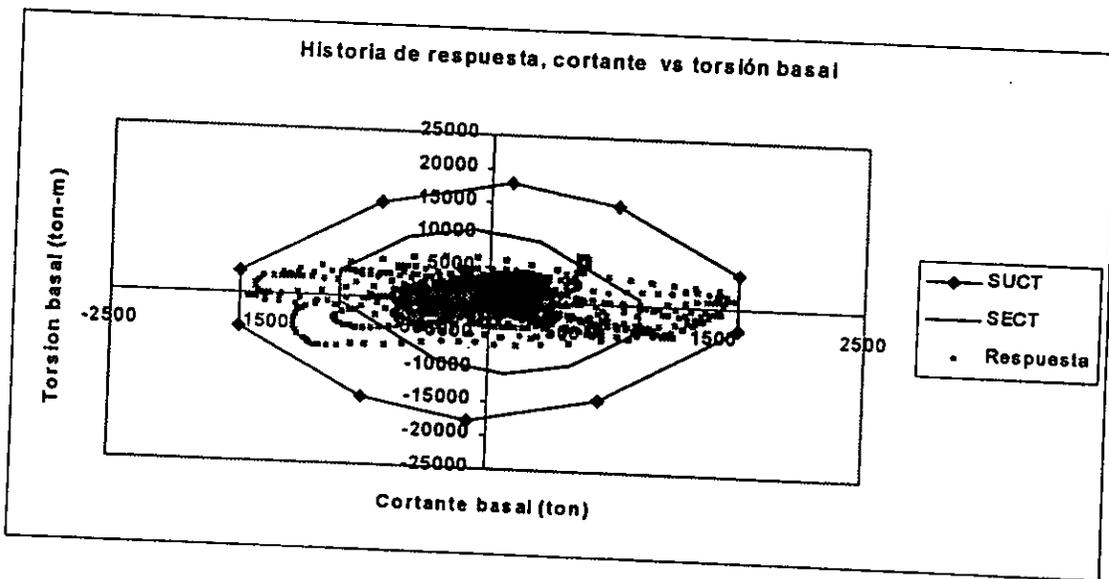
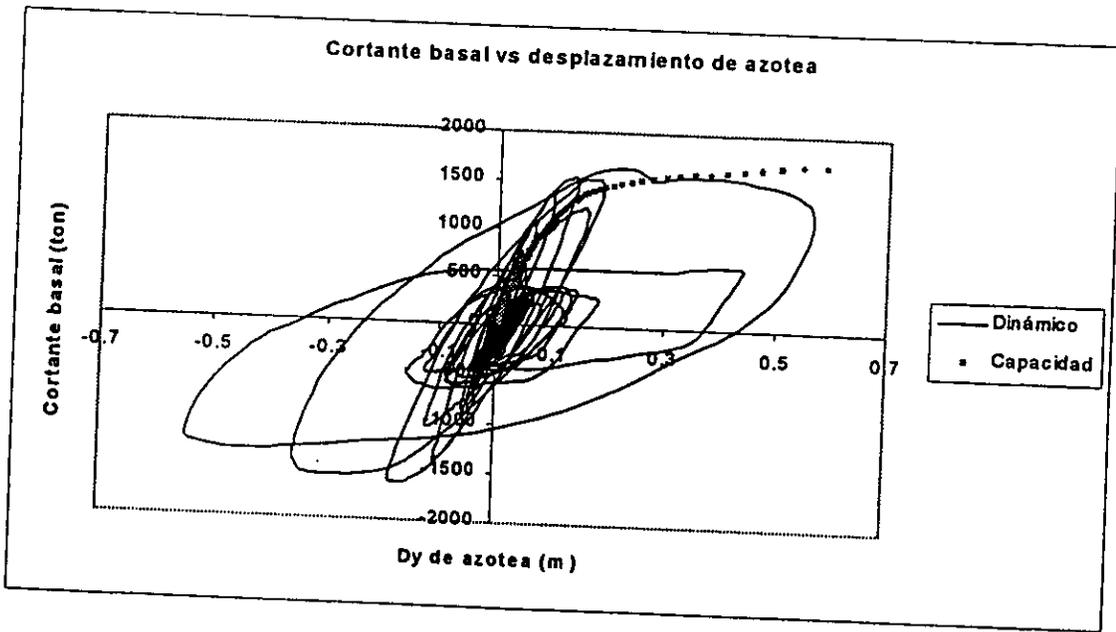
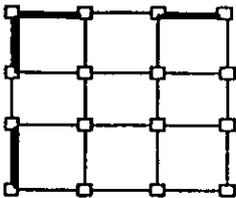
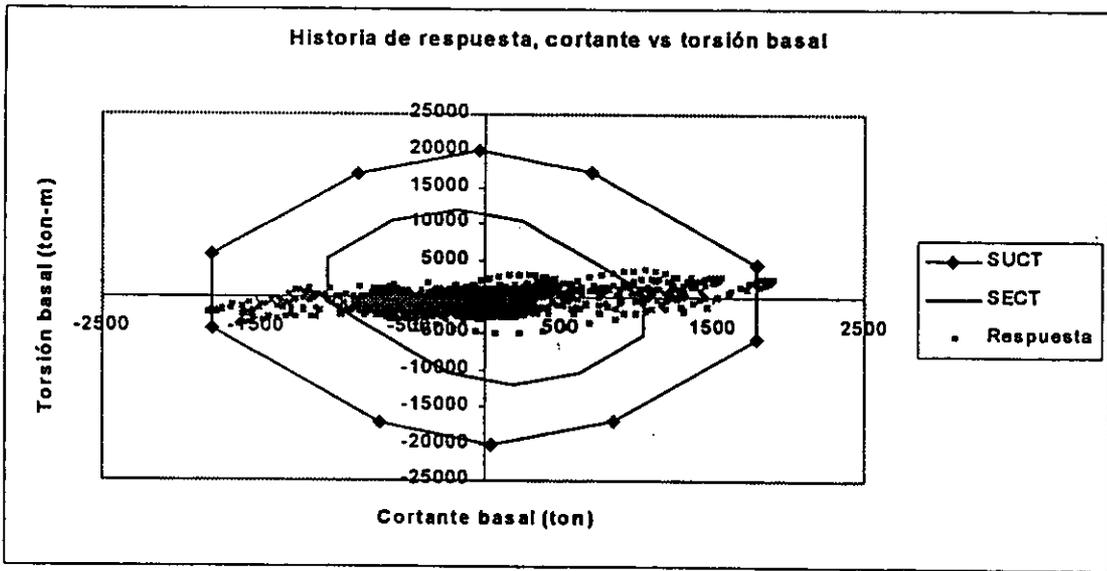
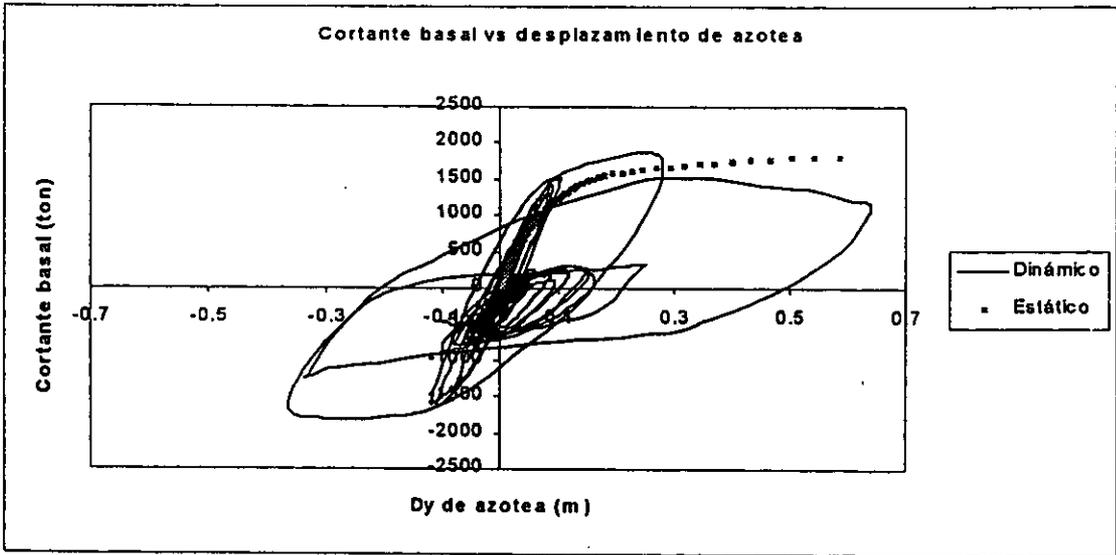


Figura 6.24 . Relación $h/b = 1.0$, asimétrico en rigideces con un muro de orilla (M21), sismo aplicado a $-0.1b$.



Modelo 22

ESTA TESIS NO SE
DE LA BIBLIOTECA

Figura 6.25. Relación $h/b = 1.0$, asimétrico en rigideces con dos muros de orilla (M22), sismo aplicado en el centro de masas.

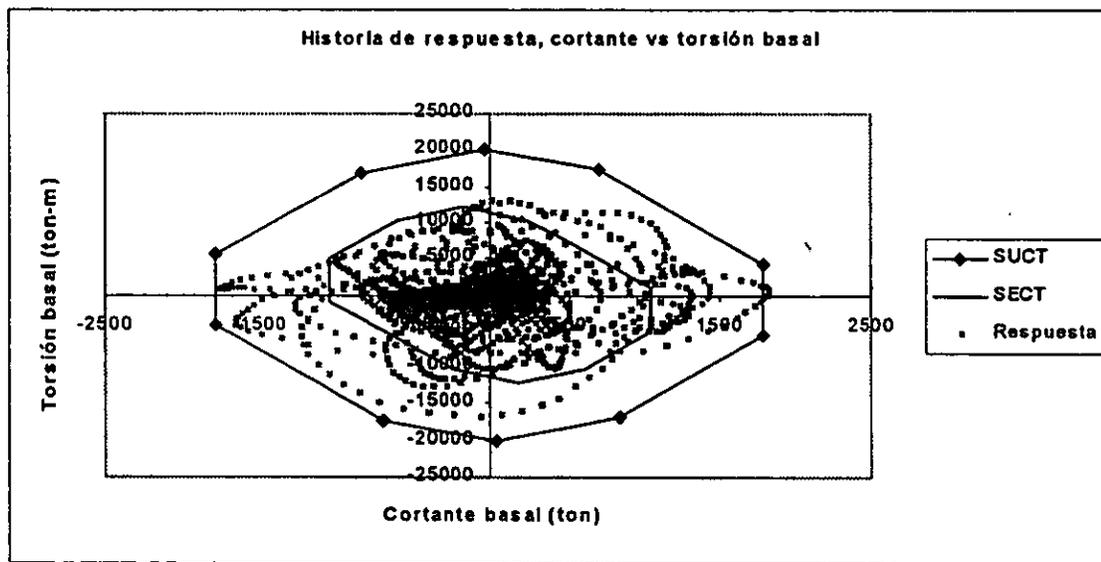
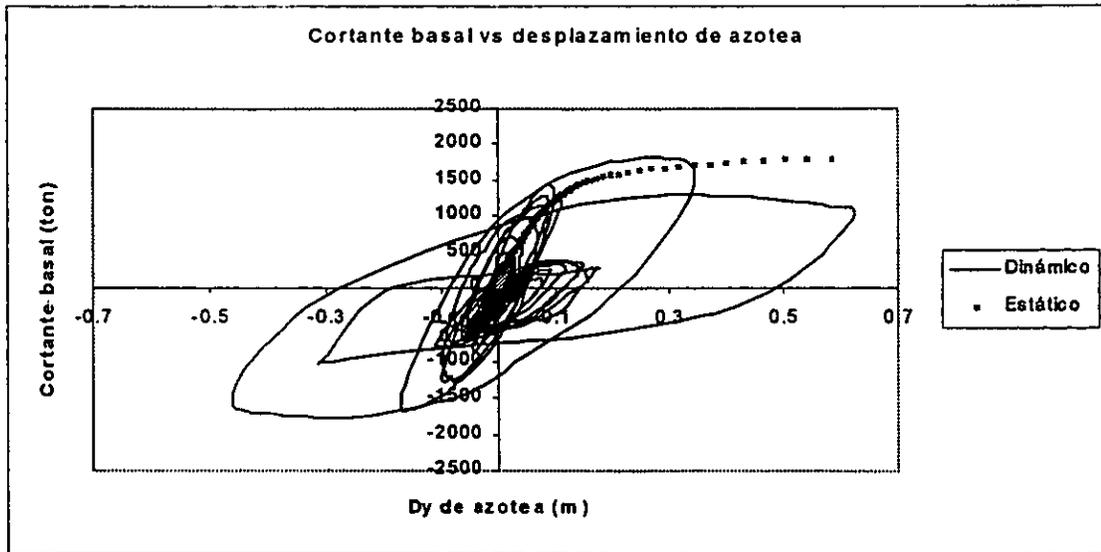


Figura 6.26. Relación $h/b = 1.0$, asimétrico en rigideces con dos muros de orilla (M22), sismo aplicado a +0.1b.

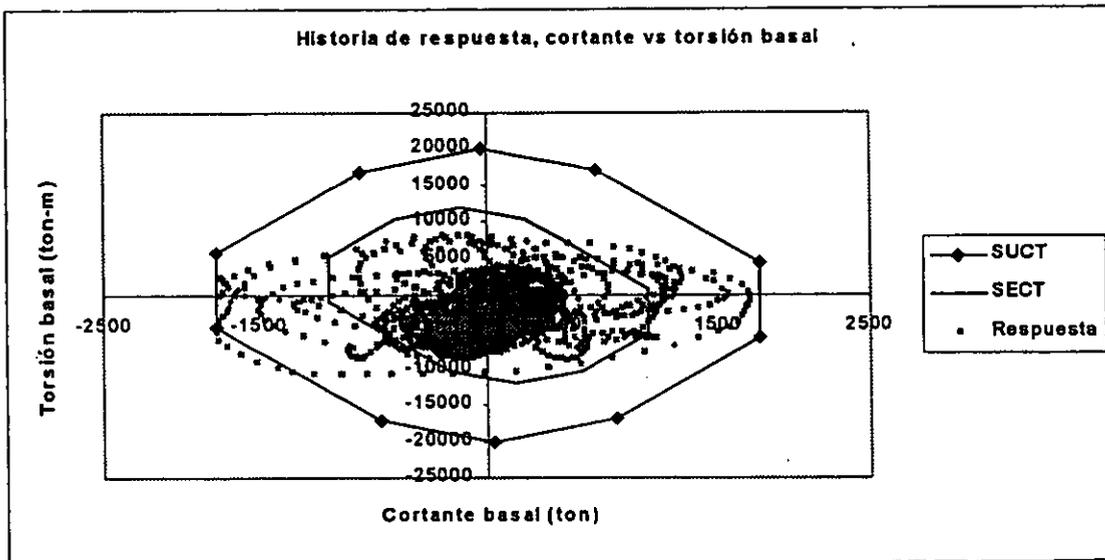
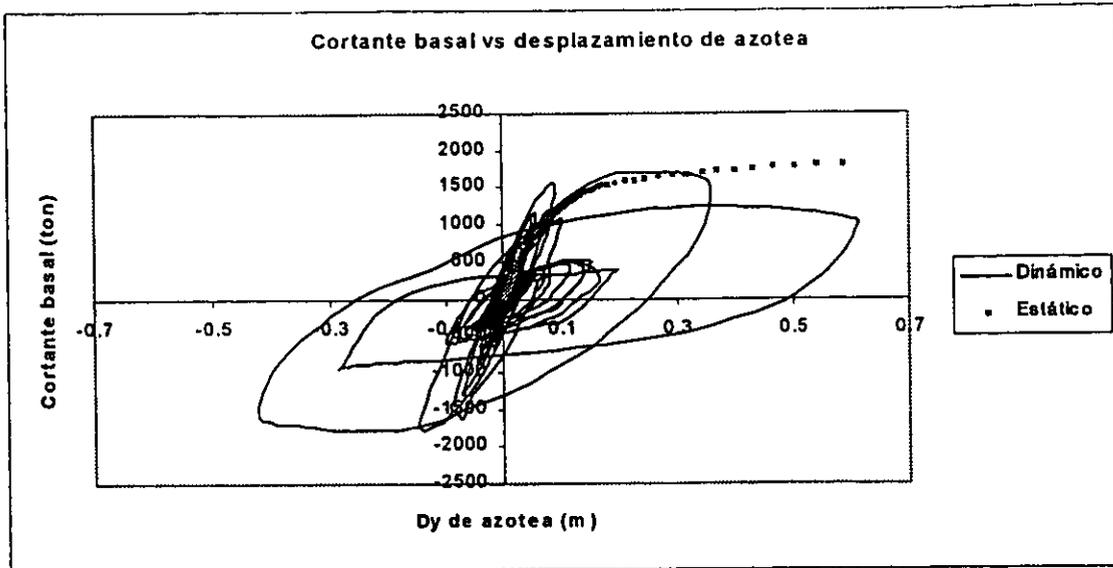
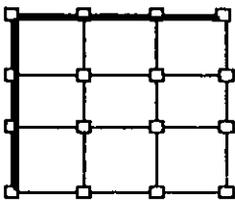
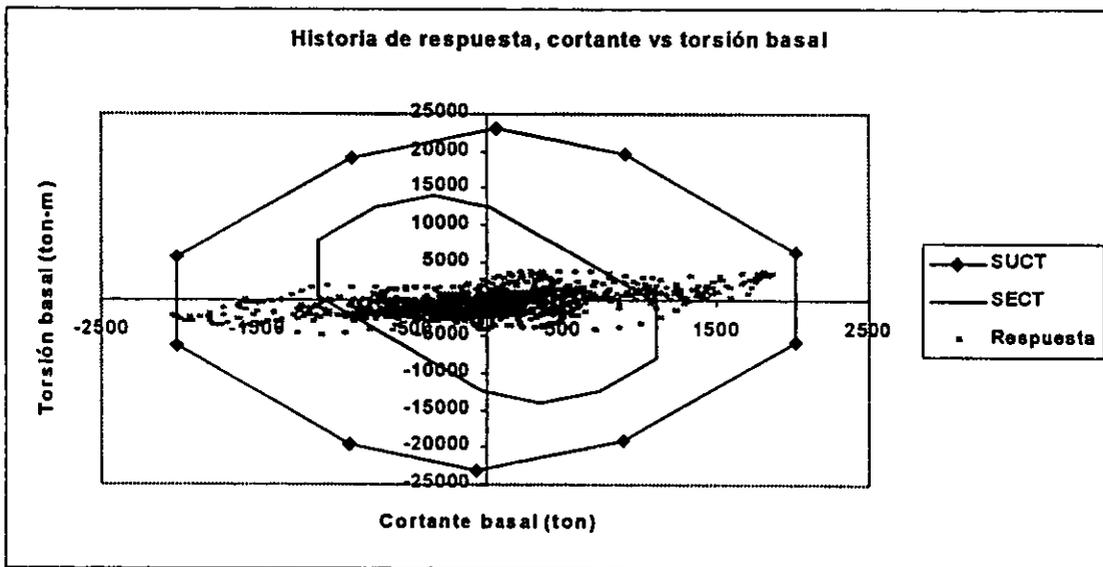
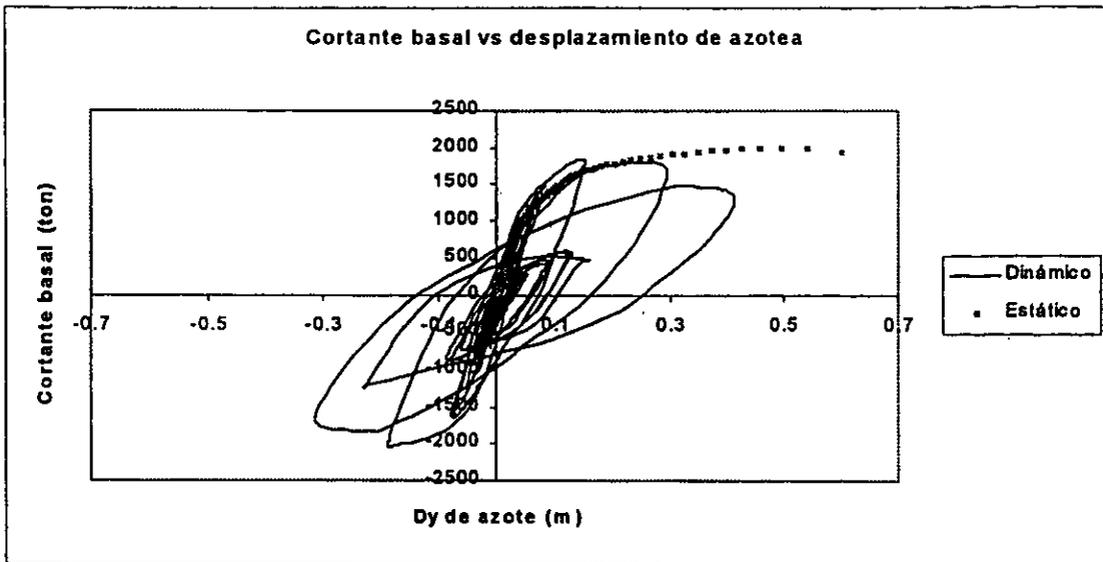


Figura 6.27 . Relación $h/b = 1.0$, asimétrico en rigideces con dos muros de orilla (M22), sismo aplicado a $-0.1b$.



Modelo 23

Figura 6.28. Relación $h/b = 1.0$, asimétrico en rigideces con tres muros de orilla (M23), sismo aplicado en el centro de masas.

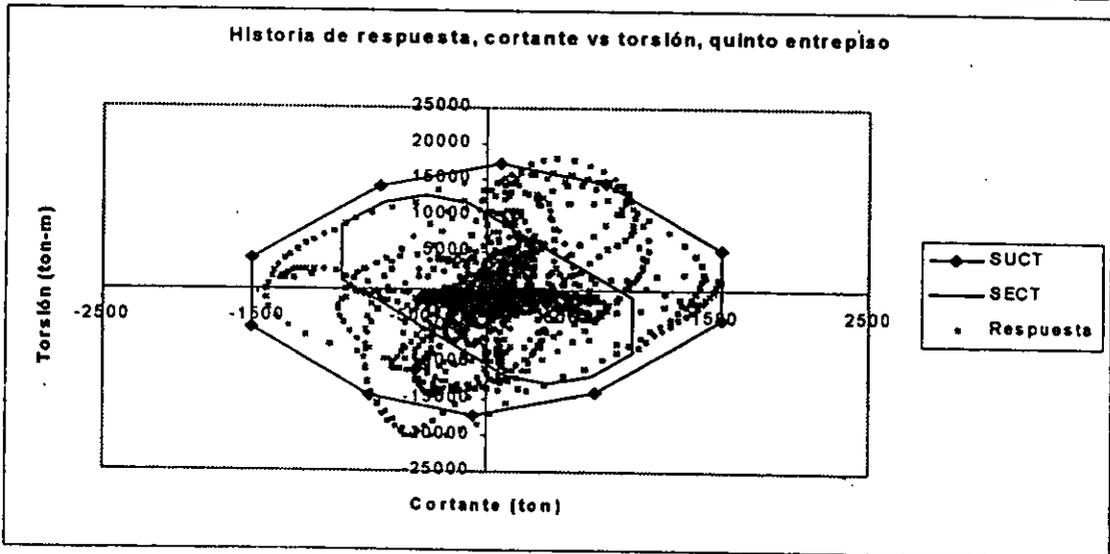
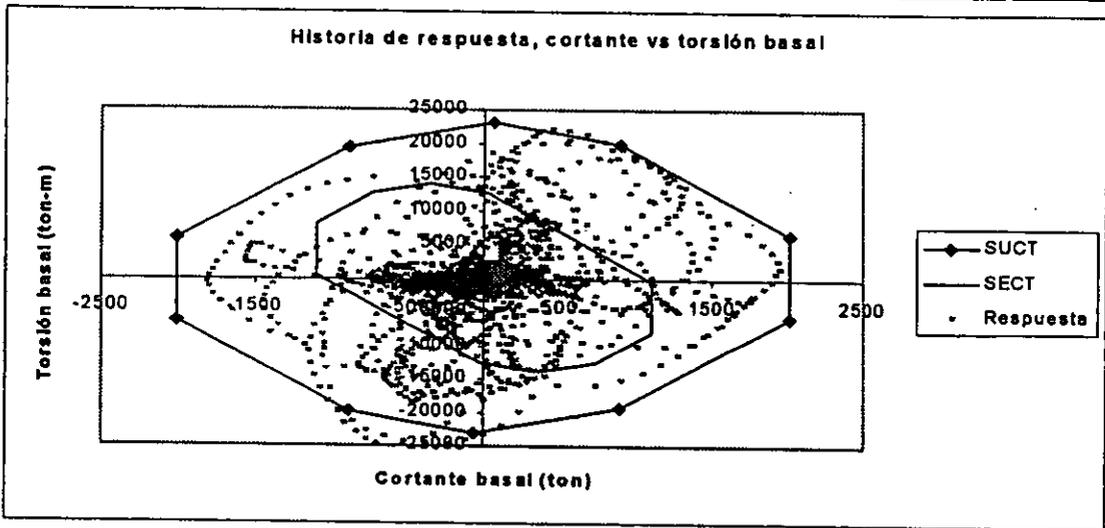
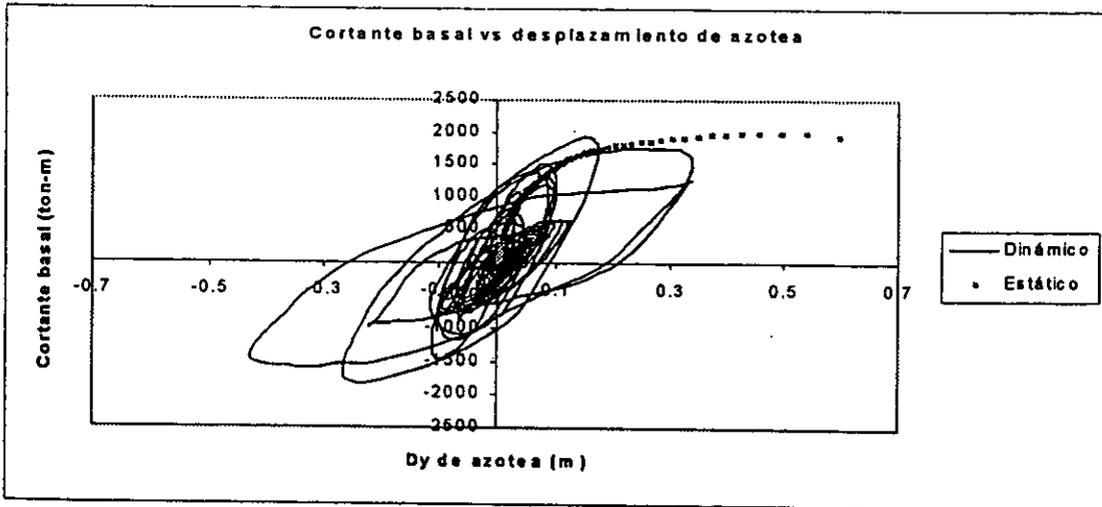


Figura 6.29 . Relación $h/b = 1.0$, asimétrico en rigideces con tres muros de orilla (M23), sismo aplicado a $+0.1b$.

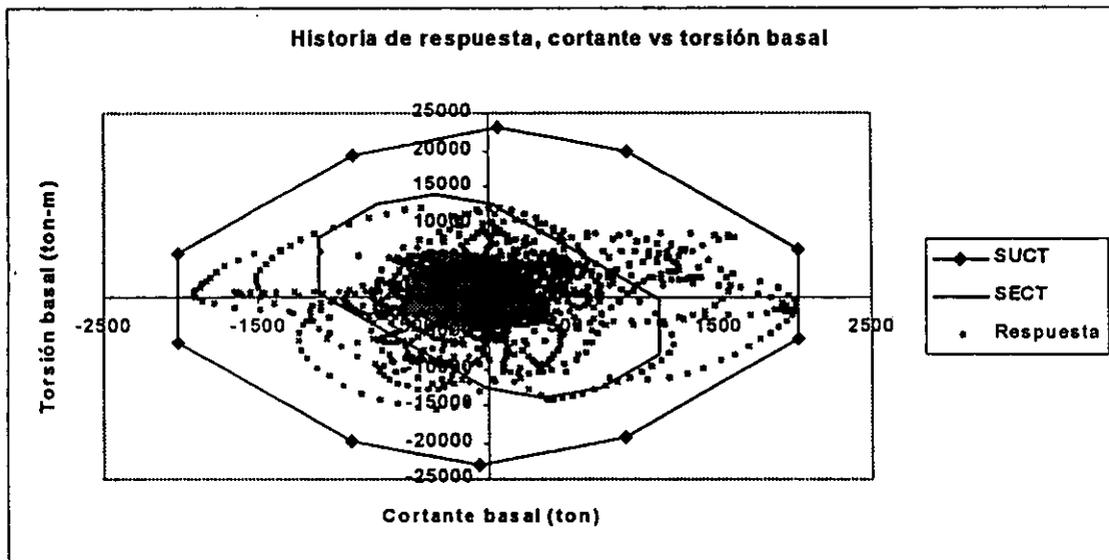
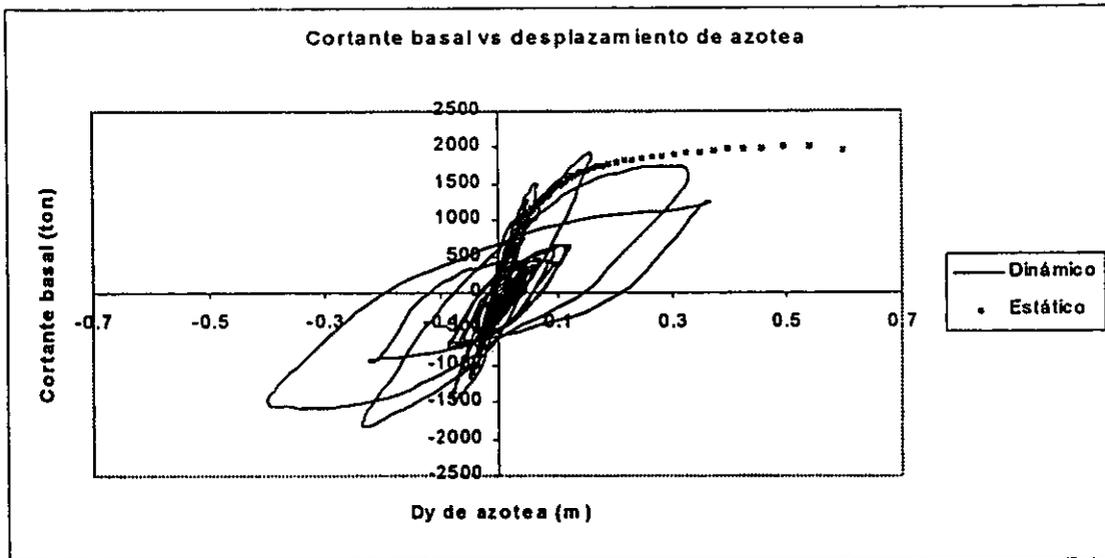
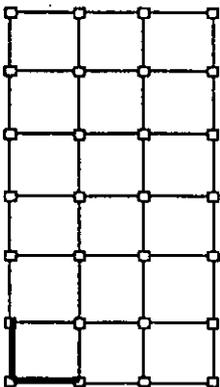
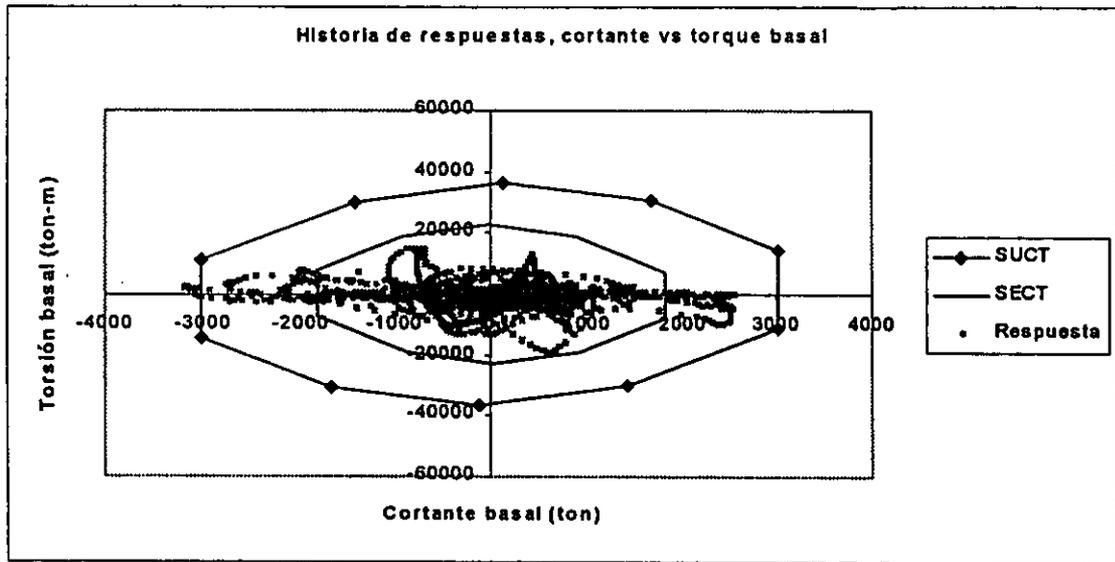
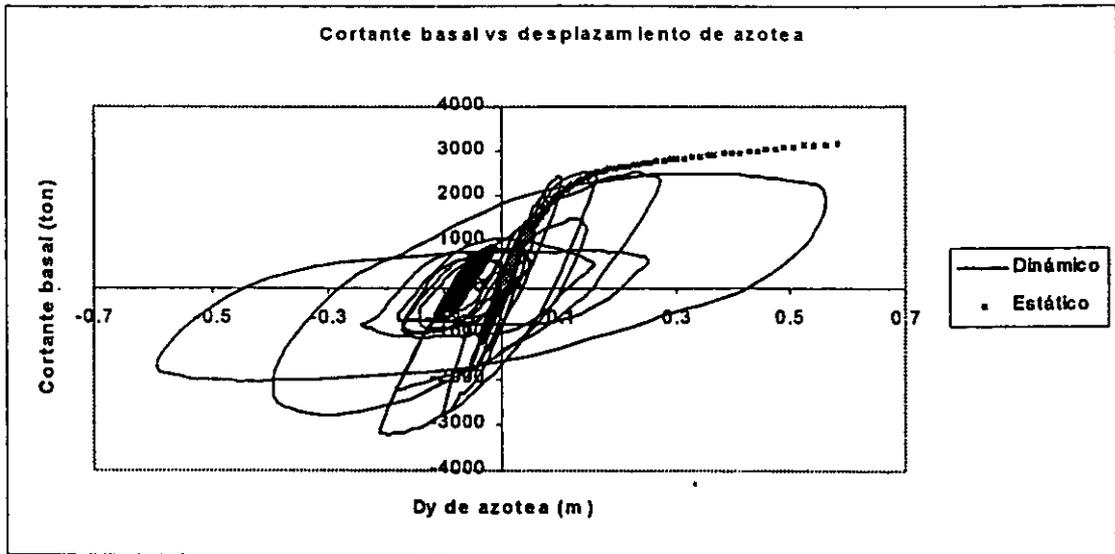


Figura 6.30. Relación $h/b = 1.0$, asimétrico en rigideces con tres muros de orilla (M23), sismo aplicado a $-0.1b$.



Modelo 31

Figura 6.31. Relación $h/b = 2.0$, asimétrico en rigideces con un muro de orilla (M31), sismo aplicado en el centro de masas.

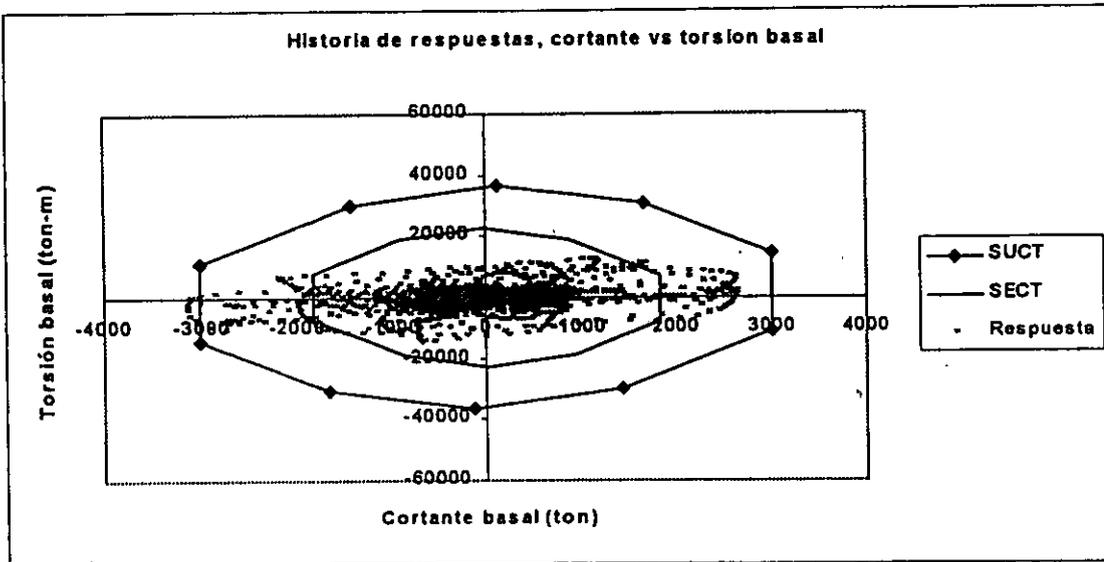
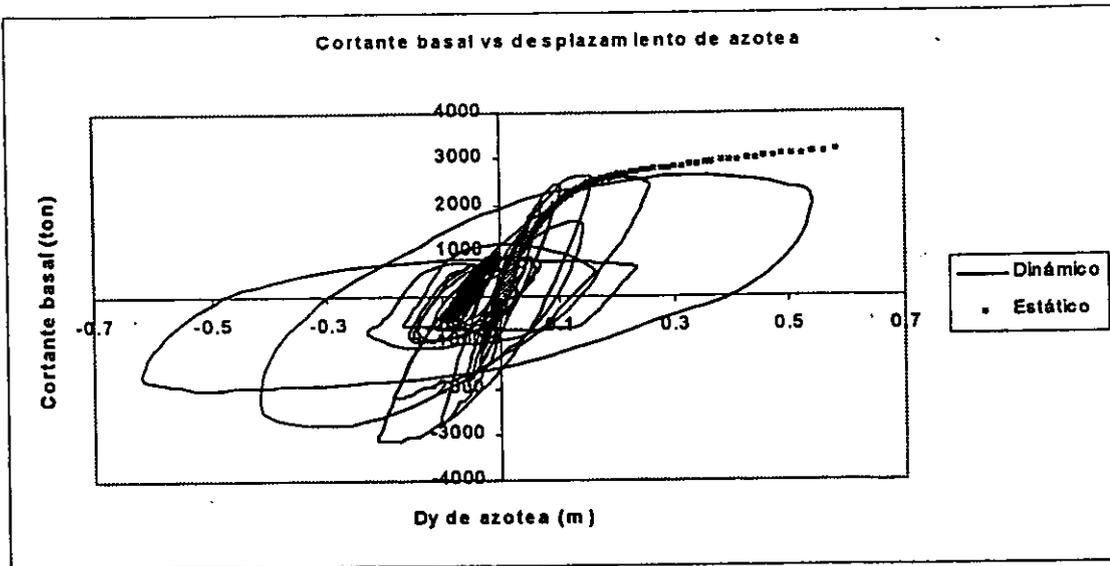


Figura 6.32. Relación $h/b = 2.0$, asimétrico en rigideces con un muro de orilla (M31), sismo aplicado a $+0.1b$.

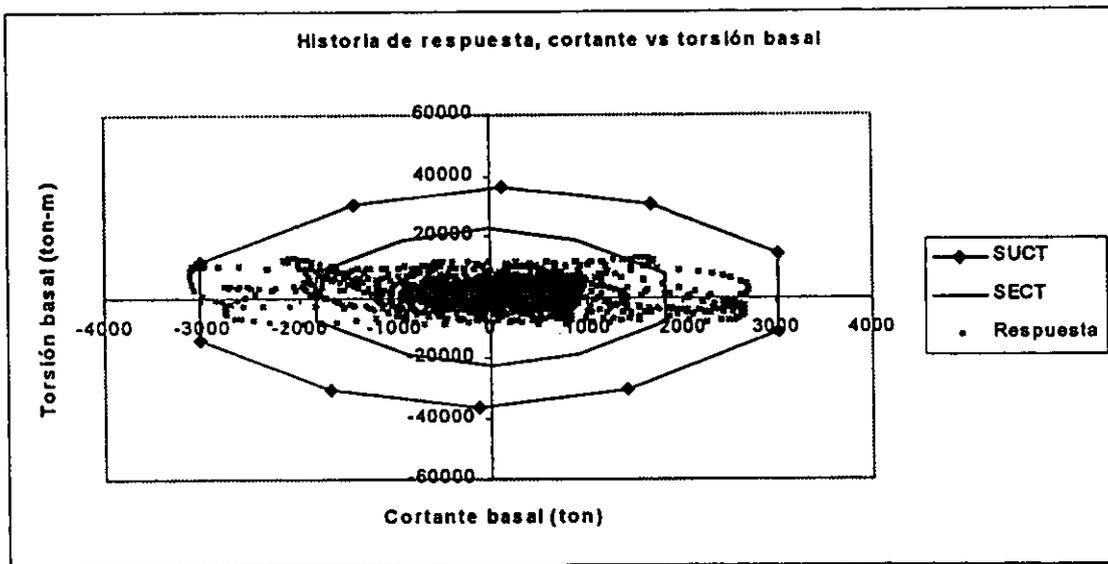
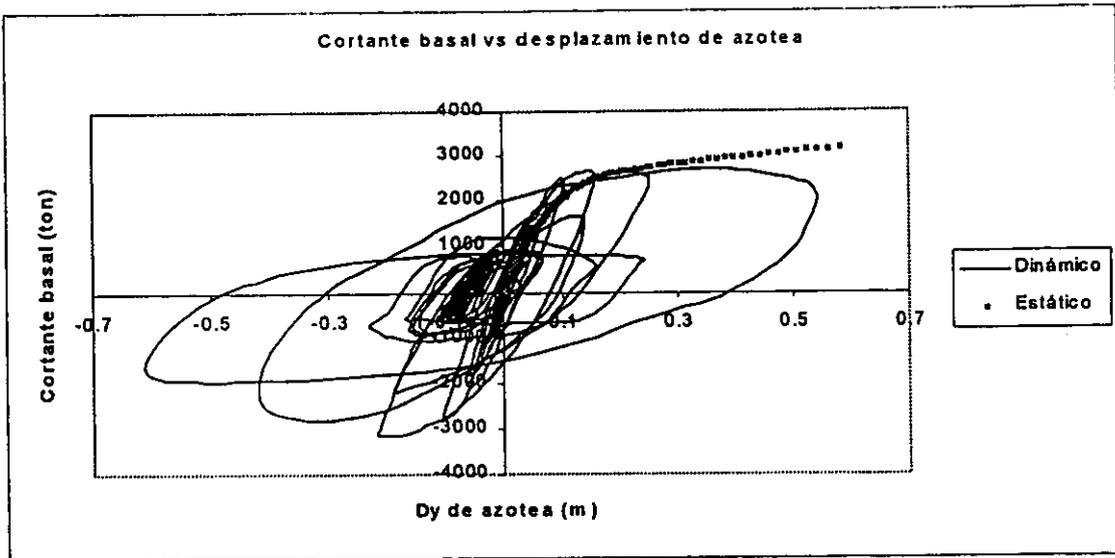
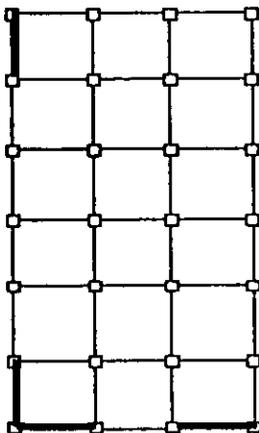
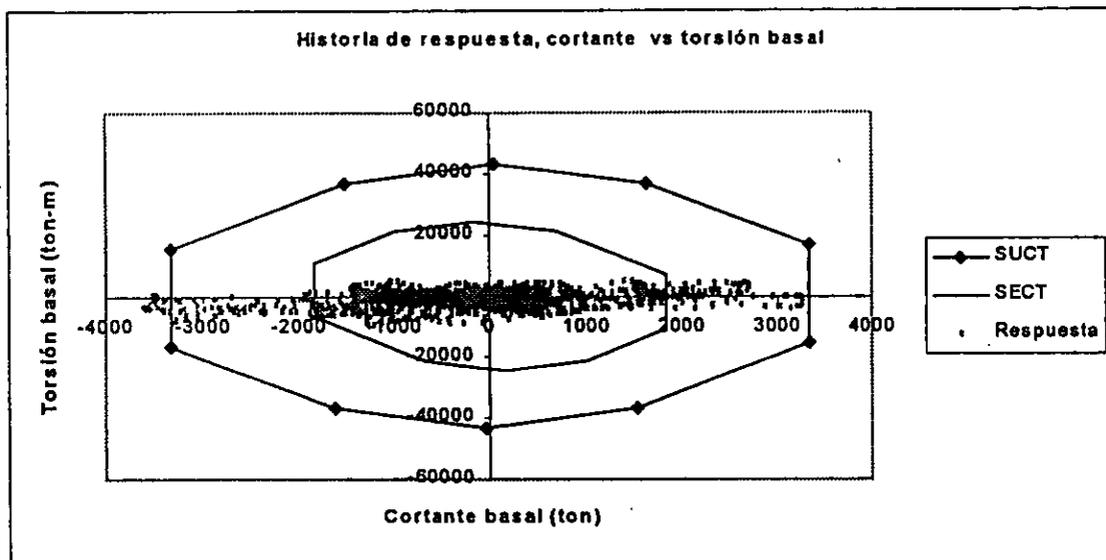
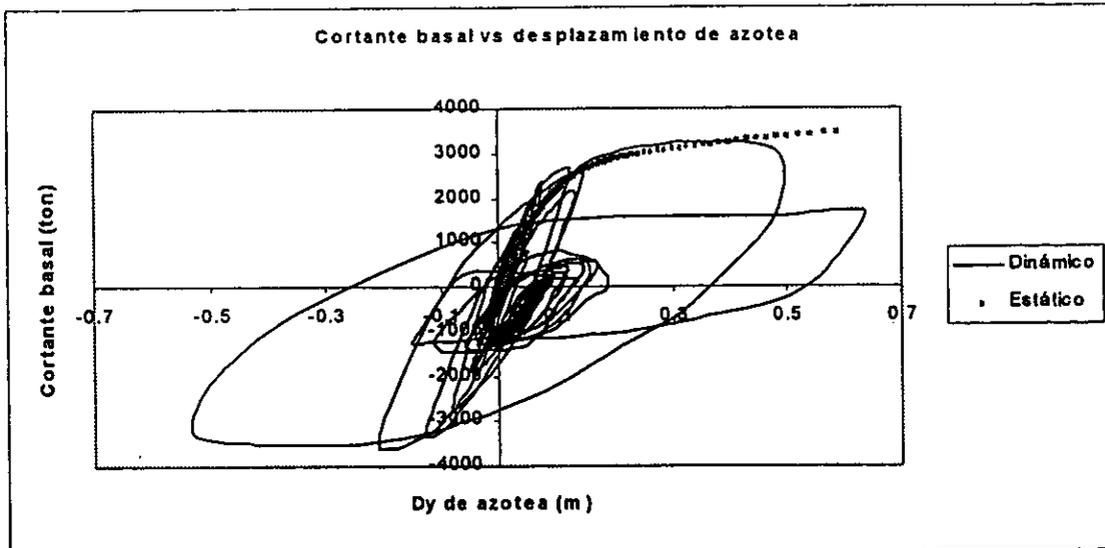


Figura 6.33 . Relación $h/b = 2.0$, asimétrico en rigideces con un muro de orilla (M31), sismo aplicado a $-0.1b$.



Modelo 32

Figura 6.34. Relación $h/b = 2.0$, asimétrico en rigideces con dos muros de orilla (M32), sismo aplicado en el centro de masas.

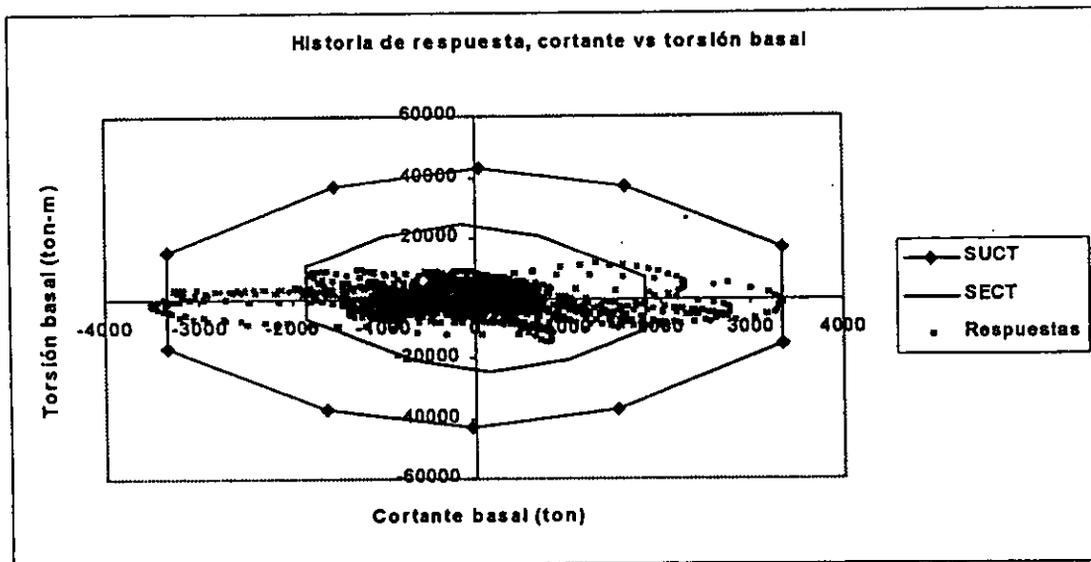
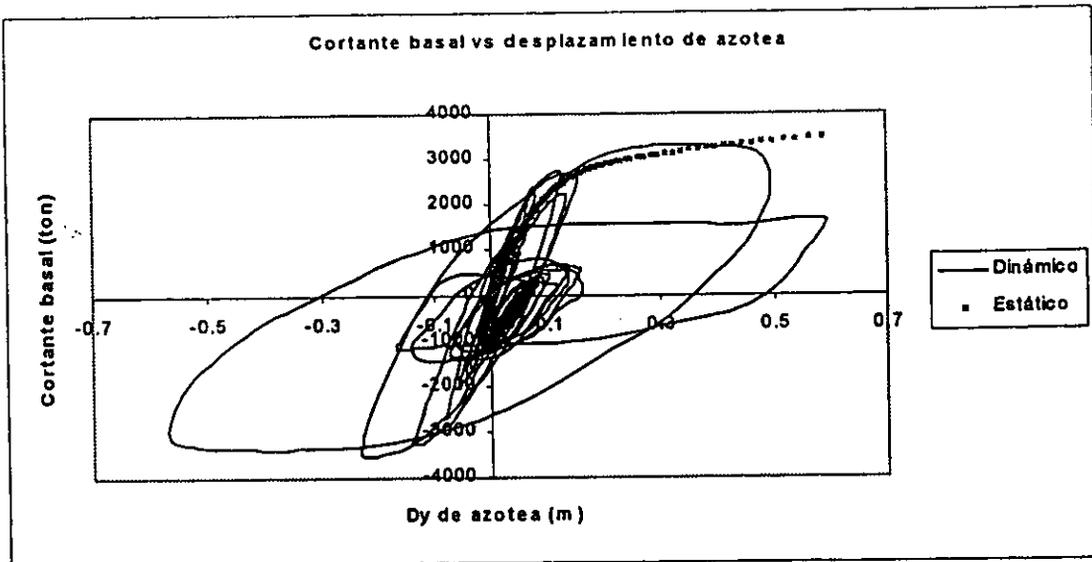


Figura 6.35 . Relación $h/b = 2.0$, asimétrico en rigideces con dos muros de orilla (M32), sismo aplicado a $+0.1b$.

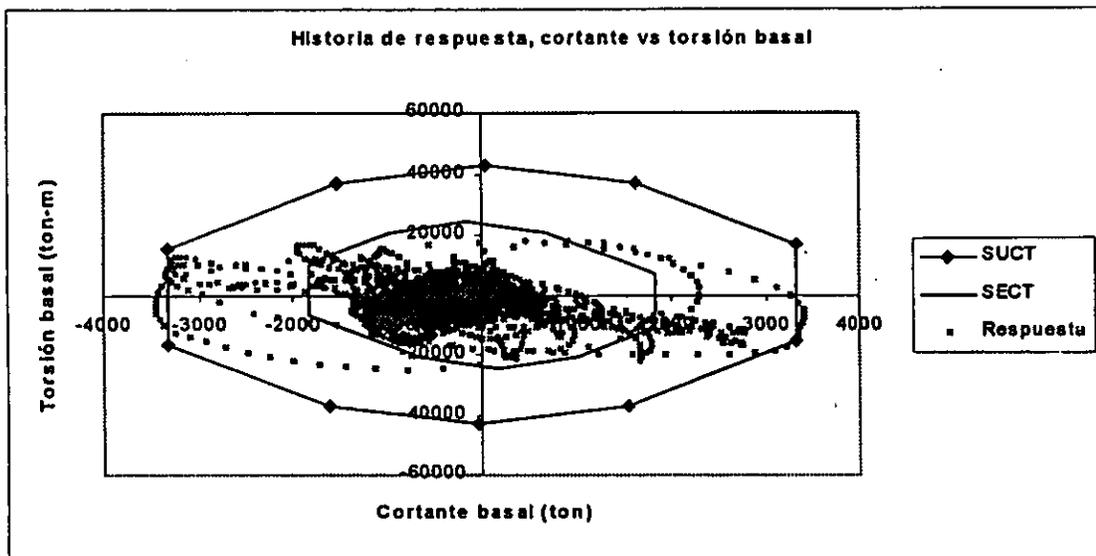
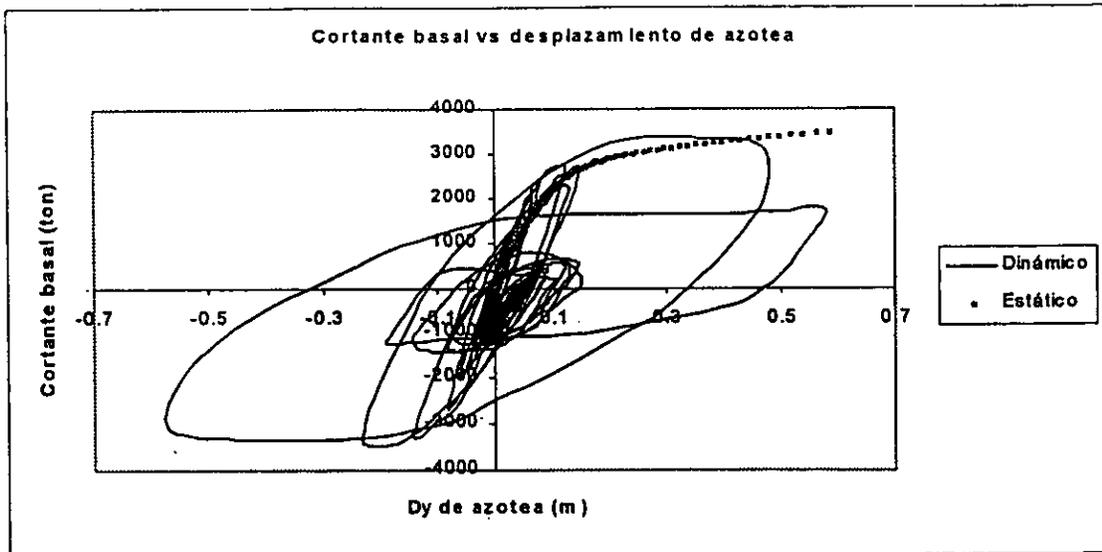
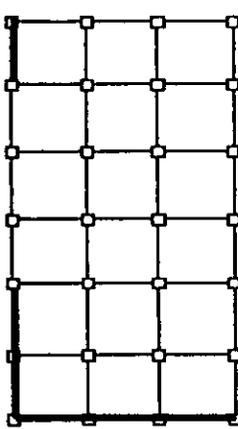
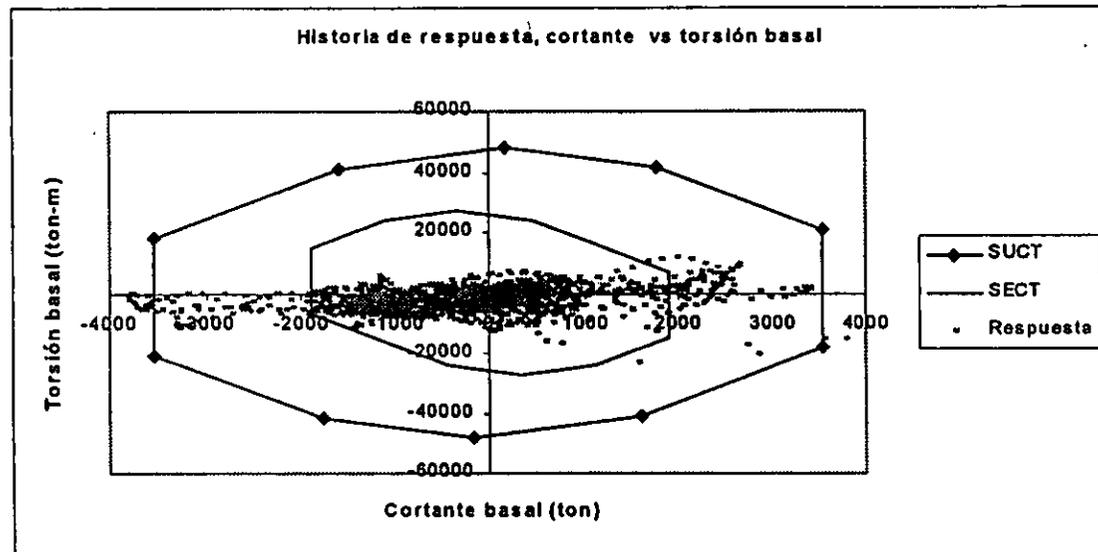
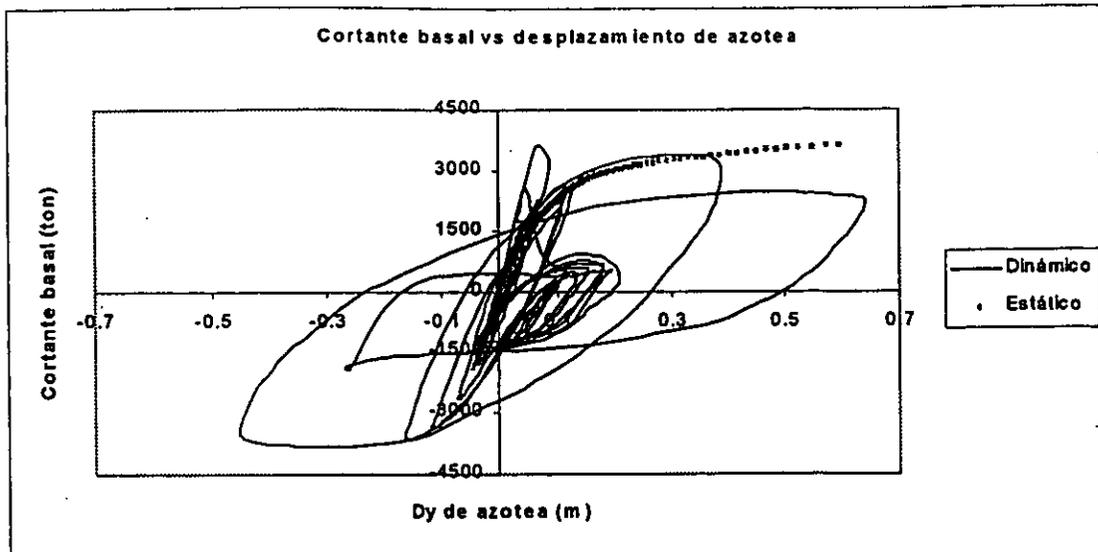


Figura 6.36. Relación $h/b = 2.0$, asimétrico en rigideces con dos muros de orilla (M32), sismo aplicado a $-0.1b$.



Modelo 33

Figura 6.37. Relación $h/b = 2.0$, asimétrico en rigideces con tres muros de orilla (M33), sismo aplicado en el centro de masas.

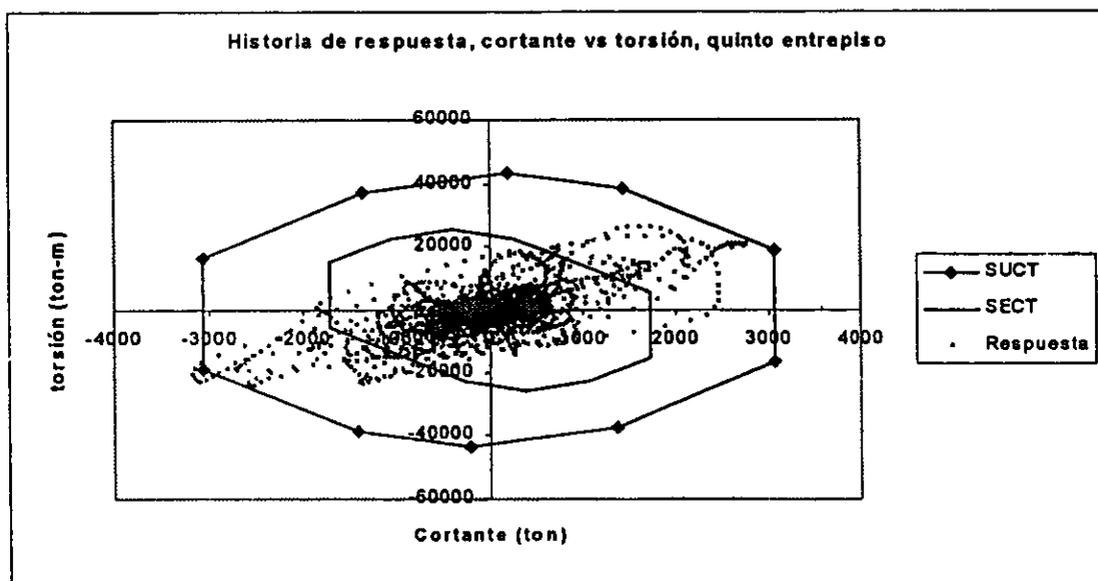
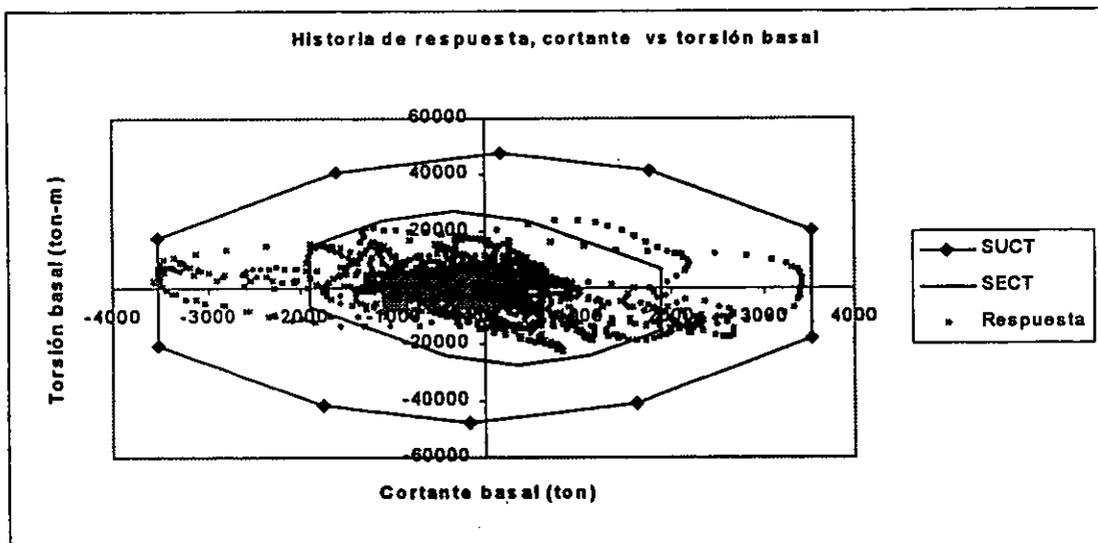
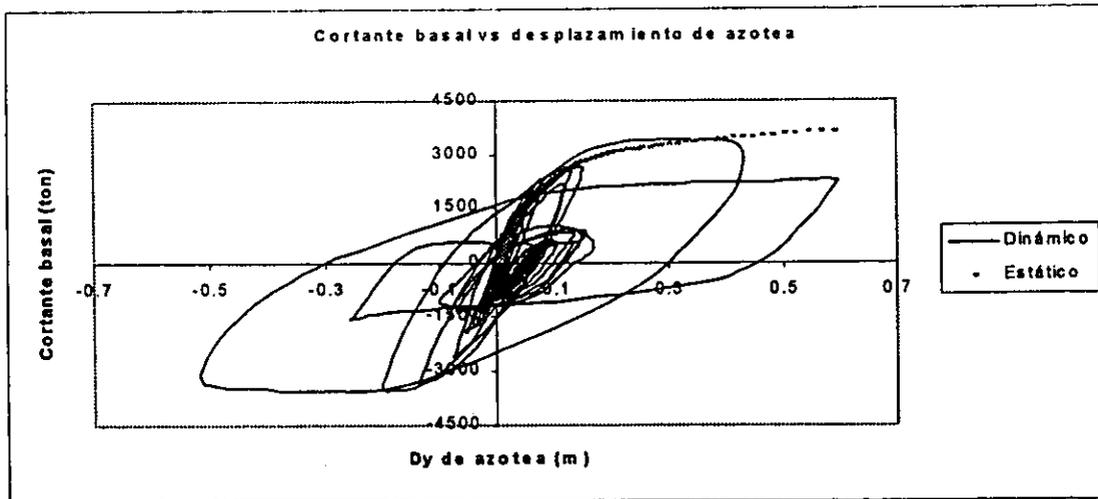


Figura 6.38. Relación $h/b = 2.0$, asimétrico en rigideces con tres muros de orilla (M33), sismo aplicado a $+0.1b$.

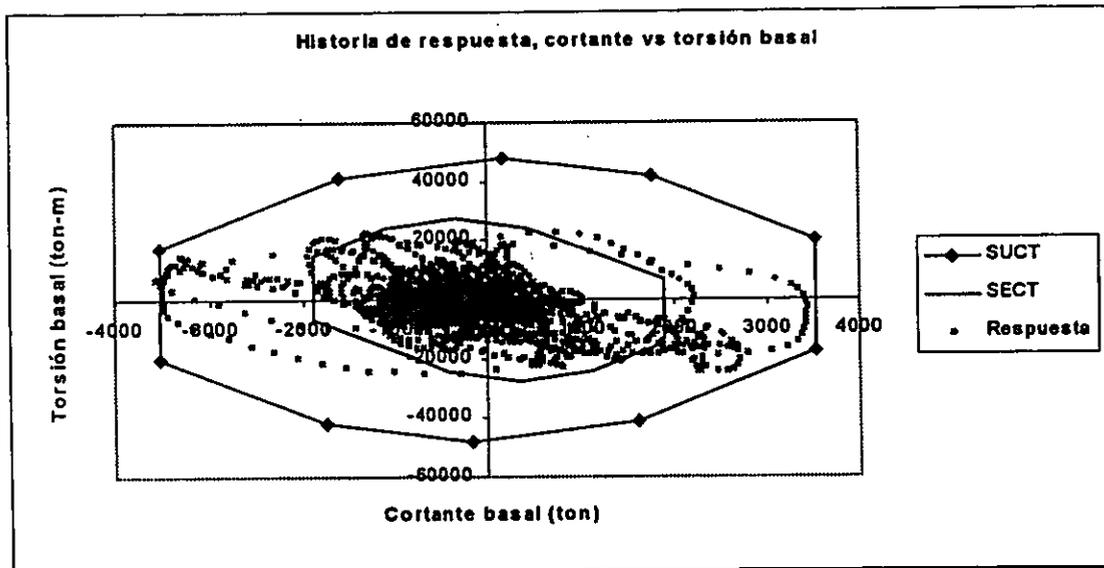
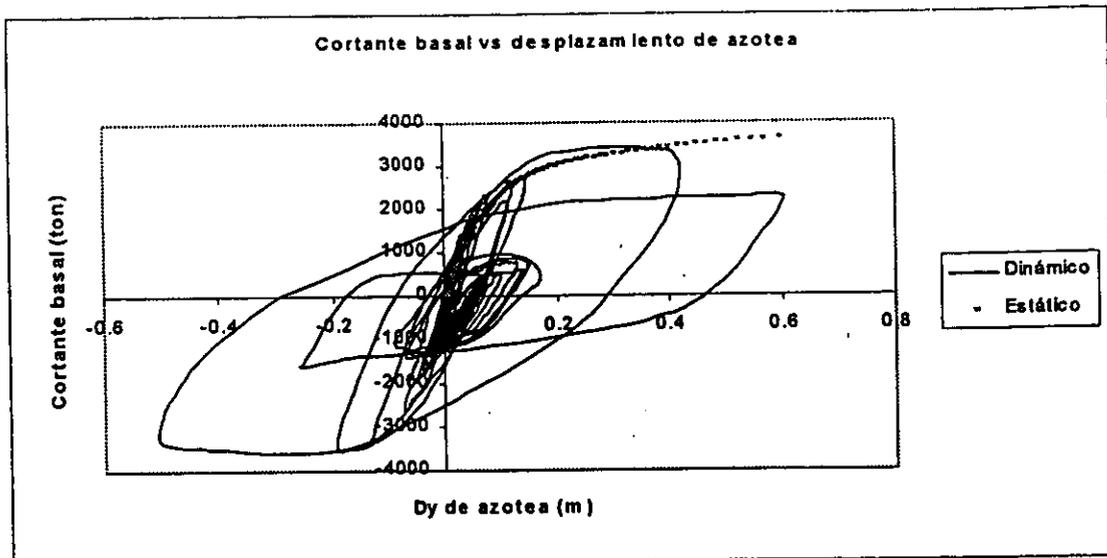


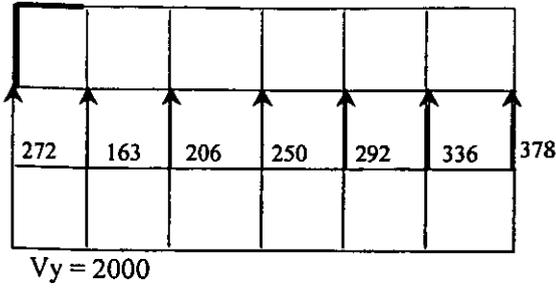
Figura 6.39. Relación $h/b = 2.0$, asimétrico en rigideces con tres muros de orilla (M33), sismo aplicado a $-0.1b$.

6.2.5 Distribución de resistencias

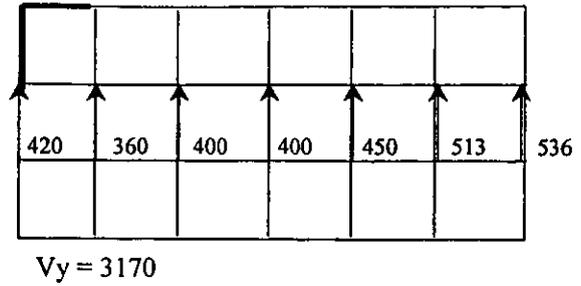
La resistencia de los ejes de elementos resistentes de un entrepiso, nos determina su capacidad a fuerza cortante y momento torsionante, por lo tanto, un incremento (ó decremento) en la resistencia de los ejes resistentes produce un aumento (ó disminución) proporcional en la capacidad del entrepiso.

La asimetría en resistencias controla la forma de la superficie de capacidad a cortante y torsión. Una distribución de resistencias asimétricas en planta, produciría una superficie torcida y adelgazada. Un ejemplo típico de una superficie de capacidad torcida, se presenta cuando se tiene un sistema en el cual un eje resistente es muy superior en resistencia a los demás ejes resistentes; en consecuencia, es posible que durante una excitación sísmica intensa, este eje resistente permanezca en el intervalo elástico, mientras que los demás ejes resistentes están fluyendo significativamente. El sistema es deficiente, ya que presenta mecanismos torsionales prematuros que producen grandes rotaciones plásticas sobre el eje más resistente, generando grandes demandas inelásticas sobre el eje más alejado a este.

Para los diferentes modelos propuestos en este trabajo, una vez que se diseñaron de acuerdo a los elementos mecánicos del análisis, se revisó la capacidad real de cada uno de sus ejes de elementos resistentes, considerando posibles fuentes de sobrerresistencia, Park (1996), Avila (1991). En todos los modelos asimétricos en rigideces propuestos en este trabajo, se encontró que, a diferencia de las fuerzas cortantes del análisis, las fuerzas cortantes de diseño presentaron una distribución más o menos uniforme, figs 6.40 a 6.42. Esto se debió principalmente a que el eje más rígido (donde se encuentran los muros) es al que se le resta fuerza cortante, tal como lo dispone el reglamento en la etapa de análisis, sin embargo, en la etapa de diseño el reglamento establece un mínimo de acero de refuerzo horizontal y vertical del muro lo que hace que su fuerza cortante resistente aumente considerablemente.

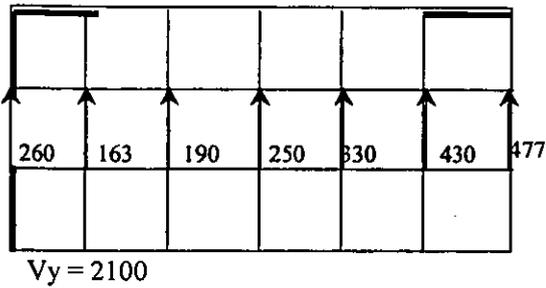


a) Fuerzas cortantes del análisis

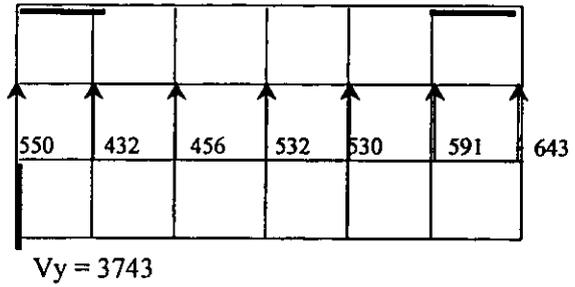


b) Cortante resultante del diseño

1. Modelo asimétrico en rigideces con un muro de orilla (M11)

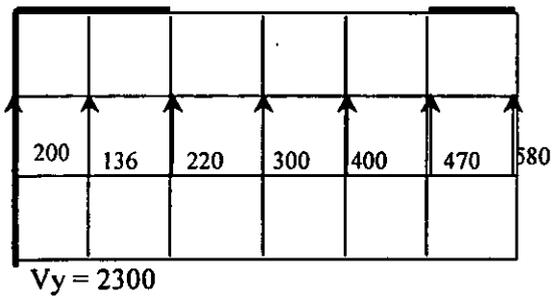


a) Fuerzas cortantes del análisis

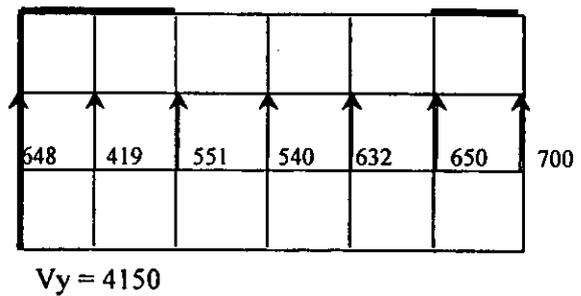


b) Cortante resultante del diseño

2. Modelo asimétrico en rigideces con dos muros de orilla (M12)



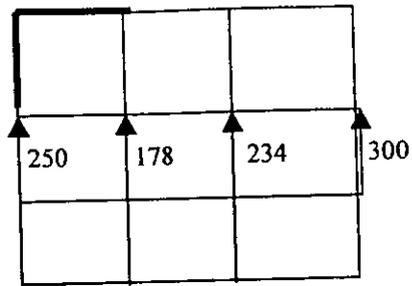
a) Fuerzas cortantes del análisis



b) Cortante resultante del diseño

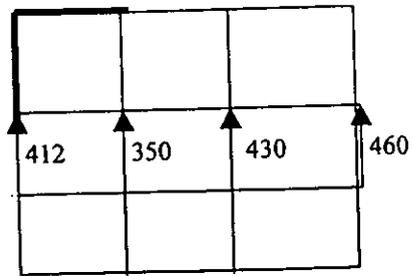
3. Modelo asimétrico en rigideces con tres muros de orilla (M13)

Figura 6.40 Distribución de resistencias para la relación de aspecto de la planta $a/b = 0.5$



$$V_y = 960$$

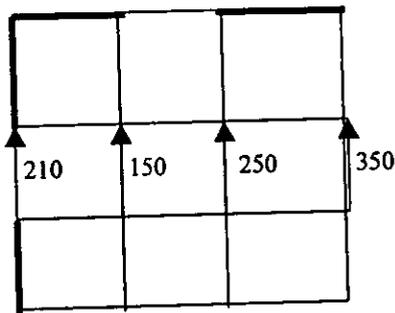
a) Fuerzas cortantes del análisis



$$V_y = 1680$$

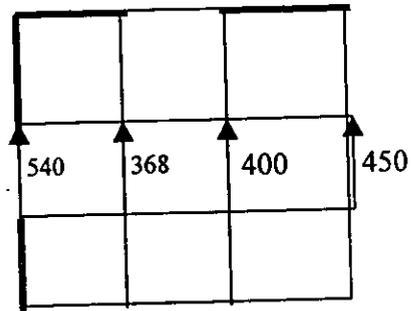
b) Cortante resultante del diseño

1. Modelo asimétrico en rigideces con un muro de orilla (M21)



$$V_y = 960$$

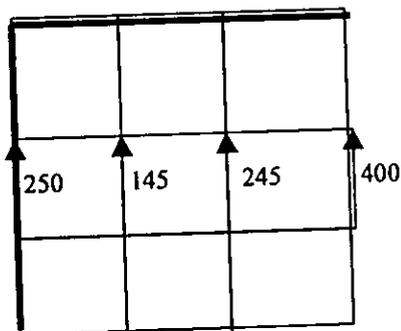
a) Fuerza cortante del análisis



$$V_y = 1770$$

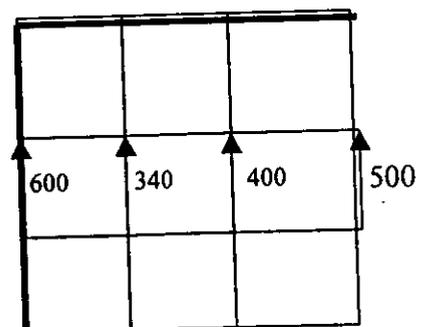
b) Cortante resultante del diseño

2. Modelo asimétrico en rigideces con dos muros de orilla (M22)



$$V_y = 980$$

a) Fuerza cortante del análisis

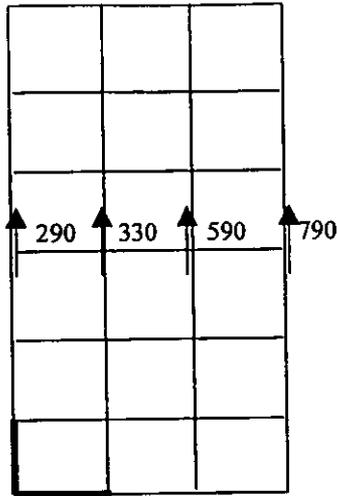


$$V_y = 1840$$

b) Cortante resultante del diseño

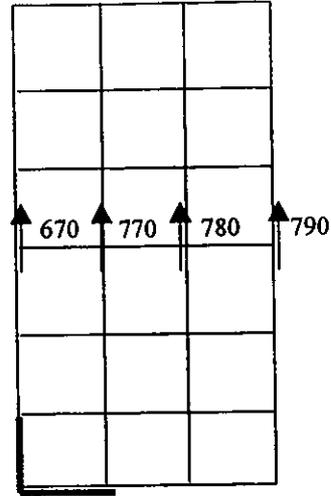
3. Modelo asimétrico en rigideces con tres muros de orilla (M23)

Figura 6.41 Distribución de resistencias para la relación de aspecto de la planta $a/b = 1.0$



$V_y = 2000$

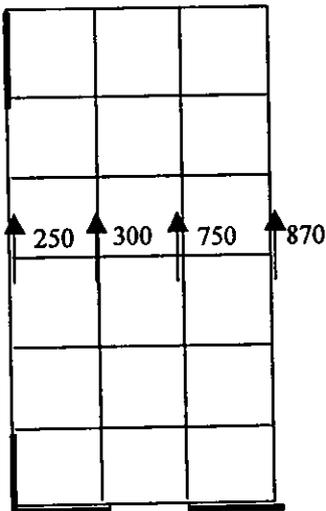
a) Fuerzas cortantes del análisis



$V_y = 3010$

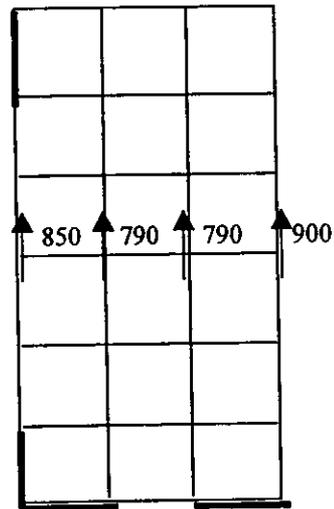
b) Cortante resultante del diseño

1. Modelo asimétrico en rigideces con un muro de orilla (M31)



$V_y = 2170$

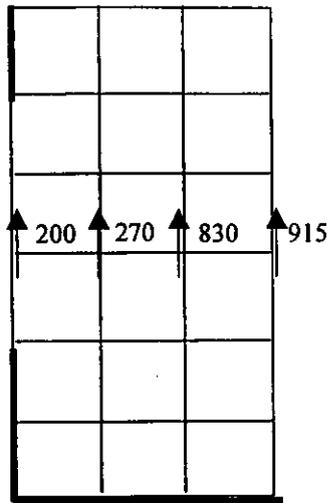
a) Fuerzas cortantes del análisis



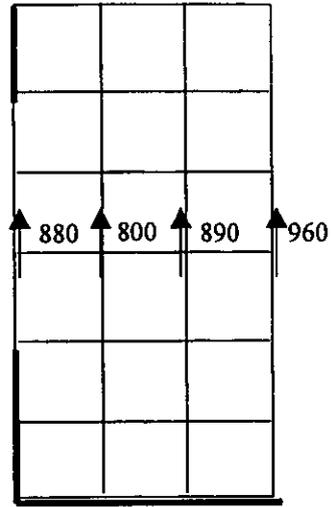
$V_y = 3330$

b) Cortante resultante del diseño

2. Modelo asimétrico en rigideces con dos muros de orilla (M32)



$V_y = 2215$
a) Fuerzas cortantes del análisis



$V_y = 3530$
b) Cortante resultante del diseño

3. Modelo asimétrico en rigideces con tres muros de orilla

Figura 6.42 Distribución de resistencias para la relación de aspecto de la planta $a/b = 2.0$

7 CONCLUSIONES

CONCLUSIONES DE LOS MODELOS ASIMÉTRICOS EN MASAS

1. Para los modelos asimétricos en masas, se encontró que mecanismos torsionales con menor intensidad se produjeron para la relación de aspecto de la planta $a/b = 0.5$, caracterizándose por efectos predominantemente en traslación.
2. Los modelos con asimetría estructural por movimiento del centro de masa, presentaron comportamientos inelásticos caracterizados predominantemente a traslación. Este hecho puede atribuirse a que, si bien, se presentaron excentricidades estructurales importantes (0.3b), en este tipo de modelos, el centro de rigidez se mantuvo en el centro geométrico y por lo tanto muy cerca de la resultante de las resistencias de los entrepisos.

CONCLUSIONES DE LOS MODELOS ASIMÉTRICOS EN RIGIDECES

3. Para los modelos asimétricos en rigideces, la relación de aspecto de la planta que presentó mecanismos torsionales con menor intensidad, fue $a/b = 2.0$. Este hecho se atribuye a que los ejes resistentes ortogonales a la dirección principal de análisis, incrementaron de manera importante la rigidez y la capacidad torsional de la estructura, lo cual se reflejó en un incremento en la longitud de la rama vertical de la superficie de capacidad de cortante y torsión.
4. En los resultados derivados de los modelos excéntricos en rigideces, se observó que la rama de la superficie de capacidad que corresponde al eje resistente más rígido, fue la que concentró la mayoría de las incursiones de los mecanismos torsionales. Por consiguiente, el eje resistente más rígido fue también el más demandado sísmicamente.
5. Con base en los resultados que se presentaron en este trabajo, los efectos más desfavorables se produjeron para los modelos con asimetría en rigideces. Indudablemente uno de los factores importantes en esta observación, es el hecho de que el nivel de asimetría en los diferentes entrepisos no es constante, ya que depende de la posición del centro de torsión, el cual es altamente sensible a cambios en las rigideces de la estructura y al vector de fuerzas sísmicas.

CONCLUSIONES GENERALES

6. Para los dos tipos de asimetría estructural que se consideraron (masas y rigideces), se obtuvieron sistemas torsionalmente flexibles ($\Omega = \omega_\theta/\omega_t \leq 1.0$). Al respecto, se presentaron las mayores respuestas torsionales para los modelos más asimétricos, en los cuales el valor de Ω es el menor.

7. Es importante hacer una evaluación de la capacidad real de los ejes resistentes que forman un entrepiso, ya que las resistencias de los elementos estructurales pueden sufrir variaciones (incrementos) importante respecto a las que se obtienen del análisis elástico. Las diversas fuentes de sobrerresistencia influyen de manera esencial en el incremento y distribución de las resistencias en planta. Este aspecto es fundamental para lograr una mejor estimación de la capacidad inelástica a cortante y torsión del entrepiso.
8. Para los modelos estudiados en este trabajo, el incremento en resistencia que implícitamente se les proporcionó a los ejes resistentes, produjo un aumento notable en la capacidad última a cortante y a momento torsionante, por encima de la capacidad nominal. Esta característica permitió que la estructura pudiera absorber efectos importantes de torsión y traslación, que de otra manera hubieran sido críticos.
9. Un parámetro significativo en el comportamiento sísmico torsional de las estructuras, es la asimetría en resistencias, la cual controla la forma de la superficie de capacidad a cortante y torsión. La geometría de la superficie de capacidad última de los modelos estudiados en este trabajo, estuvo gobernada por una distribución muy uniforme en resistencias. En consecuencia, los modelos presentaron una superficie de capacidad simétrica, lo que permitió, que combinaciones de cortante vs torsión muy dispersas permanecieran dentro de la superficie de capacidad última.
10. Al observar los resultados, de los modelos estudiados, se identificó que algunas respuestas sísmicas de las estructuras rebasan la superficie de capacidad inelástica mediante mecanismos predominantes de traslación. Sin embargo, para los modelos estudiados, el rebasar la superficie no necesariamente implica el colapso de la estructura, ya que en realidad se está superando un estado límite de desplazamiento ($0.012H$), al cual están asociados los valores de las resistencias utilizadas para formar la superficie de capacidad última. Los modelos asimétricos en rigideces, presentaron el rebase de esta superficie de capacidad inelástica, con menor frecuencia que los modelos asimétricos en masas. Este comportamiento se puede explicar si se analizan los periodos traslacionales de ambos tipos de modelos, ya que modelos asimétricos en masas son más flexibles y por lo tanto pueden experimentar mayores desplazamiento.
11. Si se analizan las respuestas sísmicas que se presentaron en el entrepiso intermedio seleccionado (quinto entrepiso), observamos efectos importantes de torsión en todos los modelos y tipos de asimetrías. Al respecto, para los modelos asimétricos en rigideces, los mayores niveles de asimetría estructural se presentaron precisamente en estos niveles intermedios. Este resultado nos indica que los efectos torsionales más importantes no necesariamente se generan en el primer entrepiso.

Es importante destacar los resultados de los modelos estudiados en este trabajo vs los resultados de las investigaciones realizadas en modelos de un solo nivel.

- Efecto de la distribución de resistencias en planta

Las investigaciones en modelos de un nivel coinciden en que la distribución de resistencias en planta influye de manera fundamental en el comportamiento sísmico torsional. Una distribución de resistencias sensiblemente igual a la de rigideces, disminuye generalmente la ductilidad máxima de los elementos estructurales.

La geometría de la superficie de capacidad última de los modelos estudiados en este trabajo, estuvo gobernada por una distribución muy uniforme en resistencias. En consecuencia, los modelos presentaron una superficie de capacidad simétrica, lo que permitió que combinaciones de cortante vs torsión muy dispersas permanecieran dentro de la superficie de capacidad última.

- Cociente de R_r a R_n

El valor de la relación de resistencia real entre la resistencia nominal R_r/R_n , se evaluó en modelos de un nivel. Las ductilidades máximas disminuyen conforme aumenta esta relación hasta un cierto límite, a partir del cual las demandas de ductilidad tienden a permanecer constantes.

La sobrerresistencia que implícitamente se les proporciono a los modelos estudiados en este trabajo, produjo un aumento notable en la capacidad última a cortante y momento torsionante, lo cual permitió que los modelos pudieran absorber efectos importantes de torsión y traslación que de otra manera hubieran sido críticos.

- Evaluación de la Norma de Diseño Sísmico por Torsión

Si se analiza el criterio de diseño sísmico por torsión que establece el RCDF, al eje de elementos resistentes más rígido se le resta cortante por torsión, originando una disminución en su resistencia. Este criterio fue estudiado en las investigaciones realizadas en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, donde se encontró que no es el más adecuado, ya que tiende a desproteger a dicho eje resistente.

La rama de la superficie de capacidad que corresponde al eje resistente más rígido de los modelos estudiados en este trabajo, fue la que concentró la mayoría de las incursiones de los mecanismos torsionales. Por consiguiente, el eje resistente más rígido fue también el más demandado sísmicamente.

REFERENCIAS

- RCDF (1993), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial de la Federación, agosto.
- NTCS (1995), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, febrero.
- Avila J. y Durán R. (1991), "La Influencia de las Sobre-resistencias en la Respuesta Sísmica Inelástica de un Edificio de Concreto Reforzado Dañado en 1985", Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso de Ingeniería Estructural, Manzanillo Col., octubre.
- Ayala G. y Barrón R. (1990), "Evaluación de la Respuesta Sísmica de Estructuras de Edificios Asimétricos Diseñados de Acuerdo a una Norma", Informe Interno, Proyecto 9704, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, junio.
- Ayala G. y García O. (1991), "Comportamiento Sísmico de Edificios Asimétricos Diseñados de Acuerdo con una Norma de Diseño por Torsión", Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Manzanillo Col., octubre.
- Damy J. y Alcocer M. (1987), "Obtención del Centro de torsión de Edificios", Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Queretaro, Qro., noviembre.
- De la Colina J. (2000), "Torsión Inelástica en Edificios de Varios Pisos", Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León, Gto., noviembre.
- De la Llera J. y Chopra Anil 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, California, Junio.
- Escobar J. A. y Ayala G. (1991), "Efectos de las Propiedades Estructurales Inciertas Sobre la Respuesta Sísmica No Lineal de Modelos de Edificios Asimétricos", Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso de Ingeniería Estructural, Manzanillo Col., octubre.
- Gómez R., Ayala G. y Jaramillo J. D. (1987), "Respuesta Sísmica de Edificios Asimétricos", Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, mayo.
- Hiraishi (1981), "Planer Tests of Reinforced Concrete Shear Wall Assemblies", U.S.-Japan Cooperative Research Program, Building Research Institute of Japan.
- Inada Y. (1993), "Force-Displacement Models for Solid Shear Walls of Reactor Buildings", Structural Engineering Department, Institute of Technology, Shimizu Corporation, Tokio, Noviembre.

Li Kang-Ning (1996), "Three-Dimensional Nonlinear Dynamic Structural Analysis Computer Program Package, CANNY-E", Canny Consultants PTE -LTD, Singapur, octubre.

Otani S., Kabeyazawa T., Shiohara H. y Aoyama H. (1983), "Analysis of the Full-Scale Seven-Story Reinforced Concrete Test Structure", Journal of the Faculty of Engineering, Universidad de Tokio, Japón.

Park R. (1996), "Explicit Incorporation of Element and Structure Overstrength in the Design Process", Eleventh World Conference on Earthquake Engineering.

Reyes C. y Meli R. (1999), "Relaciones de 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., noviembre.

Rutenberg (1992), "Nonlinear Response of Asymmetric Building Structures and Seismic Codes: a State of the Art Review", European Earthquake Engineering, vol. 2.

Sugano (1970), "Force-Displacement Models for Solid Shear Walls", Tesis Doctoral, Universidad de Tokio, Japón.

Ye Xianguo (1995), "Evaluación de Daño Estructural en Edificios de Concreto Reforzado Sujetos a Sismos", Tesis Doctoral, DEPMI, UNAM, México.

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

ANEXO

Dimensiones y refuerzo de los elementos estructurales para los modelos de edificios estudiados.

MODELOS ASIMÉTRICOS EN MASAS

Modelo con relación de aspecto de planta $a/b = 0.5$, mismo armado para $a/b = 2.0$

Armado de traves, sección 1.00 x 0.40 m

Marco	Nivel	As	A's	Mc (ton-m)	M'y (ton-m)	M'z (ton-m)
1 y 7 A y D	1-6	7No8	9No8	29	132	172
	7-8	5No8	9No8	29	95	153
	9-10	3No8	5No8	27	57	101
	11-12	3No8	3No8	24	57	66
2,3,4,5,6 B y C	1-6	5No8	10No8	31	96	197
	7-8	4No8	8No8	30	77	162
	9-10	3No8	6No8	29	58	128
	11-12	3No8	4No8	29	57	94

Armado de columnas, sección de 1.00 x 1.00 m

Tipo	Localización	Nivel	Armado long.	Estribos
C1	Ejes 1 y 7 con A y D	1 - 4	28 No 10	6 ramas No 4 @ 10 cm.
C2	Ejes 1 y 7 con B y C	1 - 4	20 No 10	6 ramas No 4 @ 10 cm.
	Ejes 2,3,4,5,6 con A y D	1 - 4		
	Ejes 1 y 7 con A y D	4 - 8		
C3	Ejes 2,3,4,5,6 con B y C	1 - 4	12No8+8No10	6 ramas No 4 @ 10 cm.
	Ejes 1 y 7 con B y C	4 - 8		
	Ejes 2,3,4,5,6 con A y D	4 - 8		
C4	Ejes 2,3,4,5,6 con B y C	4 - 8	20 No 8	6 ramas No 4 @ 10 cm.
	Todas	8 - 12		

Modelo con relación de aspecto de planta a/b = 1.0

Armado de traveses, sección 1.00 x 0.40 m

Marco	Nivel	As	A's	Mc (ton-m)	M'y (ton-m)	M'y (ton-m)
1 y 4 A y D	1 - 6	7No8	9No8	29	132	172
	7 - 8	5No8	9No8	29	95	153
	9 - 10	3No8	5No8	27	57	101
	11 - 12	3No8	3No8	24	57	66
2 y 3 B y C	1 - 6	5No8	10No8	31	96	197
	7 - 8	4No8	8No8	30	77	162
	9 - 10	3No8	6No8	29	58	128
	11 - 12	3No8	4No8	29	57	94

Armado de columnas, sección de 1.00 x 1.00 m

Tipo	Localización	Nivel	Armado long.	Estribos
C1	Ejes 1 y 4 con A y D	1 - 4	28 No 10	6 ramas No 4 @ 10 cm.
C2	Ejes 1 y 4 con B y C	1 - 4	20 No 10	6 ramas No 4 @ 10 cm.
	Ejes 2 y 3 con A y D	1 - 4		
	Ejes 1 y 4 con A y D	4 - 8		
C3	Ejes 2 y 3 con B y C	1 - 4	12No8+8No10	6 ramas No 4 @ 10 cm.
	Ejes 1 y 4 con B y C	4 - 8		
	Ejes 2 y 3 con A y D	4 - 8		
C4	Ejes 2 y 3 con B y C	4 - 8	20 No 8	6 ramas No 4 @ 10 cm.
	Todas	12 - 8		

MODELOS ASIMÉTRICOS EN RIGIDECES

Modelo con relación de aspecto de planta $a/b=0.5$, mismo armado para $a/b=2.0$

Asimétrico en rigideces con un muro de orilla modelos (11) y (31)

Armado de traves, sección $1.00 \times 0.40 \text{ m}$

MARCO	NIVEL	As	A's	Mc	M'y	M'y
1 y A	1 - 12	3No8	4No8	24	58	87
2 y B	1 - 6	4No8	7No8	30	78	153
	7 - 8	4No8	7No8	30	78	153
	9 - 10	3No8	5No8	29	59	116
	11 - 12	3No8	4No8	29	59	98
3 y C	1 - 6	5No8	8No8	31	98	172
	7 - 8	4No8	7No8	30	78	153
	9 - 10	3No8	6No8	29	59	134
	11 - 12	3No8	5No8	29	59	116
4 y D	1 - 6	6No8	8No8	32	117	172
	7 - 8	4No8	7No8	30	78	153
	9 - 10	3No8	6No8	29	59	134
	11 - 12	3No8	5No8	29	59	116
5	1 - 6	7No8	10No8	33	136	209
	7 - 8	5No8	8No8	30	78	153
	9 - 10	3No8	6No8	29	59	134
	11 - 12	3No8	5No8	29	59	116
6	1 - 6	8No8	11No8	34	155	229
	7 - 8	5No8	8No8	30	98	172
	9 - 10	3No8	6No8	29	59	134
	11 - 12	3No8	4No8	29	59	98
7	1 - 6	10No8	12No8	32	192	237
	7 - 8	7No8	9No8	28	135	181
	9 - 10	4No8	6No8	29	78	124
	11 - 12	3No8	4No8	29	59	87

Armado de muros, sección de 0.18 m de espesor

NIVEL	Armado long.	Estribos
1 - 4	12 No8	del No3 @ 30 cm, doble en ambos sentidos
5 - 8	8 No 8	del No3 @ 30 cm, doble en ambos sentidos
9 - 12	7 No 8	del No3 @ 30 cm, doble en ambos sentidos

Armado de columnas, sección de 1.00 x 1.00 m

NIVEL	MARCO	Armado long.	Armado Estribos
1 - 4	1	20 No 12	6 ramas No 4 @ 10 cm.
	2	20 No 12	
	3	20 No 12	
	4	22 No 12	
	5	24 No 12	
	6	28 No 12	
	7	30 No 12	
5 - 8	1	12 No 10	6 ramas No 4 @ 10 cm.
	2	12 No 10	
	3	12 No 10	
	4	12 No 10	
	5	14 No 10	
	6	16 No 10	
	7	18 No 10	
9 - 12	TODOS	16 No 8	6 ramas No 4 @ 10 cm.

Asimétrico en rigideces con dos muros de orilla modelos (12) y (32)

Armado de traves, sección 1.00 x 0.40 m

MARCO	NIVEL	As	A's	Mc	M'y	M'y
1 y A	1 - 12	3No8	4No8	24	58	87
2 y B	1 - 6	4No8	7No8	30	78	153
	7 - 8	4No8	7No8	30	78	153
	9 - 10	3No8	6No8	29	59	134
	11 - 12	3No8	5No8	29	59	116
3 y C	1 - 6	5No8	8No8	31	98	172
	7 - 8	4No8	7No8	30	78	153
	9 - 10	4No8	6No8	29	59	1534
	11 - 12	3No8	5No8	29	59	116
4 y D	1 - 6	7No8	10No8	32	136	209
	7 - 8	5No8	8No8	30	98	172
	9 - 10	4No8	6No8	29	79	134
	11 - 12	3No8	4No8	29	59	97
5	1 - 6	9No8	12No8	33	174	247
	7 - 8	6No8	9No8	30	136	172
	9 - 10	4No8	6No8	29	79	134
	11 - 12	3No8	4No8	29	59	97
6	1 - 6	11No8	14No8	34	213	284
	7 - 8	7No8	10No8	33	137	209
	9 - 10	4No8	8No8	29	78	171
	11 - 12	3No8	4No8	29	59	98
7	1 - 6	13No8	15No8	35	245	290
	7 - 8	9No8	10No8	30	173	200
	9 - 10	6No8	7No8	27	116	144
	11 - 12	3No8	4No8	29	59	87

Armado de muros, sección de 0.18m de espesor

NIVEL	Armado long.	Estribos
1 - 4	11 No8	del No3 @ 30 cm, doble en ambos sentidos
5 - 8	7 No 8	del No3 @ 30 cm, doble en ambos sentidos
9 - 12	7 No 8	del No3 @ 30 cm, doble en ambos sentidos

Armado de columnas, sección de 1.00 x 1.00 m

NIVEL	MARCO	Armado long.	Armado Estribos
1 - 4	1	20 No 12	6 ramas No 4 @ 8cm.
	2	20 No 12	
	3	22 No 12	
	4	24 No 12	
	5	26 No 12	
	6	30 No 12	
	7	32 No 12	
5 - 8	1	12 No 10	6 ramas No 4 @ 10 cm.
	2	12 No 10	
	3	12 No 10	
	4	12 No 10	
	5	14 No 10	
	6	16 No 10	
	7	20 No 10	
9 - 12	TODOS	16 No 8	6 ramas No 4 @ 10 cm.

Asimétrico en rigideces con tres muros de orilla modelos (13) y (33)

Armado de traves, sección 1.00 x 0.40 m

MARCO	NIVEL	As	A's	Mc	M'y	M'y
1 y A	1 - 12	3No8	4No8	24	58	87
2 y B	1 - 6	3No8	6No8	30	59	134
	7 - 8	3No8	6No8	30	59	134
	9 - 10	3No8	6No8	29	59	134
	11 - 12	3No8	5No8	29	59	116
3 y C	1 - 6	6No8	9No8	32	117	191
	7 - 8	5No8	8No8	31	98	172
	9 - 10	4No8	7No8	29	79	153
	11 - 12	3No8	6No8	29	59	134
4 y D	1 - 6	8No8	11No8	34	155	228
	7 - 8	6No8	9No8	32	117	191
	9 - 10	4No8	7No8	29	79	153
	11 - 12	3No8	6No8	29	59	97
5	1 - 6	10No8	13No8	34	193	266
	7 - 8	7No8	10No8	33	136	209
	9 - 10	4No8	7No8	29	79	153
	11 - 12	3No8	4No8	29	59	97
6	1 - 6	12No8	16No8	36	233	318
	7 - 8	9No8	12No8	33	175	229
	9 - 10	4No8	8No8	29	78	171
	11 - 12	3No8	6No8	29	59	134
7	1 - 6	16No8	19No8	37	299	373
	7 - 8	12No8	14No8	34	230	274
	9 - 10	8No8	10No8	29	154	199
	11 - 12	5No8	6No8	27	97	124

Armado de columnas, sección de 1.00 x 1.00 m

NIVEL	MARCO	Armado long.	Armado Estribos
1 - 4	1	22 No 12	6 ramas No 4 @ 6 cm.
	2	22 No 12	
	3	24 No 12	
	4	26 No 12	
	5	32 No 12	
	6	34 No 12	
	7	36 No 12	
5 - 8	1	12 No 10	6 ramas No 4 @ 10 cm.
	2	12 No 10	
	3	12 No 10	
	4	14 No 10	
	5	16 No 10	
	6	20 No 10	
	7	24 No 10	
9 - 12	1-5	16 No 8	6 ramas No 4 @ 10 cm.
	6-7	12 No 10	

Armado de muros, sección de 0.18m de espesor

NIVEL	Armado long.	Estribos
1 - 4	7 No 8	del No 3 @ 30 cm, doble en ambos sentidos
5 - 8	7 No 8	del No 3 @ 30 cm, doble en ambos sentidos
9 - 12	7 No 8	del No 3 @ 30 cm, doble en ambos sentidos

Modelo con relación de aspecto de planta a/b= 1.0

Asimétrico en rigideces con un muro de orilla modelo (21)

Armado de traveses, sección 1.00 x 0.40 m

MARCO	NIVEL	As	A's	Mc	M'y	M'y
1 y A	1 - 12	3No8	4No8	24	58	87
2 y B	1 - 6	3No8	8No8	29	57	162
	7 - 8	3No8	8No8	29	57	162
	9 - 10	3No8	6No8	29	57	128
	11 - 12	3No8	6No8	29	57	128
3 y C	1 - 6	6No8	9No8	32	114	180
	7 - 8	5No8	8No8	30	95	160
	9 - 10	3No8	8No8	29	59	160
	11 - 12	3No8	6No8	29	59	127
4 y D	1 - 6	7No8	9No8	29	132	172
	7 - 8	5No8	8No8	29	85	152
	9 - 10	3No8	6No8	29	59	118
	11 - 12	3No8	4No8	29	59	83

Armado de columnas, sección de 1.00 x 1.00 m

NIVEL	Localización	Armado long.	Armado Estribos
1 - 4	Eje 1 con A,B y C	24 No 8	6 ramas No 4 @ 10 cm.
	Eje 2 con A y B	18 No 12	
	Eje 3 con A	24 No 8	
	Eje B con 3	22 No 12	
	Eje C con 2 y 3	22 No 12	
	Eje D	24 No 12	
	Eje 4	24 No 12	
5 - 8	Eje A y B con 1 y 2	16 No 8	6 ramas No 4 @ 10 cm.
	Eje A y B con 3 y 4	12 No 10	
	Eje C	12 No 10	
	Eje D	12 No 10	
9 - 12	Todas	16 No 8	6 ramas No 4 @ 10 cm.

Armado de muros, sección de 0.18m de espesor

NIVEL	Armado long.	Estribos
1 - 4	13 No8	del No3 @ 30 cm, doble en ambos sentidos
5 - 8	9 No 8	del No3 @ 30 cm, doble en ambos sentidos
9 - 12	7 No 8	del No3 @ 30 cm, doble en ambos sentidos

Asimétrico en rigideces con dos muros de orilla modelo (22)

Armado de traves, sección 1.00 x 0.40 m

MARCO	NIVEL	As	A's	Mc	M'y	M'y
1 y A	1 - 12	3No8	4No8	24	58	87
2 y B	1 - 6	3No8	7No8	29	57	145
	7 - 8	3No8	7No8	29	57	145
	9 - 10	3No8	6No8	29	57	128
	11 - 12	3No8	5No8	29	57	110
3 y C	1 - 6	5No8	9No8	32	96	180
	7 - 8	5No8	8No8	30	95	164
	9 - 10	3No8	7No8	29	59	145
	11 - 12	3No8	6No8	29	59	127
4 y D	1 - 6	8No8	10No8	29	152	190
	7 - 8	6No8	8No8	29	114	172
	9 - 10	4No8	6No8	29	76	119
	11 - 12	3No8	4No8	29	59	84

Armado de columnas, sección de 1.00 x 1.00 m

NIVEL	Localización	Armado long.	Armado Estribos
1 - 4	Eje 1 con A,B y C	26No 8	6 ramas No 4 @ 10 cm.
	Eje 2 con A y B	18 No 12	
	Eje 3 con A	26 No 8	
	Eje B con 3	24 No 12	
	Eje C con 2 y 3	24 No 12	
	Eje D	26 No 12	
	Eje 4	26 No 12	
5 - 8	Eje A y B con 1 y 2	16 No 8	6 ramas No 4 @ 10 cm.
	Eje A y B con 3	12 No 10	
	Eje C con 1,2 y 3	12 No 10	
	Eje D	14 No 10	
	Eje 4	14 No 10	
9 - 12	Todas	16 No 8	6 ramas No 4 @ 10 cm.

Armado de muros, sección de 0.18m de espesor

NIVEL	Armado long.	Estribos
1 - 4	10 No8	del No3 @ 30 cm, doble en ambos sentidos
5 - 8	7 No 8	del No3 @ 30 cm, doble en ambos sentidos
9 - 12	7 No 8	del No3 @ 30 cm, doble en ambos sentidos

Asimétrico en rigideces con tres muros de orilla modelo (23)

Armado de traves, sección 1.00 x 0.40 m

MARCO	NIVEL	As	A's	Mc	M'y	M'y
1 y A	1 - 12	3No8	3No8	24	58	87
2 y B	1 - 6	3No8	7No8	29	57	145
	7 - 8	3No8	6No8	29	57	127
	9 - 10	3No8	6No8	29	57	127
	11 - 12	3No8	5No8	29	57	110
3 y C	1 - 6	5No8	9No8	32	105	180
	7 - 8	5No8	8No8	30	105	164
	9 - 10	4No8	7No8	29	76	145
	11 - 12	3No8	6No8	29	59	127
4 y D	1 - 6	9No8	11No8	31	169	208
	7 - 8	7No8	9No8	29	132	170
	9 - 10	5No8	7No8	29	95	136
	11 - 12	3No8	4No8	24	57	98

Armado de columnas, sección de 1.00 x 1.00 m

NIVEL	Localización	Armado long.	Armado Estribos
1 - 4	Eje 1 con A,B y C	28 No 8	6 ramas No 4 @ 10 cm.
	Eje 2 con A y B	20 No 12	
	Eje 3 con A	28 No 8	
	Eje B con 3	26 No 12	
	Eje C con 2 y 3	26 No 12	
	Eje D	30 No 12	
	Eje 4	30 No 12	
5 - 8	Eje A y B con 1 y 2	16 No 8	6 ramas No 4 @ 10 cm.
	Eje A y B con 3	12 No 10	
	Eje C con 1,2 y 3	12 No 10	
	Eje D	14 No 10	
	Eje 4	14 No 10	
9 - 12	Todas	16 No 8	6 ramas No 4 @ 10 cm.

Armado de muros, sección de 0.18m de espesor

NIVEL	Armado long.	Estribos
1 - 4	7 No8	del No3 @ 30 cm, doble en ambos sentidos
5 - 8	7 No 8	del No3 @ 30 cm, doble en ambos sentidos
9 - 12	7 No 8	del No3 @ 30 cm, doble en ambos sentidos