

01161
2
2e.

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

Facultad de Ingeniería

**COMPORTAMIENTO SISMICO DE MODELOS DE EDIFICIOS
EN TORSION**

OCTAVIO GARCIA DOMINGUEZ

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

T E S I S

PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA

FACULTAD DE INGENIERIA

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

COMO REQUISITO PARA OBTENER

EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERIA

(ESTRUCTURAS)

CIUDAD UNIVERSITARIA

Mayo de 1992



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 está 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.

INDICE

RESUMEN

I.- INTRODUCCION

II.- ANTECEDENTES

**III.- DISCUSION DEL PROBLEMA DE TORSION SISMICA
EN EDIFICIOS .**

IV.- DESCRIPCION DEL MODELO NUMERICO

4.1.- CARACTERISTICAS GENERALES

4.2.- CRITERIOS DE DISEÑO

4.3.- PARAMETROS ESTUDIADOS

4.3.1.- PERIODO DESACOPLO DE VIBRACION LIBRE EN TRASLACION.

4.3.2.- EXCENRICIDAD ESTATICA O ESTRUCTURAL

4.3.3.- DISTRIBUCION DE RESISTENCIAS

4.3.4.- RELACION DE ASPECTO DE LA PLANTA

4.3.5.- COCIENTE DE RESISTENCIA REAL A RESISTENCIA NOMINAL

V.- MODELOS CON ELEMENTOS RESISTENTES EN UNA DIRECCION.

5.1.- PLANTEAMIENTO PARTICULAR

5.2.- DESCRIPCION Y ANALISIS DE RESULTADOS PARA LOS MODELOS CON TRES Y CUATRO ELEMENTOS RESISTENTES

5.2.1.- COMPORTAMIENTO

5.2.2.- DISTRIBUCION DE RESISTENCIAS

5.2.3.- FORMA DE PLANTA Y PERIODOS

5.2.4.- DISEÑOS

VI.- MODELO CON ELEMENTOS RESISTENTES EN DOS DIRECCIONES ORTOGONALES

6.1.- PLANTEAMIENTO ESPECIFICO

6.2.- DESCRIPCION Y ANALISIS DE RESULTADOS PARA EL MODELO CON TRES ELEMENTOS ORTOGONALES Y SISMO EN UNA DIRECCION.

**6.3.- DESCRIPCION Y ANALISIS DE RESULTADOS PARA EL
MODELO CON TRES ELEMENTOS Y SISMO EN DOS
DIRECCIONES ORTOGONALES.**

**6.3.1.- CASOS CON SIMETRIA RESPECTO A UN EJE
HORIZONTAL.**

6.3.2.- CASOS ASIMETRICOS

VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

REFERENCIAS.

RESUMEN

En este trabajo se presenta el estudio de la torsión acoplada en modelos de edificios asimétricos cuando incursionan en el rango de comportamiento inelástico, por efecto de una fuerte excitación sísmica.

Uno de los objetivos principales de esta investigación, es la evaluación de la norma propuesta por el reglamento vigente (RDF-87) relacionada con la distribución de la sobrerresistencia torsional proporcionada por las ecuaciones correspondientes a las excentricidades de diseño. Esta evaluación se lleva a cabo mediante la propuesta de dos criterios alternos al RDF-87, que modifican los coeficientes involucrados las ecuaciones antes mencionadas. En los modelos propuestos se estudia la influencia de algunos parámetros significativos en la respuesta no lineal de edificios como son: el periodo de vibración traslacional, la relación de aspecto de la planta, el cociente de la resistencia real a resistencia nominal de una estructura. pero sobre todo se analiza como influye la distribución de las resistencias en planta, parámetro importante sobre la respuesta no lineal de las estructuras según la literatura reciente sobre el tema.

I.- INTRODUCCION

Cuando un edificio se somete a la acción de un sismo importante, sus niveles experimentan simultáneamente traslación y torsión. Esto en general sucede al no existir una estructura totalmente simétrica en la cuál no se presente el acoplamiento de ambos movimientos. Este acoplamiento torsional producido principalmente por asimetría en masas, rigideces y/o resistencias puede ocasionar graves problemas sobre todo en estructuras de plantas irregulares, en las que comúnmente se tienen grandes excentricidades entre la fuerza sísmica y la fuerza resistente, originando sollicitaciones estructurales mayores capaces de llevar un edificio a la falla como se pudo constatar repetidamente durante el sismo ocurrido en México en 1985.

Es evidente que la respuesta de una estructura asimétrica real, diseñada de acuerdo con un código, alcanza un comportamiento no lineal cuando esta se ve sujeta a una fuerte excitación. En estas condiciones el problema del movimiento acoplado, de existir excentricidades en resistencias, se vuelve más complejo. Una estructura incursiona en el rango inelástico, cuando alguno ó algunos de sus elementos estructurales alcanzan su resistencia de fluencia. Por lo tanto, si variamos la resistencia sin modificar los demás parámetros de la estructura, la fluencia se iniciará en otros elementos y su respuesta será distinta.

Tradicionalmente, el grado de asimetría de un edificio se mide por la excentricidad de sus entrepisos, función de las rigideces de los elementos estructurales existentes, de la posición del centro de masa correspondiente y del sistema de cargas aplicado, Damy y Alcocer, 1987. Sin embargo no es correcto obtener la respuesta de una estructura real en el rango lineal de comportamiento, ya que al incursionar esta en el rango inelástico como resultado de un sismo intenso, la fluencia ocasionada en los elementos estructurales cambia radicalmente las características del comportamiento. Se conoce que en el rango lineal de comportamiento la respuesta depende de las frecuencias de vibración traslacional y rotacional, la excentricidad estructural y de la relación de amortiguamiento; cuando incursiona en el rango no lineal, la respuesta estructural está fuertemente afectada por la distribución en planta de las resistencias de los elementos estructurales, como lo reporta la literatura reciente en el tema. Indudablemente este último punto es un parámetro que parece tener gran relevancia, ya que ha sido identificado por varios investigadores como determinante en el comportamiento sísmico no lineal de una estructura, Sadek, A.W. y Tso, W.K., 1988.

La revisión de las estadísticas de edificios que resultaron con problemas o que fallaron debido a torsión, Rosenblueth E. y Meli R., 1986, muestran que al parecer estos fueron diseñados siguiendo normas que consideran explícitamente las excentricidades de diseño. Cabe recalcar, sin embargo, que estas normas al igual que otras vigentes en diversos países, se basaron en resultados de investigaciones con modelos de comportamiento elástico lineal. Lo anterior es contrario a la filosofía que en estos mismos reglamentos se tiene, al aceptar formalmente diferentes niveles de daño estructural ocasionado por incursiones en el rango no lineal de comportamiento ante sismos intensos. En general, el comportamiento no lineal de una estructura depende de otros parámetros adicionales a los que gobiernan el comportamiento lineal de la misma, y por tanto no es válido extrapolar resultados de modelos lineales a no lineales.

La complejidad que involucra el fenómeno de torsión no lineal es de un alto grado, por lo que investigadores de diversos países incluyendo México han puesto particular interés en el estudio de este efecto en las estructuras, tomando en cuenta que el problema va más allá del comportamiento lineal característico de estudios anteriores.

Recientemente, en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México se han llevado a cabo investigaciones con modelos no lineales, donde los resultados obtenidos incluyendo los que se presentan en este trabajo, forman parte de un proceso de evaluación que se hace a las normas de diseño sísmico por torsión del reglamento vigente (RDF-87), cuyo objetivo principal es validar lo establecido y en su defecto obtener otras alternativas de diseño que garanticen un mejor comportamiento estructural ante cualquier excitación sísmica.

El presente trabajo, sigue con la estrategia establecida por Ayala G. y Barrón R., 1990, para la evaluación del reglamento de diseño sísmico y de igual manera propone dos alternativas o criterios de distribución de la fuerza cortante sísmica producida por torsión. Los diseños así obtenidos se someten a un análisis no lineal, donde, como primer paso se estudia la tendencia del comportamiento presentado en los elementos resistentes del modelo, se hace un análisis particular de cada criterio de diseño y posteriormente se comparan los criterios alternativos con el vigente, para concluir y debatir sobre los resultados que presenta cada uno. Los modelos en estudio son idealizaciones de edificios con mayor complejidad que los empleados en los estudios que dieron lugar a esta investigación, mediante la adición de elementos resistentes y algunos parámetros antes no considerados.

Para evaluar la respuesta inelástica de los modelos, el criterio que se supone como medida de comportamiento estructural es la demanda máxima de ductilidad de los elementos resistentes, normalizada respecto al valor correspondiente de ductilidad máxima para el caso simétrico. De esta forma se contempla una de las filosofías que establece el reglamento, cuyo objetivo es normar el diseño de estructuras en las que su respuesta no sobrepase la misma que tendría una estructura simétrica.

En los modelos propuestos se evalúan algunos de los parámetros que empiezan a manejarse en este tipo de estudios, como son: la excentricidad estructural proporcionada por movimiento e incertidumbre en la localización del centro de masa (cm) y por movimiento del centro de torsión (cs), los periodos traslacionales en una y dos direcciones ortogonales, la relación de aspecto de la planta, el efecto de la resistencia real de la estructura respecto a la resistencia

nominal, así como los diversos criterios de distribución de la sobrerresistencia por torsión característica de los diversos códigos de diseño sísmico, pero sobre todo se discute como influye la distribución en planta de las resistencias, en la demanda máxima de ductilidad local de los elementos estructurales.

No podemos decir aún que hemos logrado un modelo lo suficientemente completo para representar con mayor precisión lo que realmente sucede en el prototipo, pero el camino que se sigue es firme, y en presencia de un efecto por demás desconocido como es la torsión no lineal de estructuras, es preciso avanzar sistemáticamente para lograr nuestro objetivo. El planteamiento que se propone es partir de lo más simple, con modelos que nos ayuden a comprender las características más evidentes del problema, hasta llegar al estudio de modelos tan complejos que nos permitan jugar con un número mayor de parámetros, identificando de que manera influye cada uno, así como cuál ó cuales de ellos influyen significativamente en el la respuesta no lineal de las estructuras.

II.- ANTECEDENTES

Recientemente la experiencia de sismos intensos ha puesto en cuestionamiento las normas de diseño sísmico que se establecen en reglamentos de diversos países, ya que un gran número de estructuras diseñadas bajo dichas normas han sido seriamente dañadas y aun colapsadas, siendo una de las causas mas importantes la torsión sísmica. Es por ello, y refiriendonos especialmente a este último punto que ha surgido el interés en investigadores de todo el mundo por tratar de comprender el efecto que induce este fenómeno en el comportamiento de edificios cuando son sujetos a excitaciones fuertes.

Desde la creación de los primeros reglamentos antisísmicos, se tenía pleno conocimiento del fenómeno de torsión elástica, sin embargo, es hasta ahora que se está tratando el problema con un enfoque mas realista, que involucra el estudio de comportamientos para los elementos estructurales, distintos a los supuestos por un análisis lineal convencional. Suponiendo que el efecto sísmico ocurra en un rango de comportamiento lineal, las expresiones que se presentan en la mayoría de los reglamentos, han sido obtenidas de modelos muy sencillos en los que se trata de englobar algunos parámetros importantes inciertos como el comportamiento no lineal, que influyen de manera significativa en la respuesta de una estructura.

La literatura reciente sobre el tema, reporta resultados que muestran la importancia de la distribución en planta de las resistencias sobre la respuesta no lineal de los edificios. Sin embargo, el alcance práctico de estos resultados sigue siendo limitado ya que provienen de modelos no diseñados de acuerdo con una norma por torsión, y por lo tanto dependen de las características particulares de dichos modelos, Bruneau y Mahin, 1987. Las investigaciones realizadas en México no adolecen de este defecto, ya que sus modelos son diseñados de acuerdo con el reglamento vigente (RDF-87), y los resultados que de ellos se obtienen muestran consistentemente una tendencia definida en su comportamiento. A pesar de esto, no ha sido posible tener buen conocimiento del problema, ya que se han utilizado modelos muy simples. En la actualidad se estudia la formulación de casos más complejos que puedan proporcionar resultados cada vez más realistas. Este es uno de los objetivos de la investigación que aquí se presenta.

Los estudios realizados inicialmente en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México sobre torsión no lineal de edificios, Ayala G. y Barrón R., 1990, fueron modelos de cortante de un nivel con 2 elementos resistentes, unidos en su parte superior por un diafragma infinitamente rígido y empotrados en su base. Como excitación se aplicó la componente de un sismo real en dirección paralela a los elementos resistentes, fig. 2.1. En estos modelos, se trató de observar el efecto de la distribución de resistencias en planta, la relación de aspecto de la misma, el periodo desacoplado de vibración libre en traslación, la excentricidad estructural normalizada y el cociente de resistencia real a resistencia nominal de la estructura. Por una parte se hizo una evaluación del reglamento en cuanto a torsión se refiere, comparando los resultados con dos criterios alternos de distribución del cortante sísmico propuestos, y por otra parte se investigó el efecto de algunos parámetros que pudieran caracterizar la respuesta inelástica de las estructuras. Entre los resultados obtenidos se observaron tendencias y comportamientos, que aparentemente presentan congruencia y uniformidad en la respuesta estructural. Un resumen de estos primeros resultados, que se deberán tomar como base comparativa de futuros estudios, se presenta a continuación.

- 1) La coincidencia de las frecuencias traslacional y torsional no produce las mayores demandas de ductilidad. Para otros valores, sin embargo, las

demandas máximas de ductilidad pueden llegar a ser altas. Este hecho contradice los resultados de los modelos elásticos.

- 2) Incrementos en la excentricidad estructural, en general produce mayores demandas máximas de ductilidad en los elementos.
- 3) El aumento del cociente de resistencia real a resistencia nominal de la estructura, disminuye las demandas de ductilidad de cada elemento, aunque no en igual proporción.
- 4) Estructuras rígidas con periodo menor o igual que 0.5 segundos y un factor de comportamiento sísmico alto, presentan las mayores demandas de ductilidad.
- 5) Las demandas máximas de ductilidad disminuyen cuando se incrementa la resistencia del elemento con cortante por torsión negativo.

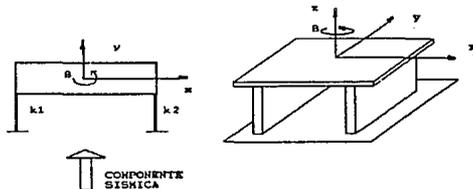


FIGURA 2.1.- Modelo de dos elementos resistentes paralelos a la dirección del sismo.

La evaluación de la norma de diseño sísmico por torsión del RDF-87 que se hizo con base en este estudio (Ayala G. y Barrón R, 1990), reporta resultados interesantes en relación con el criterio de distribución de la fuerza sísmica . Según el reglamento, la sobrerresistencia por torsión proporcionada por las excentricidades de diseño correspondientes , se distribuye entre aquellos elementos

resistentes a los cuales se les suma el cortante por torsión, sin embargo se obtuvo un mejor comportamiento estructural al aplicar un criterio de distribución diferente que asigna dicha sobrerresistencia , a aquellos elementos resistentes a los cuales se les resta el cortante torsional, contrariamente a como lo hace el reglamento. Este resultado indica que la norma del reglamento para diseño por torsión, no es necesariamente la mejor opción y que es conveniente continuar con este tipo de estudios para lograr una mejor comprensión del problema. Es por ello que esta investigación tiene como objetivos el estudio de modelos más complejos que amplíen los resultados hasta ahora obtenidos y ayuden al mejor entendimiento del efecto de la torsión no lineal acoplada sobre la respuesta de las estructuras reales.

III.- DISCUSION DEL PROBLEMA DE TORSION SISMICA EN EDIFICIOS

En este capítulo se tratan aspectos y características importantes sobre el problema en cuestión, ya que es indispensable entender claramente las causas que originan el acoplamiento torsional en los niveles de los edificios, así como tener una clara interpretación de las normas sísmica al respecto. Lo anterior requiere de un conocimiento previo de conceptos fundamentales tales como centro de cortante, centro de torsión, centro de masa, así como su respectiva localización tanto en los niveles como en los entrepisos del edificio, las excentricidades estructurales, accidentales, dinámicas y de diseño, además de los métodos existentes de análisis.

En términos generales, el fenómeno de torsión acoplada se debe a la no coincidencia entre la fuerza sísmica y la fuerza resistente, lo que acopla los movimientos rotacionales a los desplazamientos de traslación, produciendo condiciones severas para algunos elementos estructurales, sobre todo cuando la excentricidad entre estas fuerzas es grande. Sin embargo, a pesar de tenerse bien identificadas las causas que originan este fenómeno, en la actualidad no existen

estudios suficientemente completos que permitan predecir la respuesta torsional de edificios de manera satisfactoria.

El reglamento vigente contempla la posible incursión de los edificios en un estado de comportamiento inelástico por medio del Factor de Comportamiento Sísmico (Q), mediante el cuál se trata de caracterizar la respuesta estructural no lineal, a partir de resultados de estudios elásticos. Este proceder pone en evidencia una clara incongruencia en los planteamientos, ya que el comportamiento no lineal de edificios en torsión no se asemeja en general al correspondiente lineal. Estamos concientes que llevar a cabo análisis inelásticos para los diseños que se hacen en la práctica, sería demasiado laboriosos por el proceso que implica y que además la finalidad del reglamento ha sido contemplar situaciones extremas, con procedimientos y/o expresiones matemáticas sencillas de fácil aplicación para los ingenieros. Sin embargo, ya que en el caso de torsión existe la incongruencia previamente mencionada, se requiere la evaluación de dichas normas con resultados que provengan de estudios bajo un comportamiento inelástico.

Como se mencionó, el efecto de torsión trae consigo el acoplamiento de los movimientos traslacionales y torsionales, cuyo análisis se lleva a cabo al tomar la matriz de rigidez tridimensional general de la estructura. Sin embargo el reglamento actual, permite hacer el análisis de edificios considerando únicamente traslación de los niveles, sumando luego los efectos de torsión, dados por cortantes adicionales función del momento actuante que se obtiene de multiplicar la fuerza sísmica del entrepiso por la excentricidad de diseño mas desfavorable a cada elemento resistente. Para tal consideración la fuerza sísmica de diseño se considera aplicada en el centro de torsión del entrepiso.

Las definiciones se presentan a continuación son importantes para la adecuada aplicación de la norma de diseño por torsión que establece el reglamento, salvo la parte correspondiente a la excentricidad en resistencias que está en proceso de ser eliminada. Se designa centro de cortante de un nivel al punto de aplicación de la fuerza cortante. Los centros de torsión de los niveles son los puntos en donde de deben aplicar las fuerzas horizontales que obran en cada nivel, para que el movimiento del edificio sea solo de traslación, sin rotación de los diafragmas

piso. De manera similar se definen los centros de cortante y de torsión de los entresijos, solo que la aplicación de las fuerzas horizontales es en entresijos.

La excentricidad estática referida en el reglamento, es la distancia que hay entre la fuerza sísmica que pasa por el centro de cortante y el centro de torsión de cada entresijo. Para el caso de edificios de un nivel, el centro de cortante coincide con el centro de masa, y a su vez estos puntos de entresijo coinciden con su posición en el nivel, lo cuál se tomó en cuenta para las implicaciones de los modelos que aquí se estudian.

La definición de excentricidad de diseño, tiene un formato similar en códigos de diseño sísmico de diversos países, e involucra factores que modifican la excentricidad estructural. Estos factores representan el efecto de la excentricidad accidental y la amplificación que se produce por efectos dinámicos. La forma común de estas expresiones es la siguiente :

$$e_{d1} = a_1 e_s + \beta b$$
$$e_{d2} = a_2 e_s - \beta b$$

donde :

- e_s = Excentricidad estructural de entresijo
- b = Máxima dimensión de la planta del edificio perpendicular a la dirección del sismo.
- βb = Excentricidad accidental
- a_1, a_2 = Coeficientes de amplificación dinámica

La tabla 1 muestra la variación de los coeficientes involucrados en las expresiones anteriores, de algunos códigos actuales. Se observan las diferencias en la distribución de la fuerza cortante sísmica por torsión que ellos producen.

CODE	α_1	α_2	β
MEXICO	1.5	1.0	0.10
C.E.B.	0.5	0.0	0.05
CANADA	1.5	0.5	0.05
A.T.C.	1.0	0.0	0.05

TABLA 1.- Coeficientes involucrados en la excentricidad de diseño para los reglamentos de diversos países.

Mientras unos reglamentos restan al cortante directo un porcentaje del mismo debido a torsión, como es el caso de México, otros como el CEB solo consideran el incremento que sufre dicho cortante directo en los elementos resistentes correspondientes, sin tener en cuenta el cortante negativo. Este último criterio de distribución, parece ser adecuado ya que a la fecha no existen estudios convincentes que avalen el porcentaje de cortante torsional que es conveniente restar al cortante directo. De esta manera, el CEB permite obtener elementos resistentes más fuertes, sin embargo es necesario considerar que una estructura más resistente no necesariamente lleva a un mejor comportamiento estructural bajo una excitación intensa.

IV.- DESCRIPCION DEL MODELO NUMERICO

4.1.- CARACTERISTICAS GENERALES

Como se explica en la parte introductoria, en este trabajo se propone el estudio de algunos modelos estructurales más elaborados que los que dieron origen a las investigaciones sobre torsión no lineal de edificios realizadas recientemente en el Instituto de Ingeniería. De esta manera, se continúa con el análisis de edificios de un nivel idealizados como un modelo de cortante, donde se estudian casos con tres y cuatro elementos resistentes en la dirección paralela al sismo, con lo que se concluye una fase preliminar de este tipo de modelos. En seguida, se adicionan a dichos modelos elementos resistentes en la dirección ortogonal los cuales son sometidos a una y dos componentes simultáneas de sismos reales, finalizandose así una etapa importante de evaluación al reglamento vigente (RDF-87), que al mismo tiempo nos ha permitido ampliar el conocimiento de este complejo problema.

La representación matemática para idealizar los modelos estructurales, se hizo mediante un sistema plano formado por los elementos resistentes considerados para cada caso, distribuidos uniformemente, unidos en su

parte superior a un diafragma de piso infinitamente rígido y empotrados en su base. La ley de carga-deformación de dichos elementos resistentes, fué bilineal histerética estable, con una pendiente en la segunda rama de 1% del valor de la pendiente inicial. No se consideró degradación de los modelos histeréticos, ni amortiguamiento viscoso, teniendo como único mecanismo disipador de energía, el propio comportamiento inelástico. La fig 4.1 muestra los modelos más simples utilizados inicialmente en el estudio.

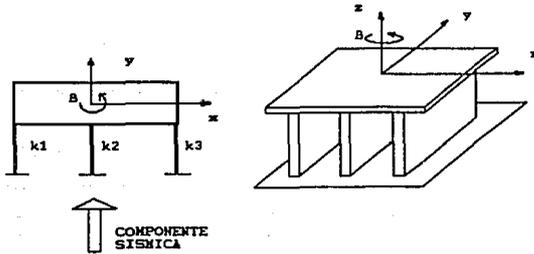
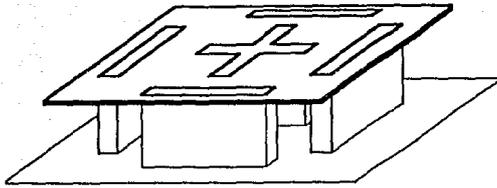


FIGURA. 4.1- Modelo matemático y estructural con 3 elementos resistentes paralelos a la direccion del sismo.

En estos modelos solo se consideraron tres y cuatro elementos resistentes ya que los resultados obtenidos, que más adelante se discuten, presentaron una tendencia definida sin variaciones importantes atribuibles al número de elementos.

El caso mas complejo que se estudió, fué cuando se adicionaron a los modelos anteriores, elementos resistentes perpendiculares como se ilustra en la fig . 4.2 . En este modelo el centro de masa de cada sistema plano fué el mismo punto, con el propósito de comparar sus respectivos resultados.



MODELO ESTRUCTURAL

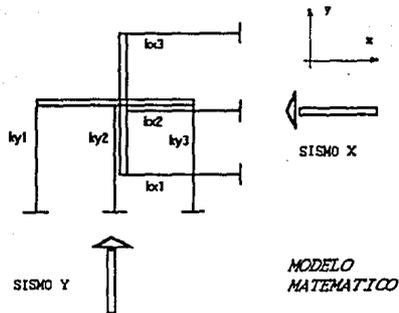


FIGURA 4.2.- Modelo matemático y estructural con elementos resistentes en ambas direcciones ortogonales.

La adición de elementos resistentes ortogonales, involucra cambios importantes respecto al manejo de parámetros y variables en el modelo, ya que el número de ellos se incrementa. Para este tipo de modelos solo se consideraron tres elementos resistentes en cada dirección, debido en parte a la gran cantidad de información que se genera y todo el proceso e interpretación que requiere. Por otro lado consideramos que tres elementos son suficientes para ilustrar un comportamiento estructural básico para este tipo de edificios, como se verá más adelante.

Uno de los objetivos de este estudio, es tratar de representar en los diversos modelos, características representativas de edificios reales. Por lo anterior se tomó un caso de distribución de rigideces en los elementos resistentes del modelo que consideramos es común en la práctica, ya que teóricamente existe un número infinito de ellas. Para esta investigación se estudia el caso de edificios que poseen la mayor parte de su rigidez en la periferia. Así, se propuso asignar a los modelos estructurales, independientemente del número de elementos resistentes, 75 % de la rigidez total de la estructura a los elementos extremos y el otro 25 % a los elementos restantes. Otras distribuciones fueron también consideradas, sin embargo, al tenerse características semejantes de comportamiento no se discuten en este trabajo.

Por otra parte, el tener modelos de más de 2 elementos resistentes hace que la distribución de rigidez en dichos elementos sea un problema hiperestático. Para evitar esto, se propuso mantener constante la rigidez asignada a los elementos centrales, variando la de sus extremos, de acuerdo con la excentricidad estructural y la posición del centro de masa considerada. Con base en esta consideración, mediante un análisis estático se pueden deducir las ecuaciones que rigen el cálculo de la rigidez en cada uno de los elementos.

Si consideramos el caso de la componente sísmica en la dirección " y " según el sistema de referencia del modelo, tenemos lo siguiente :

$$K_{y1} = (K_{ye} * x_{(numel)} + e_{sx} - x_{cm} + Sum) * F_y / X$$

$$K_{yi \text{ int}} = (K_{Ty} - K_{ye}) * F_y / (numel - 2)$$

$$K_{y \text{ numel}} = (x_{cm} - e_{sx} - Sum - K_{ye} * x_{(1)}) * F_y / X$$

Donde :

K_{y1} = Rigidez del primer elemento

$K_{yi \text{ int}}$ = Rigidez correspondiente a un elemento intermedio " i "

$k_{y \text{ numel}}$ = Rigidez del último elemento

F_y	=	Componente de fuerza sísmica
x_{cm}	=	Posición del centro de masa respecto al centro del diafragma
numely	=	Número total de elementos resistentes
K_{Ty}	=	Rigidez total de la estructura
K_{ye}	=	Fracción de la rigidez total asignada a los elementos extremos
X	=	$x \cdot \text{numely} - x_1$
x_i	=	Coordenada de cada elemento respecto al centro del diafragma
Sum	=	Sumatoria desde $i = 2$ hasta $\text{numely}-1$ de $(K_{yi} x_i)$

El proceso es análogo para los elementos resistentes paralelos a la dirección " x ", solo cambia el subíndice correspondiente. Puede notarse además, que las expresiones anteriores son válidas para cualquier distribución de rigideces, aún aquellas no consideradas en este estudio.

4.2.- CRITERIOS DE DISEÑO

El RDF-87 asigna, por ejemplo para una estructura con dos elementos resistentes, la sobrerresistencia por torsión a aquellos elementos a los cuales se les suma el cortante originado por este mismo efecto. Sin embargo, estudios previos sugieren que este proceder no es necesariamente el más adecuado, por lo que en esta investigación se plantean dos maneras alternas de distribuir dicha sobrerresistencia, mismas que fueron utilizadas en estudios anteriores con el propósito de encontrar un mejor comportamiento al problema, Ayala G. y Barron R.,1990, y que nuevamente se retoman por haber presentado resultados interesantes. En la tabla 2 se muestran los dos criterios alternos al del reglamento vigente, que definen la distribución del cortante sísmico en los elementos resistentes. De esta forma, se intenta primeramente valuar el comportamiento que resulta del diseño en cada caso, para luego hacer un análisis comparativo entre todos ellos.

Partiendo de las ecuaciones para las excentricidades de diseño :

$$e_{d1} = a_1 e_s + \beta b$$

$$e_{d2} = a_2 e_s - \beta b$$

Tenemos.

DISEÑO	a1	a2	β
1	1.5	1.0	0.1
2	1.25	0.75	0.1
3	1.0	0.50	0.1

TABLA 2.- Criterios de diseño por torsión

Como se observa, el diseño 1 corresponde al propuesto por el RDF-87, y de esta manera nos referiremos a él en lo que sigue para la evaluación de los resultados que se presenten.

Del análisis de los coeficientes anteriores, se puede demostrar que las excentricidades estructural y accidental involucradas en las ecuaciones anteriores, proporcionan una sobrerresistencia por torsión, la cuál es típica de los códigos de diseño sísmico. Por ejemplo, para un entrepiso con dos elementos resistentes, el valor que toman los coeficientes para el Diseño 2 de la tabla anterior, distribuye esa sobrerresistencia por torsión de manera equitativa entre los dos elementos resistentes, mientras que para el Diseño 3 la sobrerresistencia se distribuye en el elemento al que se resta el cortante por torsión.

Es importante mencionar, que para los fines pretendidos en esta investigación, todos los modelos fueron diseñados de acuerdo con ciertas características establecidas en el reglamento para condiciones extremas de edificios que pudieran alcanzar un comportamiento inelástico bajo la excitación sísmica

propuesta. Por lo anterior, se tomó un Factor de Comportamiento Sísmico (Q) de 4.0 y un Coeficiente Sísmico nominal de 0.40, correspondiente a la zona III de la Cd. de México.

4.3.- PARAMETROS ESTUDIADOS

Es difícil definir cuales son las características y parámetros más importantes en el comportamiento no lineal de una estructura, sin embargo investigaciones al respecto, coinciden en que definitivamente la distribución de resistencias en planta, influye de manera apreciable en el comportamiento de la misma. Otros parámetros que se manejaron al respecto en esta investigación, fueron : el periodo desacoplado de vibración libre, la excentricidad estática ó estructural, la relación de aspecto de la planta y el cociente de resistencia real a resistencia nominal de la estructura.

En seguida se presenta con más detalle la variación que se hizo en los modelos para los parámetros antes mencionados, con lo cuál se intenta describir la influencia de los mismos en la respuesta estructural.

4.3.1.- PERIODO DESACOPLADO DE VIBRACION LIBRE EN TRASLACION (T).

Una de nuestras consideraciones importantes en el estudio, fué asignar una masa unitaria a los diafragmas de piso de los modelos. De esta manera la rigidez total de la estructura, que es función inversa del cuadrado del periodo, resulta ser :

$$KT = 4 \pi^2 / T^2$$

Los valores del periodo traslacional que se proponen son 1.5, 1.0 y 0.5 seg. Para los modelos con elementos resistentes en dos direcciones ortogonales, se asigna el mismo valor del periodo, es decir, $T_x = T_y$

4.3.2.- EXCENTRICIDAD ESTÁTICA O ESTRUCTURAL (es)

La excentricidad estática en una o dos direcciones según el modelo, se normalizó respecto a la dimensión " b " de la planta . Se consideró importante hacer la distinción entre la asimetría proporcionada por movimiento del centro de rigideces y por movimiento del centro de masa, ya que en el rango no lineal se trata de dos casos completamente diferentes. Los valores de excentricidad normalizada que se estudian son desde 0.0 (caso simétrico) hasta 0.3 con intervalo de 0.1, para ambos tipos de excentricidad. Las figs. 4.3 y 4.4 ilustran los conceptos explicados y los valores que se proponen, en donde " cs " es el centro de torsión y " cm " es el centro de masa, anteriormente establecidos.

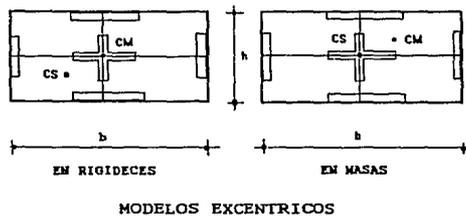
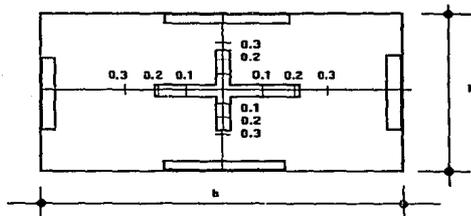


FIGURA 4.3.- Tipos de asimetría



Además de los valores de excentricidad anteriormente mencionados, se generaron otros al incluir la incertidumbre en la posición del centro de masa, como lo estipula el reglamento. Para los modelos simples se consideraron posiciones adicionales moviendo dicho centro $-0.1b (L)$ y $+0.1b (D)$ respecto a la posición nominal (P). De manera similar, para el caso de los modelos con elementos resistentes en ambas direcciones ortogonales, adicionalmente al centro de masa nominal se tomaron ocho posiciones inciertas, moviéndose $+0.1b$ como se observa en la fig.4.5.

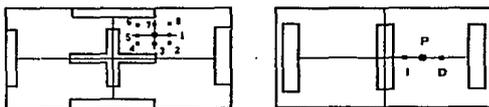


FIGURA 4.5.- Incertidumbre en la posición del centro de masa (cm) en modelos asimétricos en una y dos direcciones

4.3.3.- DISTRIBUCION DE RESISTENCIAS

Las variables auxiliares para determinar el efecto de la distribución de resistencias en planta fueron " x_r " para los modelos con elementos resistentes en una dirección, incluyendo " y_r " para los casos con elementos en ambas direcciones. Por medio de ellas se midió la distancia de la resultante de las resistencias al centro geométrico del diafragma. Al respecto, se consideró lo establecido en el reglamento, en el cuál la resistencia de los elementos estructurales no debe ser menor que la prescrita por la norma. Cuando se trató de cambiar la distribución de resistencias a una diferente a la de diseño, fué necesario incrementar la de aquellos elementos que nos proporcionaran esa distribución requerida, sin disminuir en ningún caso el valor mínimo de resistencia presentado

por el código. Al igual que la excentricidad estructural, estas variables fueron normalizadas respecto a la dimensión " b " de la planta.

La variación en los valores de resistencia se hizo a lo largo de uno ó dos de los dos ejes ortogonales según el modelo considerado, con valores de " x_r " e " y_r " desde 0.0 hasta 0.3b con intervalos de 0.1b proporcionados para los dos casos de excentricidad estructural. Su signo se definió de acuerdo con un sistema de referencia derecho, con origen en el centro del diafragma, ver fig 4.6

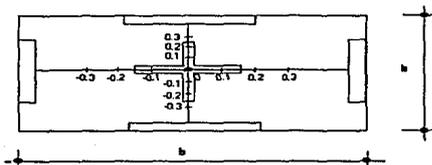


FIGURA 4.6.- Valores propuestos de x_r e y_r para un modelo con elementos ortogonales

4.3.4.- RELACION DE ASPECTO DE LA PLANTA (h / b).

En los modelos iniciales se propusieron tres diferentes relaciones de aspecto 0.5, 1.0 y 2.0, las cuales modifican a su vez el valor del radio de giro del diafragma para el cálculo de la masa rotacional y la relación de frecuencias desacopladas empleadas por otros autores, Chopra A.K. and Hejal R., 1988. En los modelos finales solo se estudió el caso cuadrado, es decir, cuando $h/b = 1.0$.

4.3.5.- COCIENTE DE RESISTENCIA REAL A RESISTENCIA NOMINAL (R_r / R_n).

De la experiencia obtenida de sismos anteriores y de resultados presentados por algunos investigadores, se supone que la resistencia real de una estructura es mayor que la proporcionada por las fórmulas de diseño en un 50 % ó más, Meli R. y Avila J., 1989. De esta manera, tomando en cuenta tal observación, se asignó a nuestros modelos estructurales un factor de sobrerresistencia de 1.5.

En esta breve descripción de los parámetros estudiados, es difícil tratar de explicar en forma completa la variación de los mismos para cada modelo en particular, por lo que solo se presentaron los valores más comunes. Más adelante se discutirán con mayor amplitud las características particulares de cada uno de ellos.

El diseño de todos los modelos fué realizado con base en el reglamento, haciendo las modificaciones correspondientes para los criterios alternos por torsión que se mencionan. Una vez hecho lo anterior, se procedió al cálculo de la respuesta inelástica con el programa DRAIN-2D para análisis plano no lineal, Kanaan A.E. y Powell, G. H., 1975.

Como excitación sísmica se utilizaron las componentes horizontales del registro de SCT de México 1985 con intervalos de tiempo de 0.02 segundos. De acuerdo con el RDF-87, el diseño de los modelos más complejos se hizo considerando el efecto de las dos componentes de sismo. Es decir, para una dirección dada, se tomó el 100 % del efecto ocasionado por el sismo en esa dirección, más el 30 % del efecto del sismo en la dirección perpendicular. Cabe mencionar que para el caso de los modelos con elementos resistentes en una dirección se utilizó la componente sísmica E-W del registro mencionado por ser la más intensa.

V.- MODELO CON ELEMENTOS RESISTENTES EN UNA DIRECCION

5.1.- PLANTEAMIENTO PARTICULAR

Por las condiciones de estructuración, en estos modelos se variaron los valores de excentricidad estática y de distribución de resistencias solo en dirección perpendicular a la distribución de los elementos resistentes.

Con base en el modelo de 2 elementos resistentes paralelos a la dirección del sismo estudiado por Ayala G. y Barrón R., 1990, en los modelos presentados en este capítulo se propuso un incremento en el número de elementos resistentes, con el propósito de estudiar el efecto que producen en la respuesta estructural los diversos parámetros que se manejan en esta investigación. De esta manera, se estudiaron modelos de 3 y 4 elementos resistentes con una distribución de rigideces que asigna 75 % de la rigidez total del modelo a los elementos extremos y el 25 % restante a los elementos centrales.

En estos modelos se analizaron tres relaciones de aspecto de la planta, $h=b/2$, $h=b$, $h=2b$ y se proporcionaron características de masa y rigidez

para obtener 3 periodos diferentes 0.5, 1.0 y 1.5 segundos. Finalmente, los modelos son diseñados con los 3 criterios que se estudian respecto a la distribución de la sobrerresistencia torsional en los elementos resistentes, considerandose una sobrerresistencia estructural de 1.5 y un factor de comportamiento sísmico $Q=4.0$

Siguiendo con el planteamiento establecido por el RDF-87 se incluyó en el análisis de los modelos la incertidumbre en la localización del centro de masa, por lo que para un valor de excentricidad estructural nominal, se tomaron posiciones en el centro, a la izquierda y derecha 0.1b, con objeto de incluir tal efecto.

La excitación sísmica seleccionada para obtener la respuesta estructural, corresponde a la componente E-W de SCT del sismo de México 1985, que actúa paralelamente a los elementos resistentes.

5.2.- DESCRIPCION Y ANALISIS DE RESULTADOS PARA LOS MODELOS DE TRES Y CUATRO ELEMENTOS RESISTENTES

Las figs. 5.1 a 5.24, presentan las envolventes de las demandas máximas de ductilidad normalizadas versus el parámetro " x_r ", el cual mide la distribución de resistencias en planta sobre el eje horizontal.

La información contenida en estas figuras, es el producto de un voluminoso análisis el cual es difícil presentar con todo detalle, por lo que solo se muestran algunas gráficas que ejemplifican el comportamiento característico de la respuesta de los elementos. En estas se observan los valores más desfavorables en las diferentes envolventes de los parámetros que se estudian. Estas figuras resumen los efectos de la forma de la planta, los periodos de vibración traslacional, los diseños analizados y la distribución de las resistencias de los elementos en planta. Incluyen además el efecto de la incertidumbre en la posición del centro de masa, representando con una línea vertical la localización de resistencia de diseño que resulta de la aplicación directa del reglamento.

5.2.1.- COMPORTAMIENTO

En las figs. 5.1 a 5.3 y 5.13 a 5.15, correspondientes a 3 y 4 elementos respectivamente, se pueden observar, para la gran mayoría de los casos, que la tendencia mostrada por los diferentes elementos resistentes de los modelos, es similar a la presentada por estudios anteriores (Ayala G. y Barrón R.,1990), es decir, la demanda máxima de ductilidad disminuye cuando se incrementa la resistencia del elemento que la demanda. Esta disminución es hasta un cierto límite, lo que implica que no necesariamente el proporcionar resistencia a los elementos más allá de este límite, induce un mejor comportamiento estructural en la misma proporción.

5.2.2.- DISTRIBUCION DE RESISTENCIAS

Con base en la tendencia anteriormente descrita, se obtuvieron las envolventes superiores de la respuesta máxima respecto a la variación de la fuerza resistente en planta. En las figs. 5.4 a 5.6 y 5.15 a 5.18 correspondientes a 3 y 4 elementos respectivamente, se nota claramente que los valores de ordenadas mínimas de ductilidad normalizada para las 3 formas de planta, los 3 periodos y los 3 diseños, en general se encuentran en una zona mas o menos definida que corresponde a la parte izquierda las gráficas, es decir, para valores que se encuentran en el rango de variación de la excentricidad proporcionada por movimiento del centro de rigideces. En resumen, lo anterior nos muestra que se obtiene un mejor comportamiento cuando la resultante de las resistencias de los elementos se encuentra cercana al centro de torsión.

5.2.3.- FORMA DE LA PLANTA Y PERIODOS

Las figs. 5.7 a 5.9 y 5.19 a 5.21 para 3 y 4 elementos respectivamente, muestran las envolventes específicas del efecto de la forma de la planta, se puede ver claramente que la forma cuadrada es, en la mayoría de los casos, la que exhibe el mejor comportamiento para la demanda máxima de

ductilidad, resultado esperado dadas las condiciones de regularidad de dicha planta. Por otro lado, es difícil tratar de determinar cual de las plantas restantes es el caso más desfavorable, ya que sus respuestas variaron de una forma poco clara. Sin embargo, se observa que la forma de planta con $h=2b$ presenta altas ordenadas de ductilidad normalizada máxima para excentricidades grandes proporcionadas por movimiento del centro de torsión.

Haciendo un análisis comparativo de los tres diseños, tenemos lo siguiente :

1) El diseño 1 (RDF-87) no muestra una variación sensible respecto a los valores más altos de ductilidad máxima normalizada para un periodo traslacional en particular. Al parecer no afecta de manera significativa la posible flexibilidad o rigidez del modelo.

2) En los diseños 2 y 3, se obtiene una mejor respuesta estructural para el periodo de 0.5 seg.. Esta respuesta se incrementa para un periodo de 1.0 seg. y disminuye un poco para 1.5 seg.

5.2.4.- DISEÑOS

La detección del mejor comportamiento entre los tres diseños estudiados es directa si se observan las ordenadas máximas de ductilidad normalizada para cada uno de ellos, ya que sí existe una diferencia marcada entre dichos valores, teniendo una mejor respuesta estructural los modelos diseñados de acuerdo con el diseño 3, el cual distribuye la sobrerresistencia por torsión contrariamente a como lo hace el RDF-87. Lo anterior se cumple en términos generales para los 3 periodos y para ambos modelos estudiados, figs. 5.10 a 5.12 y 5.22 a 5.24 .

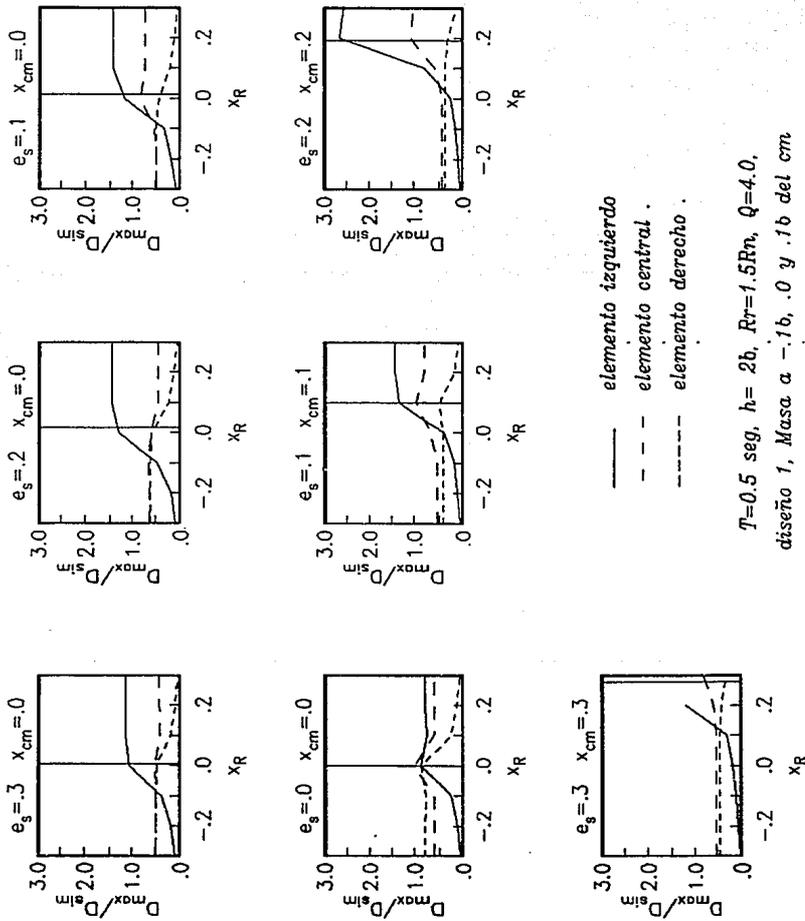


Figura 5.1 . Envolturas de Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias

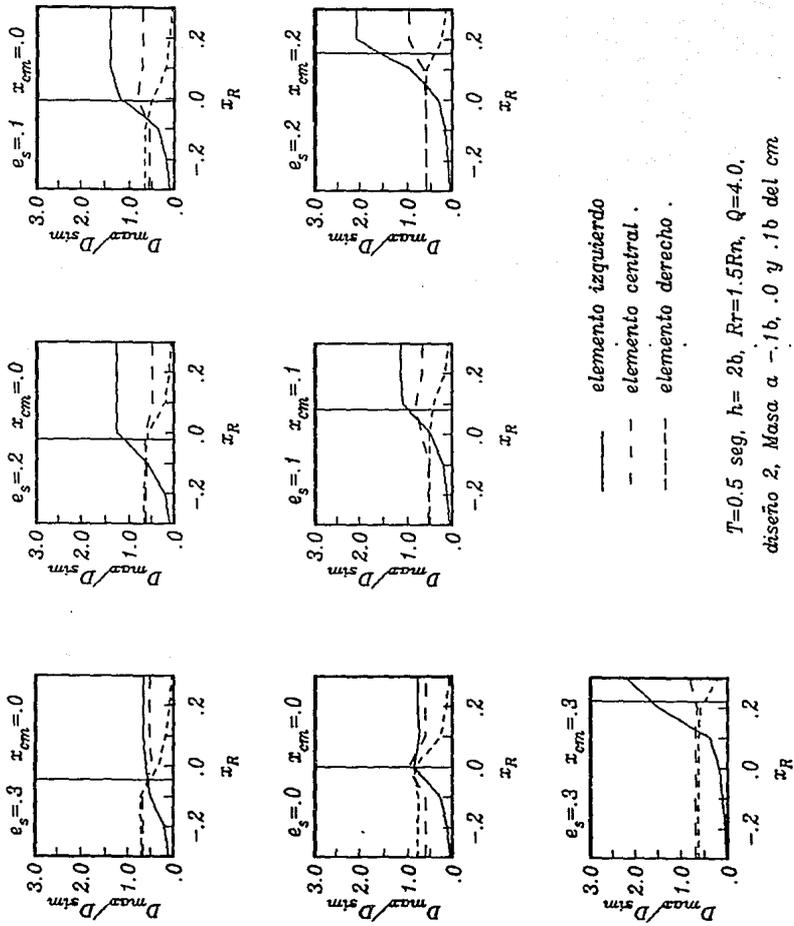


Figura 5.2 . Envolturas de Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias

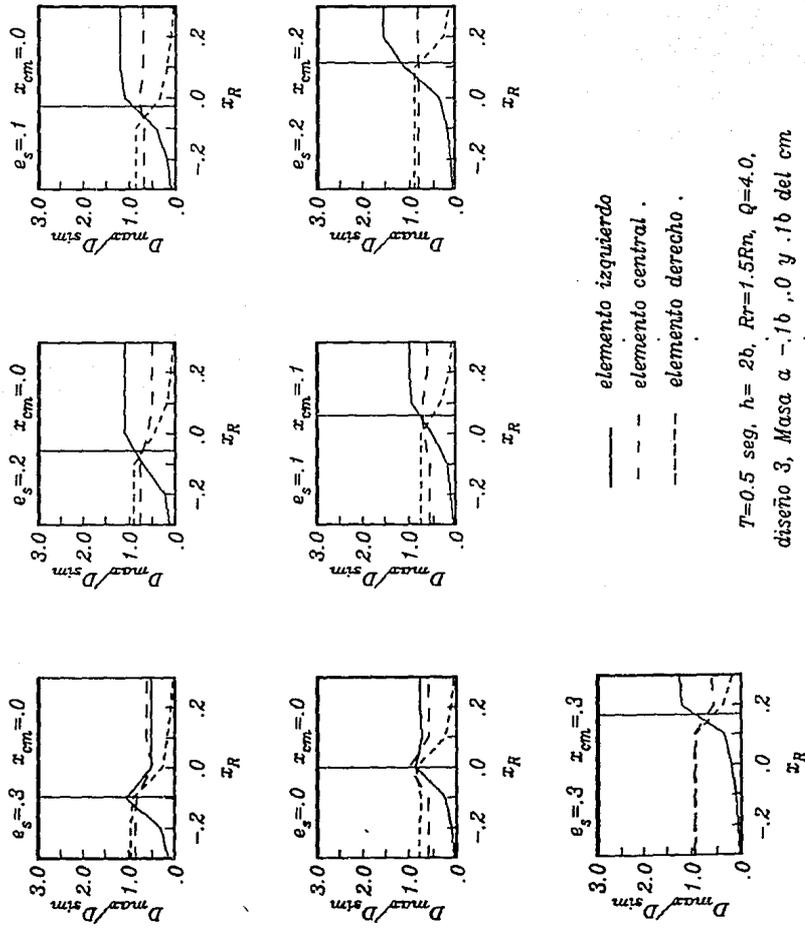
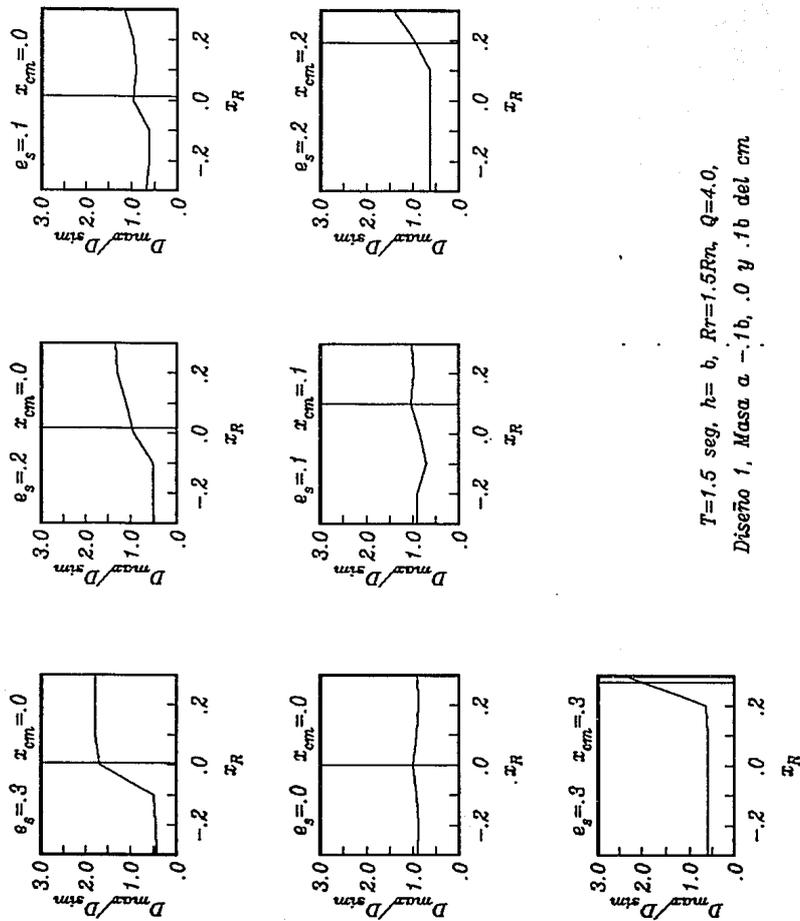


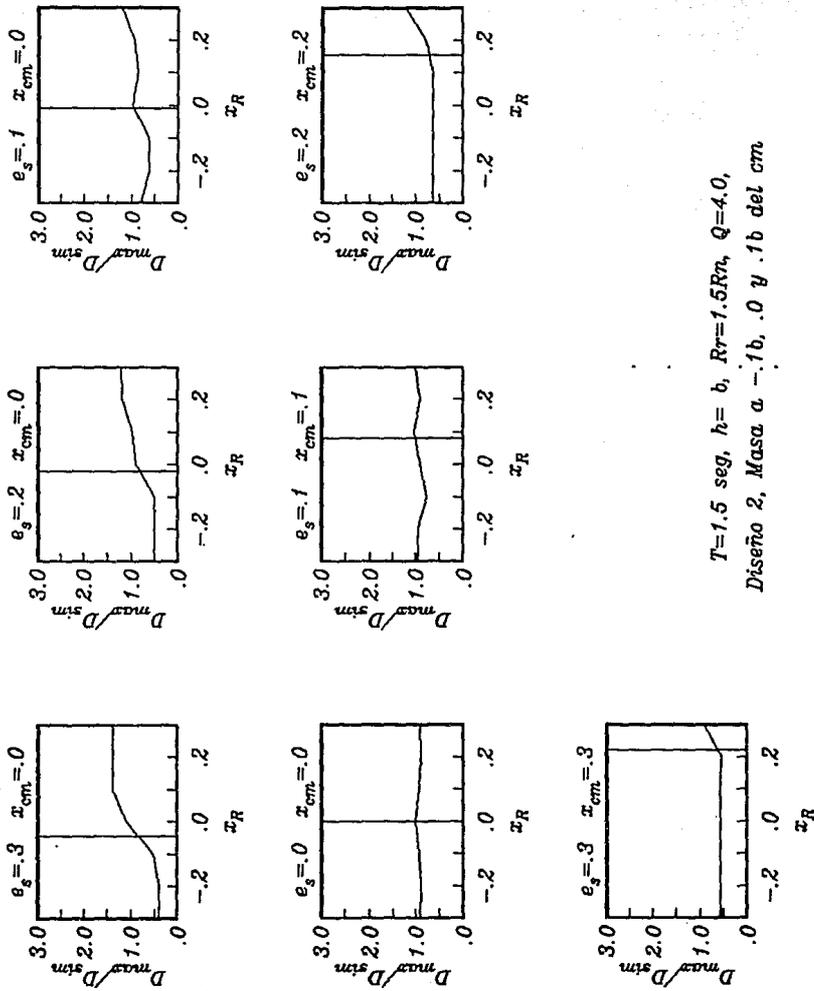
Figura 5.3 . Envolventes de Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias



$T=1.5$ seg, $h=b$, $R_T=1.5R_n$, $Q=4.0$,

Diseño 1, Masa a $-.1b$, $.0$ y $.1b$ del cm

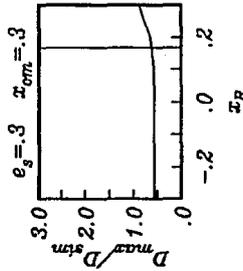
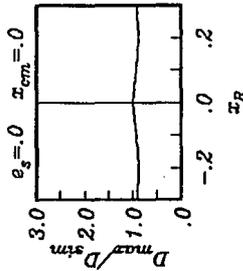
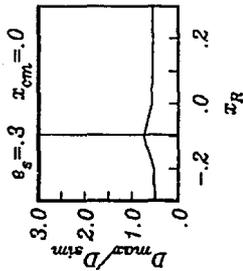
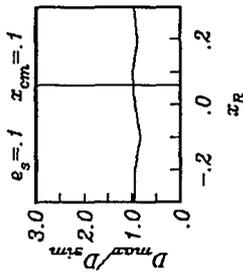
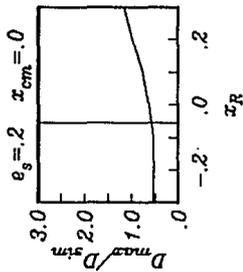
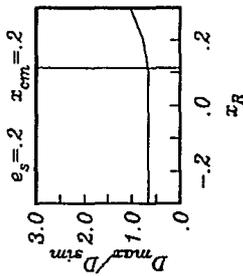
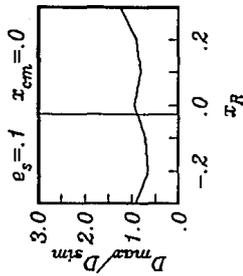
Figura 5.4 . Envoltorios de Relación de Ductilidades Máximas .vs. Distribución de Resistencias



$T=1.5$ seg, $h=b$, $R_r=1.5R_n$, $Q=4.0$,

Diseño 2, Masa a $-0.1b$, 0 y $0.1b$ del cm

Figura 5.5 . Envolturas de Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias
 - Envoltura Superior -



$T = 1.5$ seg, $h = b$, $Rv = 1.5Rn$, $Q = 4.0$,

Diseño 3, Masa a $-1b$, 0 y $1b$ del cm

Figura 5.6 . Envolturas de Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias

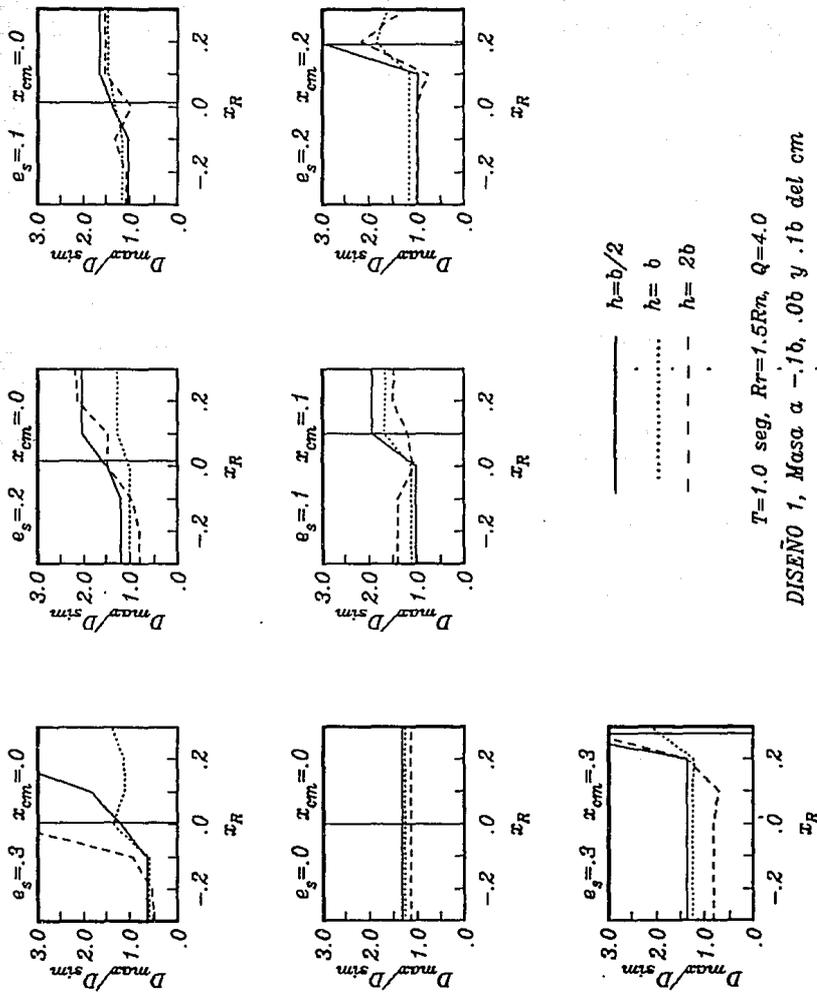


Figura 5.7 . Envolturas de la Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias
 - Efecto de la Forma de la Planta -

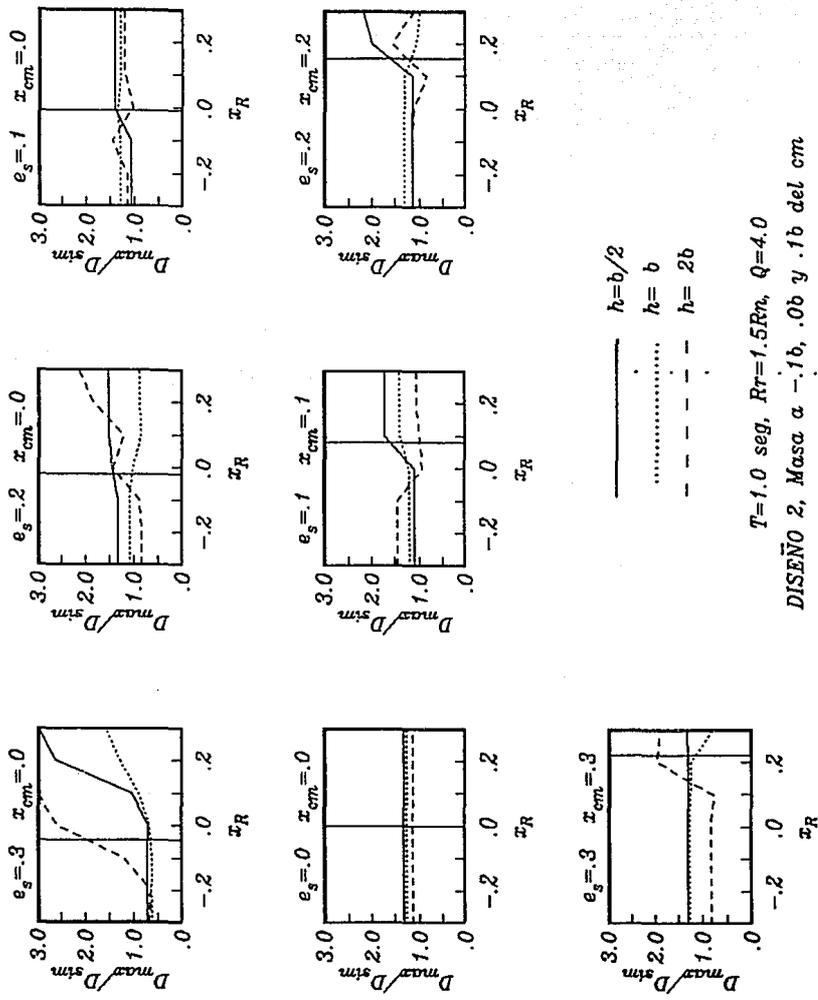


Figura 5.8 Envoltorios de la Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias
 - Efecto de la Forma de la Planta -

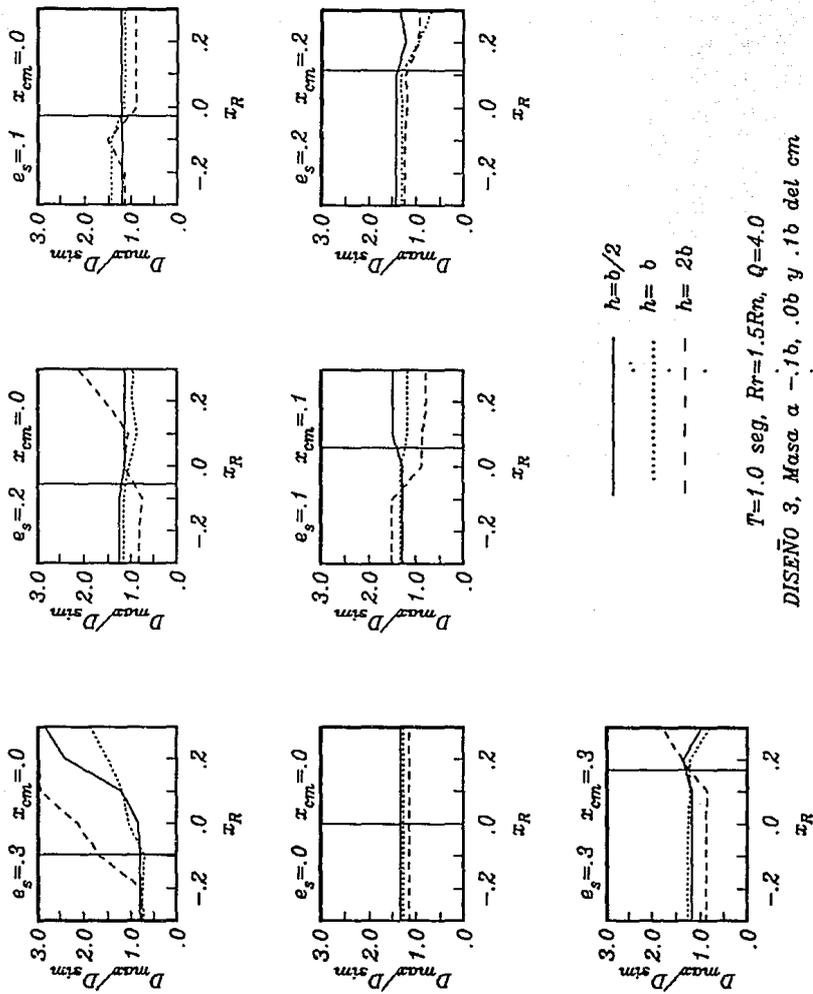


Figura 5.9 Envoltantes de la Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias
 - Efecto de la Forma de la Planta -

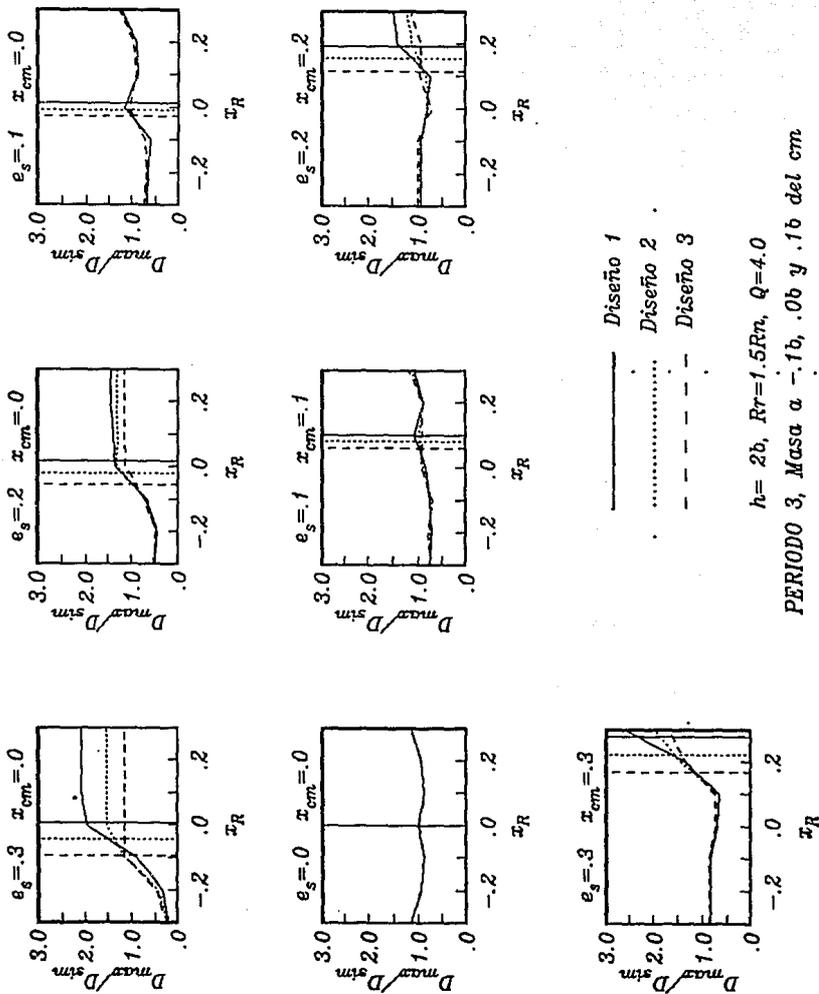


Figura 5.10 Envoltorios de la Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias
 - Efecto de los Tres diseños Considerados -

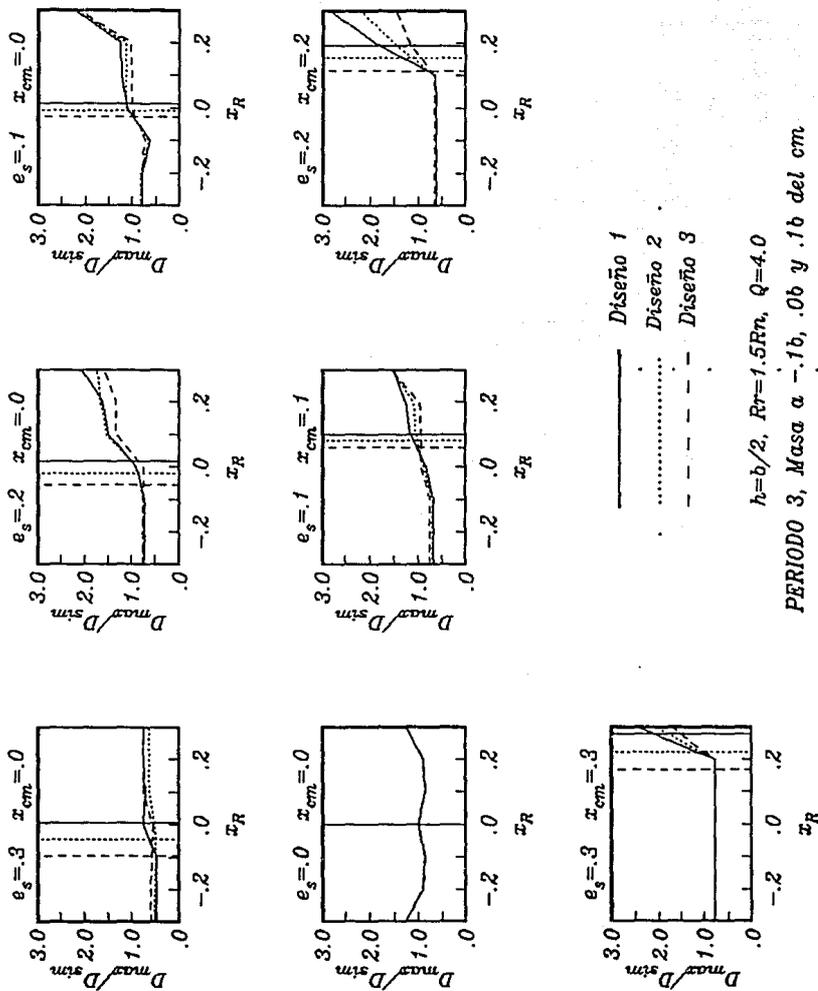


Figura 5.11 Envolturas de la Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias
 — Efecto de los Tres diseños Considerados —

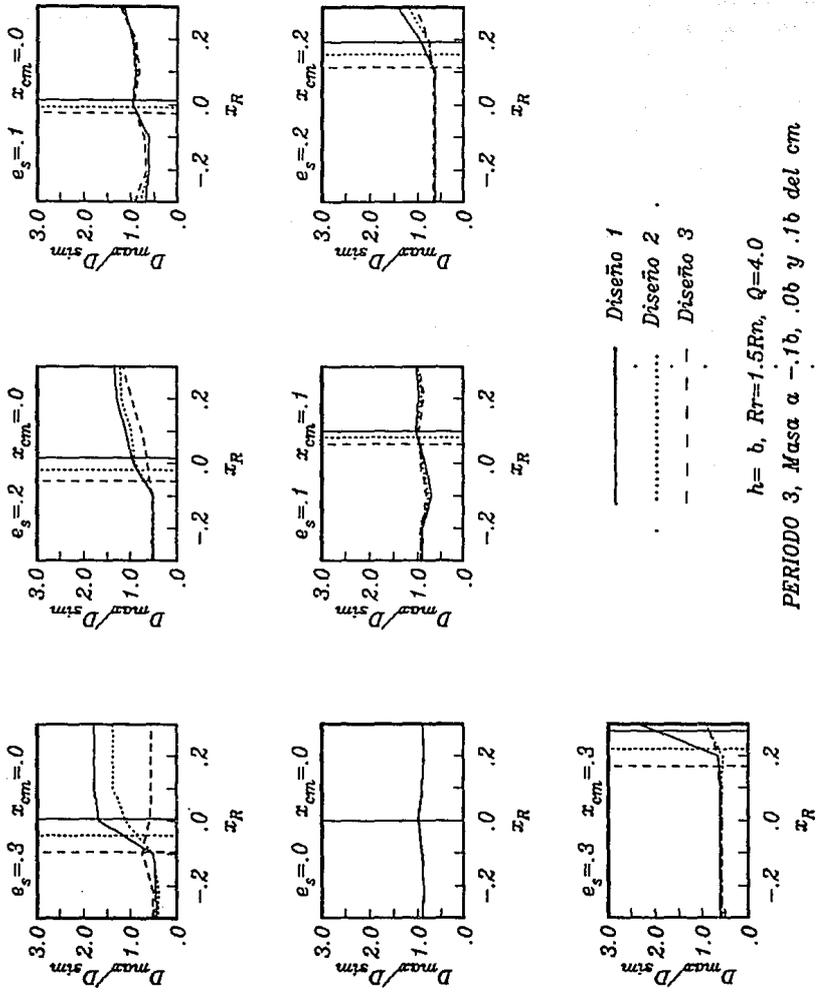
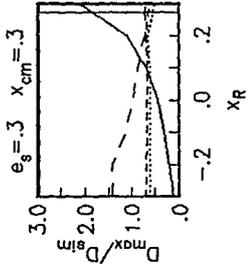
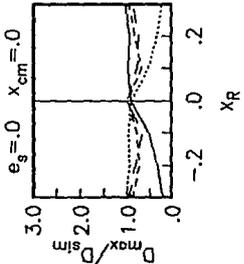
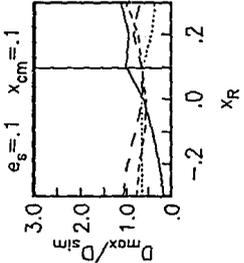
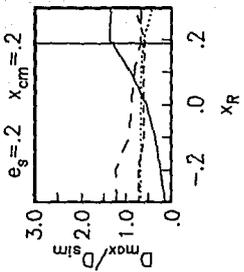
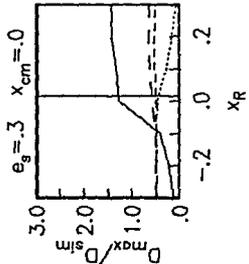
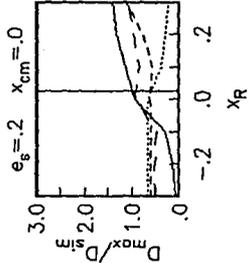
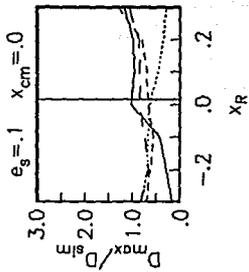


Figura 5.12 Envolturas de la Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias - Efecto de los Tres diseños Considerados -



- elemento izquierdo
- - elemento central izquierdo.
- · - elemento central derecho.
- elemento derecho .

$T=1.5$ seg, $h=b$, $Rr=1.5Rn$, $Q=4.0$,
 Diseño 1, Masa a $-.1b$, $.0$ y $.1b$ del cm

Figura 5.13 . Envolturas de Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias

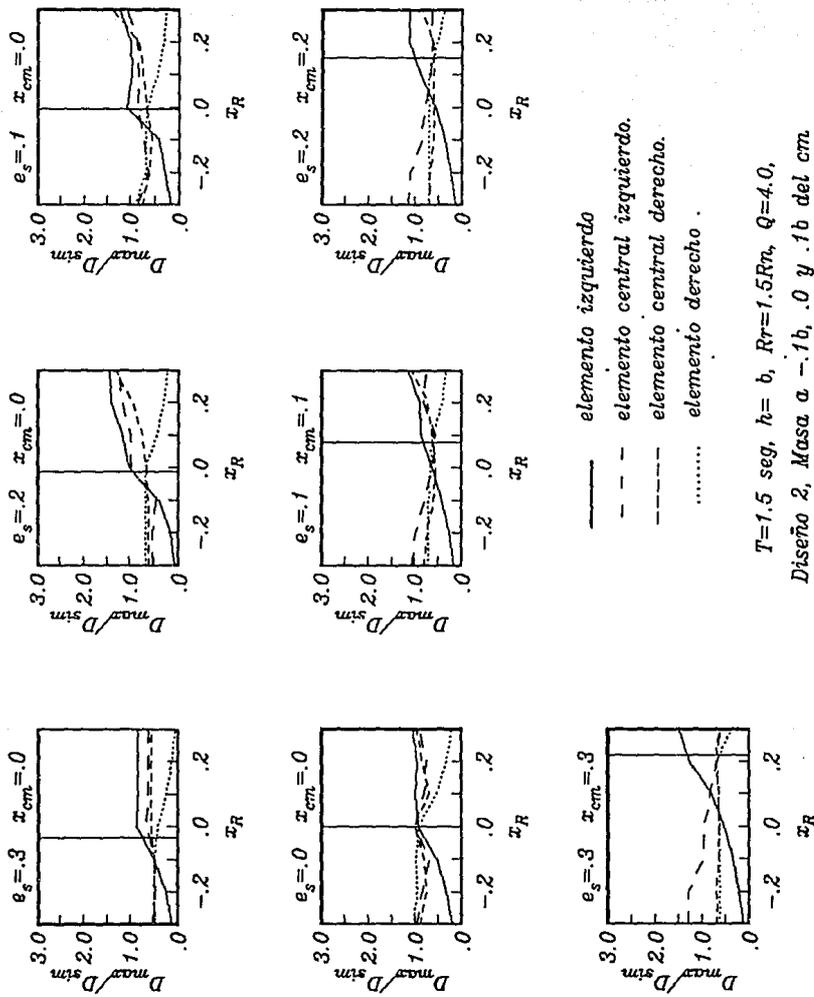
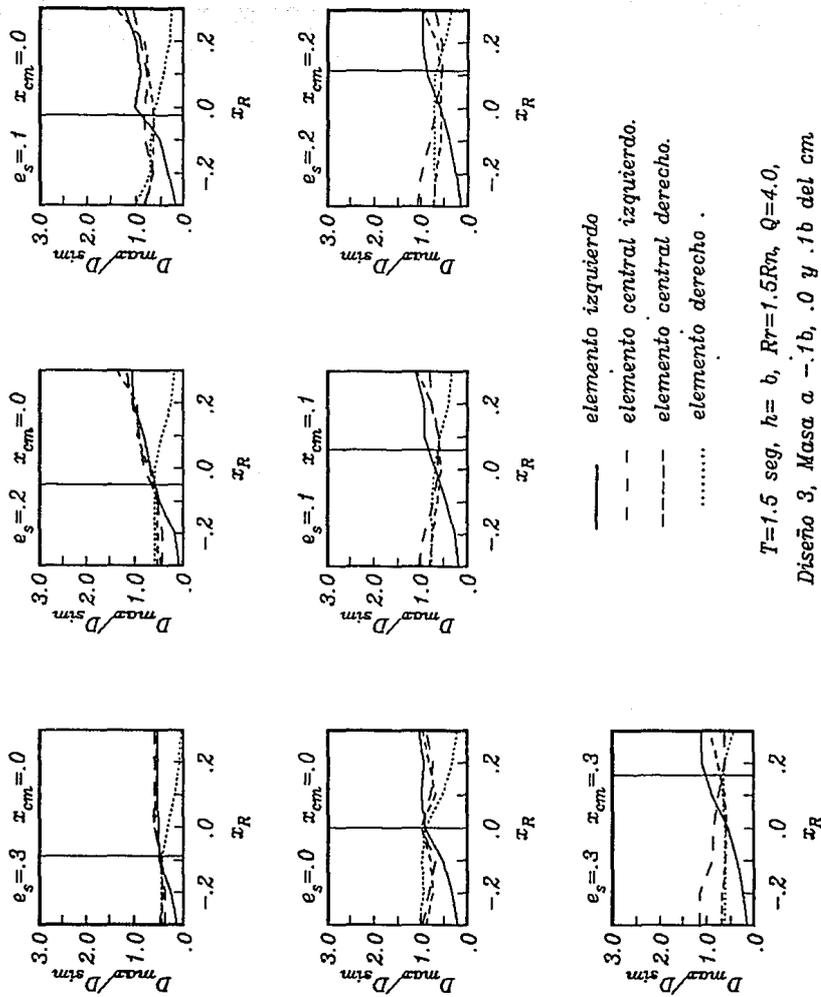


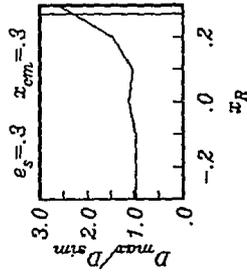
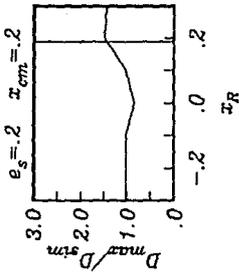
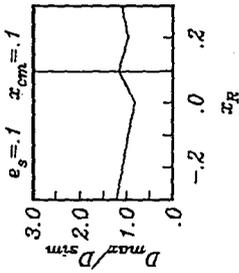
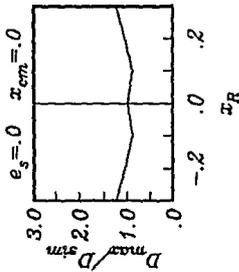
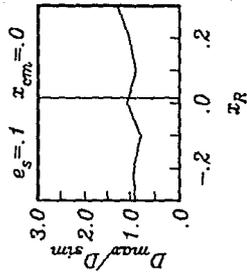
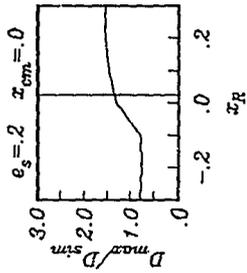
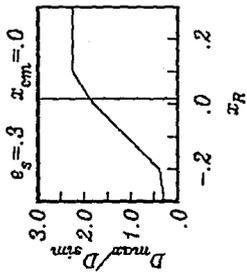
Figura 5.14 . Envoltantes de Relación de Ductilidades Máximas .vs. Distribución de Resistencias



$T=1.5$ seg, $h=b$, $Rr=1.5Rn$, $Q=4.0$,

Diseño 3, Masa a $-0.1b$, 0 y $0.1b$ del cm

Figura 5.15 . Envolturas de Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias

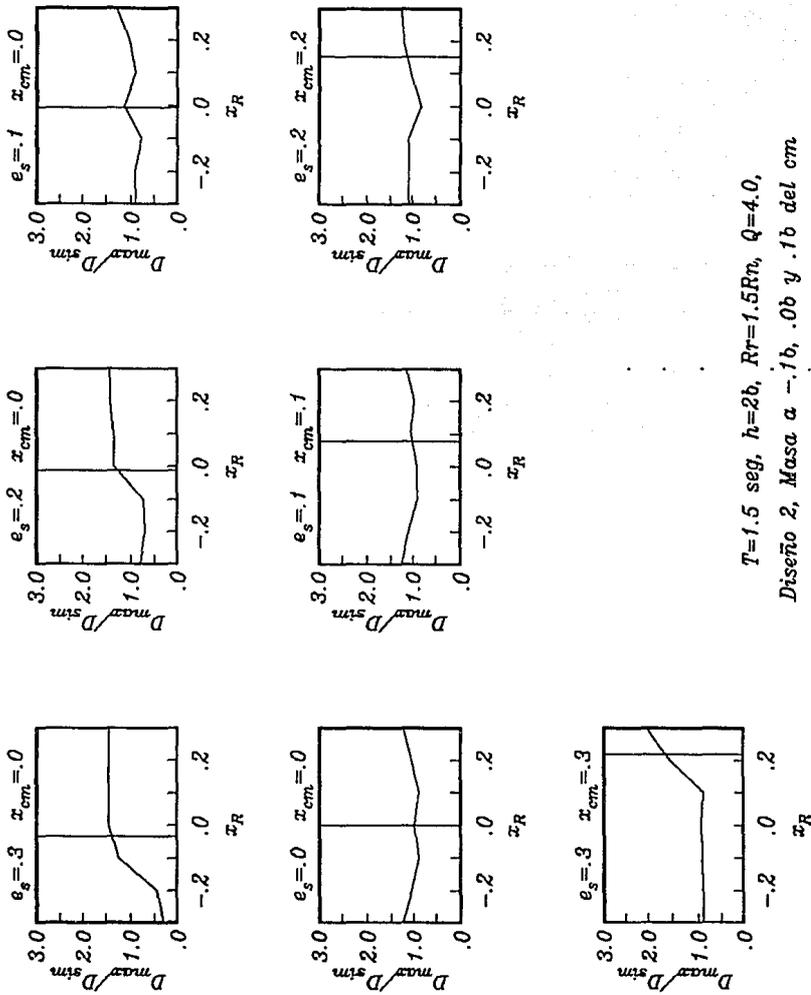


$T = 1.5$ seg, $h = 2b$, $Rr = 1.5Rm$, $Q = 4.0$,

Diseño 1, Masa a $-.1b$, $.0b$ y $.1b$ del cm

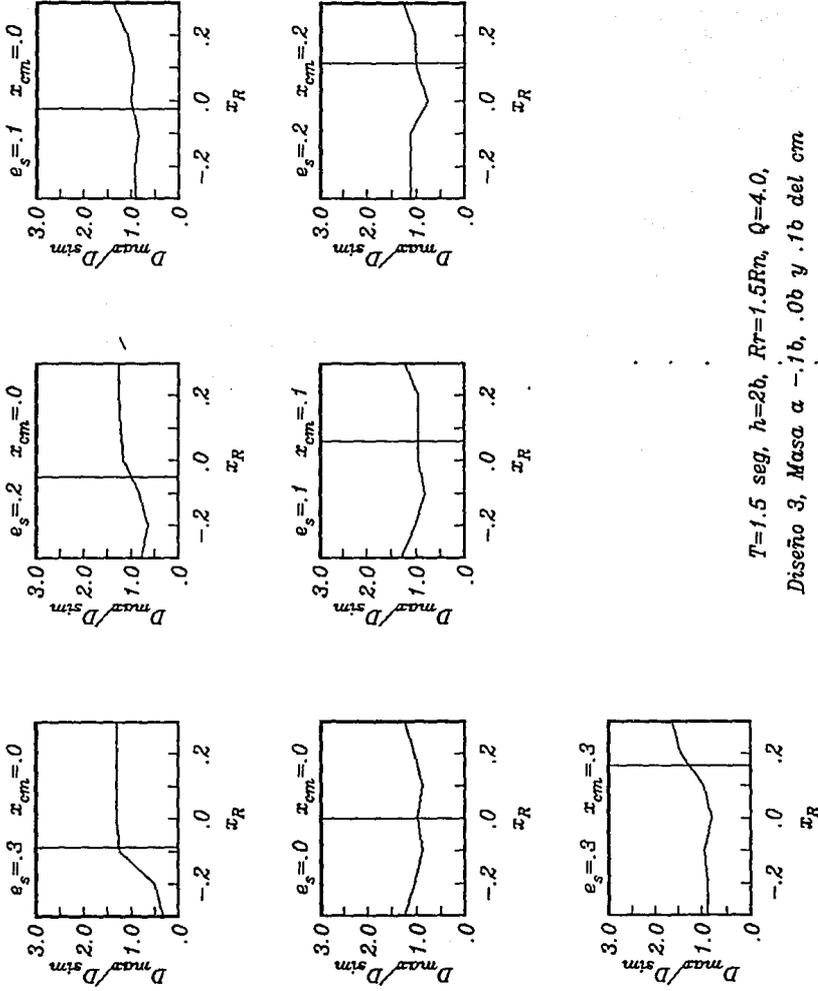
Figura 5.16 Envolturas de la Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias

— Envoltura Superior —



$T = 1.5$ seg, $h = 2b$, $Rr = 1.5Rn$, $Q = 4.0$,
 Diseño 2, Masa a $-1b$, $.0b$ y $.1b$ del cm

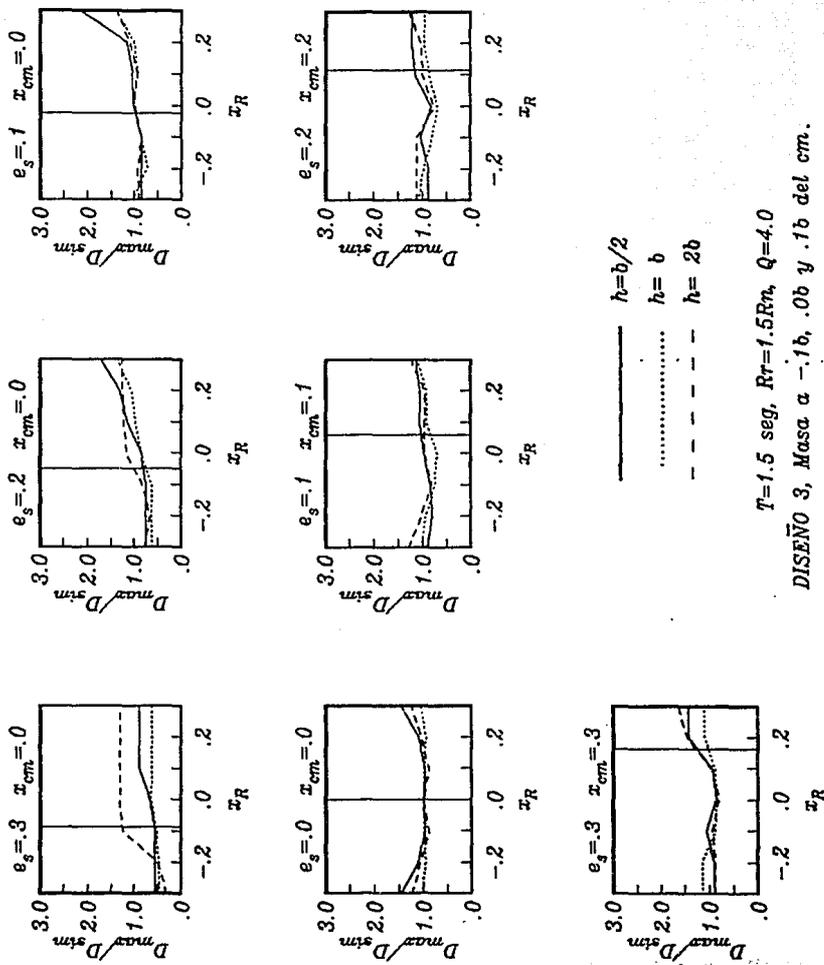
Figura 5.17 Envolturas de la Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias



$T=1.5$ seg, $h=2b$, $Rr=1.5Rm$, $Q=4.0$,

Diseño 3, Masa a $-.1b$, $.0b$ y $.1b$ del cm

Figura 5.18 Envolturas de la Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias



$T = 1.5$ seg, $Rr = 1.5Rn$, $Q = 4.0$

DISEÑO 3, Masa a $-1b$, $0b$ y $1b$ del cm.

Figura 5.19 Envolventes de la Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias
 - Efecto de la Forma de la Planta -

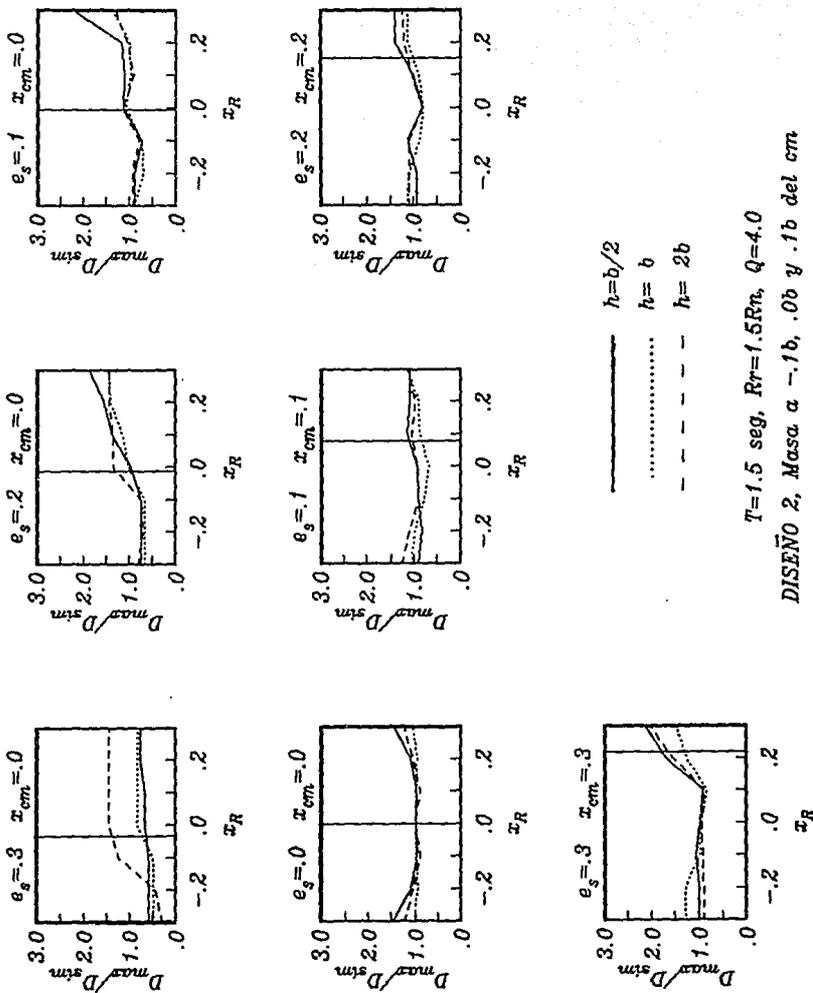


Figura 5.20 Envoltorios de la Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias
 - Efecto de la Forma de la Planta -
 - Cuatro Elementos -

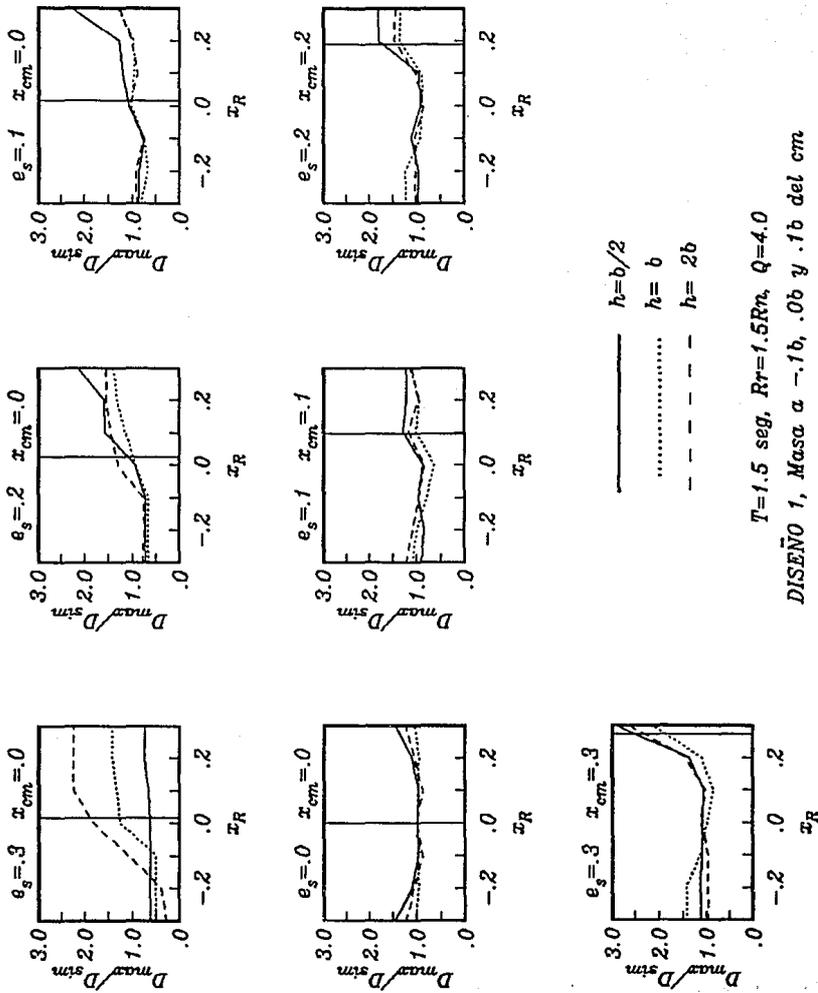


Figura 5.21 Envolventes de la Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias - Efecto de la Forma de la Planta -

- Cuatro Elementos -

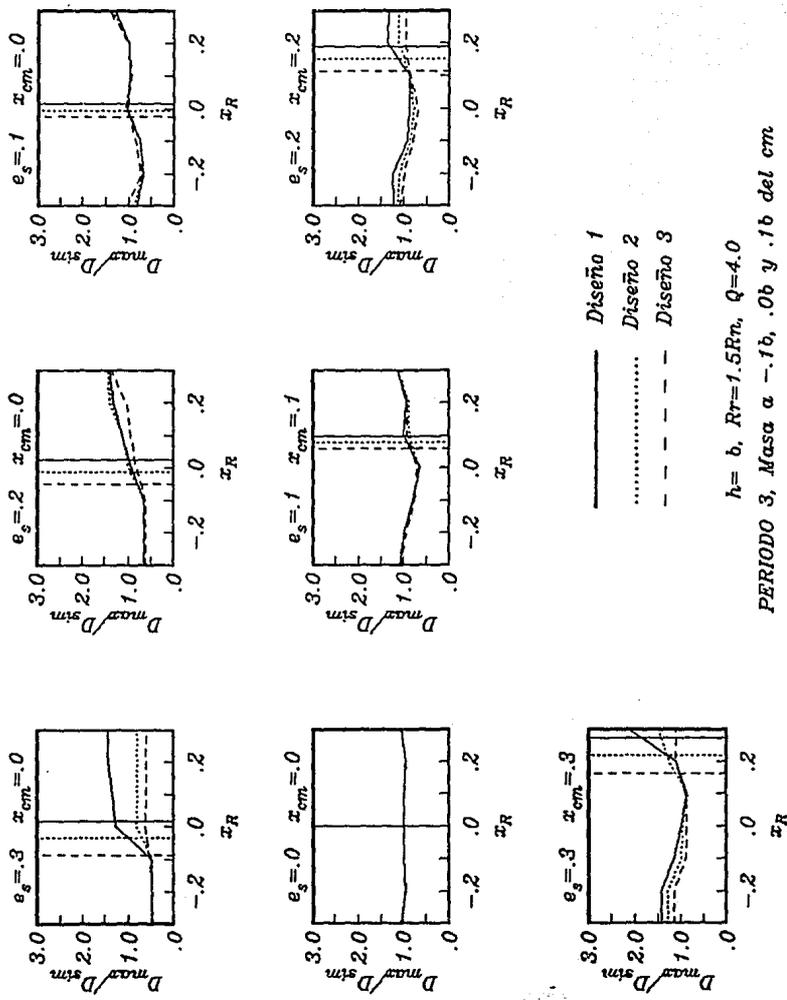


Figura 5.22 Envolturas de la Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias
 - Efecto de los Tres diseños Considerados -
 -Cuatro Elementos -

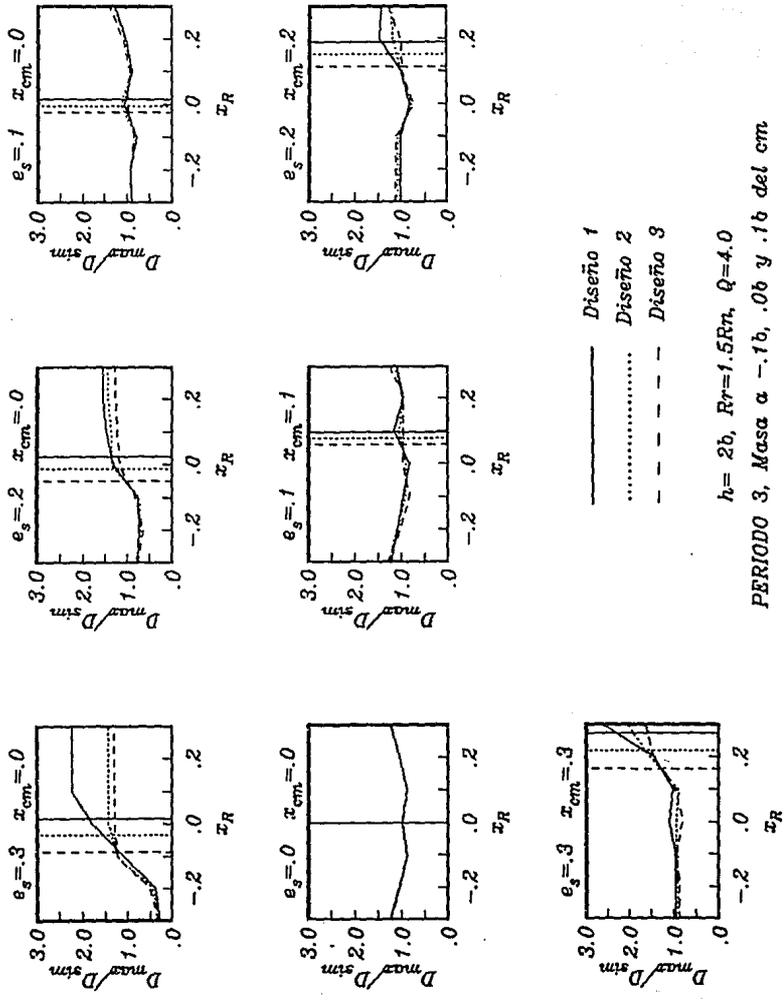


Figura 5.23 Envoltorios de la Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias -
 - Efecto de los Tres diseños Considerados -
 - Cuatro Elementos -

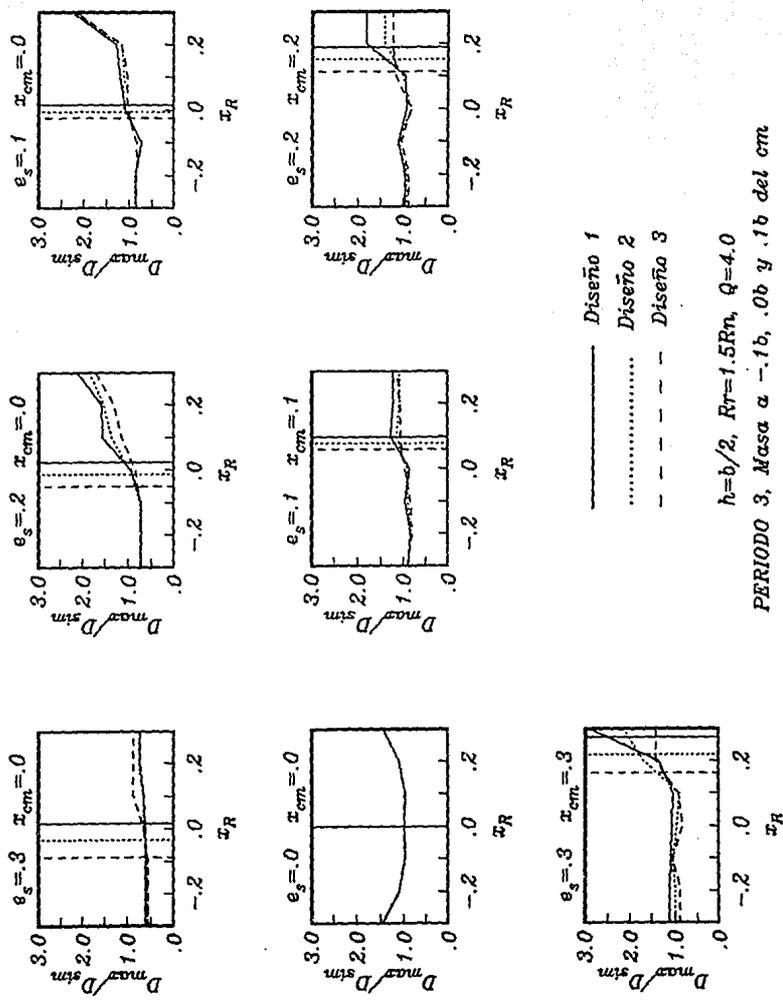


Figura 5.24 Envolventes de la Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias
 - Efecto de los Tres diseños Considerados -

VI.- MODELO DE ELEMENTOS RESISTENTES EN DOS DIRECCIONES ORTOGONALES

6.1.- PLANTEAMIENTO PARTICULAR

La consideración de elementos resistentes en dos direcciones perpendiculares, permite ampliar los rangos de variación de los parámetros estudiados en los modelos, que anteriormente eran limitados. De esta manera, en los casos últimos de esta investigación, se variaron los valores de resistencia en las dos direcciones ortogonales y se estudiaron todas las posibles combinaciones entre las variaciones propuestas, mientras que la asimetría estructural se da para determinadas situaciones que consideramos son representativas, ya que hacer el análisis de todas las posibilidades, como se hizo con las resistencias, involucra un proceso numérico gigantesco que quizás no es necesario hacer si se analiza el rango práctico de los parámetros y se tienen en cuenta las observaciones del comportamiento que se ha presentado anteriormente.

Para todos los casos solo se estudió la forma de planta cuadrada, y se tomaron iguales periodos traslacionales para las dos direcciones ortogonales. En el estudio de estos modelos, se varió inicialmente la excentricidad estructural y las resistencias a lo largo del eje horizontal con una sola componente sísmica, donde se evaluó básicamente el comportamiento particular de los elementos resistentes

paralelos a dicha excitación. A continuación esos mismos modelos se sometieron a dos componentes ortogonales de sismo, manteniendo las mismas condiciones de variación de rigideces y resistencias, englobándose por primera vez para este tipo de modelos, una respuesta máxima con características que permiten evaluar el comportamiento para variaciones de los diversos parámetros involucrados. Una vez estudiados estos casos, se introdujo la variación de las resistencias en dirección " y ", manteniéndose la variación de rigidez y resistencia sobre el eje " x " de los modelos iniciales. Con la adición de este último parámetro se pudo observar con detalle la distribución en planta de las resistencias y como influye esta en la respuesta estructural de los modelos para una excentricidad dada. Finalmente, para considerar la asimetría en las dos direcciones ortogonales, se tomaron dos casos de modelos con asimetría en las dos direcciones, una dada por movimiento del centro de masa y otra por movimiento del centro de torsión. En ambos, se observó también el efecto de la variación de la distribución de resistencias.

Cabe aclarar que las figuras tridimensionales representativas de las diferentes envolventes presentadas en esta investigación, son afectadas por curvaturas ficticias en puntos intermedios, producto de los algoritmos de interpolación ofrecidos por el programa de graficación que se utilizó para realizarlas.

6.2.- DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS PARA EL MODELO CON TRES ELEMENTOS ORTOGONALES Y SISMO EN UNA DIRECCIÓN

Una vez estudiado el comportamiento de los modelos con elementos resistentes en una dirección, se propuso agregar por primera vez, elementos ortogonales con el fin de observar las variantes en la nueva respuesta sin modificar la excitación sísmica, siendo expectante por el hecho de que se pudieran corroborar las características que presentaron los modelos anteriores, ya que al cambiar de manera total la estructuración del modelo, era de esperarse un comportamiento diferente en su respuesta, lo cuál como se discute adelante, no ocurrió.

A continuación se presentan algunos resultados que muestran la tendencia característica del comportamiento encontrado en la mayoría de los casos. Dado el volumen de información se seleccionaron solo algunas gráficas

representativas del mencionado comportamiento y sobre las cuales se presenta una discusión.

Las figs. 6.1 a 6.3 muestran para distintos valores de excentricidad propuestos, el efecto que produce en la demanda máxima de ductilidad normalizada, la variación de las resistencias de los elementos. En estas gráficas se identifica de manera inmediata, que la tendencia presentada por los elementos resistentes paralelos a la dirección del sismo, es muy parecida a la encontrada para el caso de modelos con elementos en una dirección, solo que existe una reducción en las ordenadas de ductilidad máxima normalizada producto principalmente de la contribución a la rigidez torsional de los elementos ortogonales .

Otra característica interesante se puede verificar al hacer el análisis comparativo de los 3 diseños, donde se observa que el diseño 3 es en términos generales el que mejor respuesta estructural proporciona sobre el modelo. No se abunda más en los resultados con posibles envolventes de comportamiento ya que el objetivo primordial de este modelo fué determinar la tendencia característica para poder partir de un comportamiento base, como lo fué respectivamente el modelo de dos elementos resistentes en una dirección (Ayala G. y Barrón R., 1990); y de esta manera poder involucrar una serie de variantes que nos proporcionen un modelo más completo para el mejor entendimiento del problema.

6.3.- DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS PARA EL MODELO CON TRES ELEMENTOS Y SISMO EN DOS DIRECCIONES ORTOGONALES.

6.3.1.- CASOS CON SIMETRÍA SOBRE UN EJE HORIZONTAL.

Una vez que se estudió la forma característica de la tendencia presentada en el comportamiento de los modelos analizados, se estudiaron estos mismos modelos sometidos simultáneamente a dos componentes sísmicas con el objeto de contemplar plenamente lo estipulado en el reglamento vigente.

Las figuras 6.4 a 6.6 presentan la demanda máxima de ductilidad normalizada versus " α ", parámetro que define la distribución de resistencias sobre el eje horizontal. El comportamiento para los elementos perpendiculares a los

anteriores por ahora no es de interés, ya que no se proporcionó asimetría en esa dirección ni variación en resistencias.

El comportamiento de los elementos distribuidos horizontalmente corroboran la misma tendencia descrita en resultados anteriores. A diferencia de los modelos con elementos ortogonales y sismo en una dirección, se nota un incremento en los valores de las ordenas máximas de ductilidad , debido a la acción simultánea de las dos componentes sísmicas.

Las figuras tridimensionales que se presentan en este trabajo, muestran en las esquinas los valores de las ordenadas máximas de ductilidad normalizada además de los valores máximos y mínimos obtenidos en toda la planta.

Por lo que respecta a la evaluación de las variables y los criterios de diseño sísmico estudiados, en las figs. 6.7a, 6.7b, 6.8a, 6.8b, 6.9a y 6.9b, se muestran solo una parte de los resultados que ilustran el comportamiento obtenido para cada criterio de diseño y un periodo de 1.5 seg., seleccionado arbitrariamente. Las envolventes presentadas contienen las ductilidades máximas normalizadas para el entrepiso, en las que ya se considera la incertidumbre en la localización del centro de masa, previamente discutida. En estas figuras se presentan resultados para dos tipos de modelos en donde se hace la diferencia entre las excentricidades producidas por movimientos del centro de rigideces y por movimiento del centro de masa. De estos resultados se observa que en todos los casos, la ductilidad máxima normalizada decrece sistemáticamente cuando la distribución de resistencias es sensiblemente igual a la de rigideces. En lo que se refiere al tipo de diseño, para los casos estudiados, se tienen mejores comportamientos en los diseños alternos al RDf-87, (diseño 1).

Los resultados anteriores presentan tendencias interesantes, que es conveniente estudiar con más detalle. Por lo anterior se decidió introducir en los modelos la variación de las resistencias en ambas direcciones ortogonales para un valor dado de excentricidad estructural, y se mantuvo el modelo con simetría sobre el eje horizontal.

En las figs. 6.10 a 6.15 muestran solo algunos resultados obtenidos de los casos analizados, ya que es impráctico anexas el estudio completo. En estas

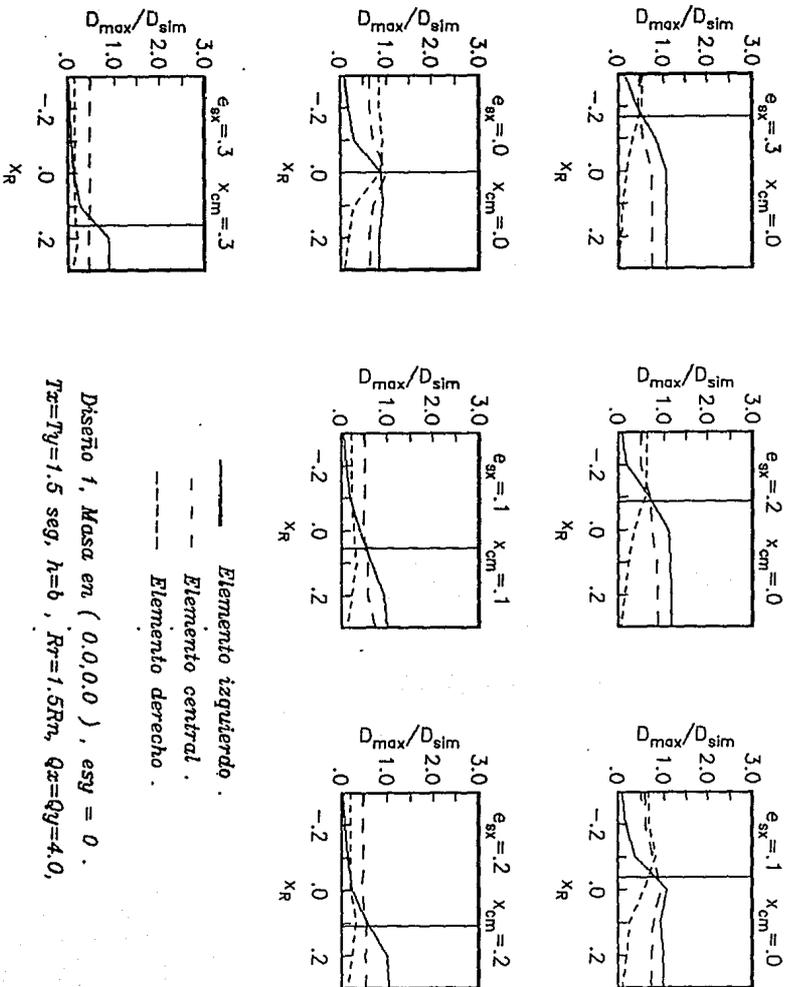
gráficas se presentan las envolventes de ductilidades máximas normalizadas y la variación sobre la distribución de resistencias en planta para los tres diseños, un periodo de 1.5 seg. y una excentricidad estructural normalizada igual a 0.2 proporcionada tanto por masas, como por rigideces.

La tendencia que se muestra en los comportamientos es muy clara y arroja resultados que concuerdan con los obtenidos durante todo el proceso de estudio desde los modelos más simples. Se observa un fuerte decremento en los valores de las ordenadas máximas de ductilidad para una zona bien definida que se ubica en el rango de variación de la excentricidad proporcionada por movimiento del centro de torsión. Al hacer un análisis comparativo de los 3 criterios de diseño, los diseños 2 y 3 presentan las menores ordenadas en las demandas de ductilidad, siendo el último de ellos el que presenta un mejor comportamiento en general.

6.3.2.- CASOS ASIMETRICOS

Para cubrir todas las situaciones contempladas en esta investigación, se estudiaron modelos con asimetría y variación de la resistencia en ambas direcciones ortogonales. Los valores de asimetría considerados, se eligieron con base en criterio ingenieril y en las observaciones de resultados anteriores que provocaron comportamientos desfavorables sobre la demanda de ductilidad máxima de los modelos como medida de su respuesta estructural. En los casos estudiados la asimetría se proporcionó para un valor de excentricidad de 0.2b en ambas direcciones y para los dos tipos de excentricidad, i.e. por masas y por rigideces .

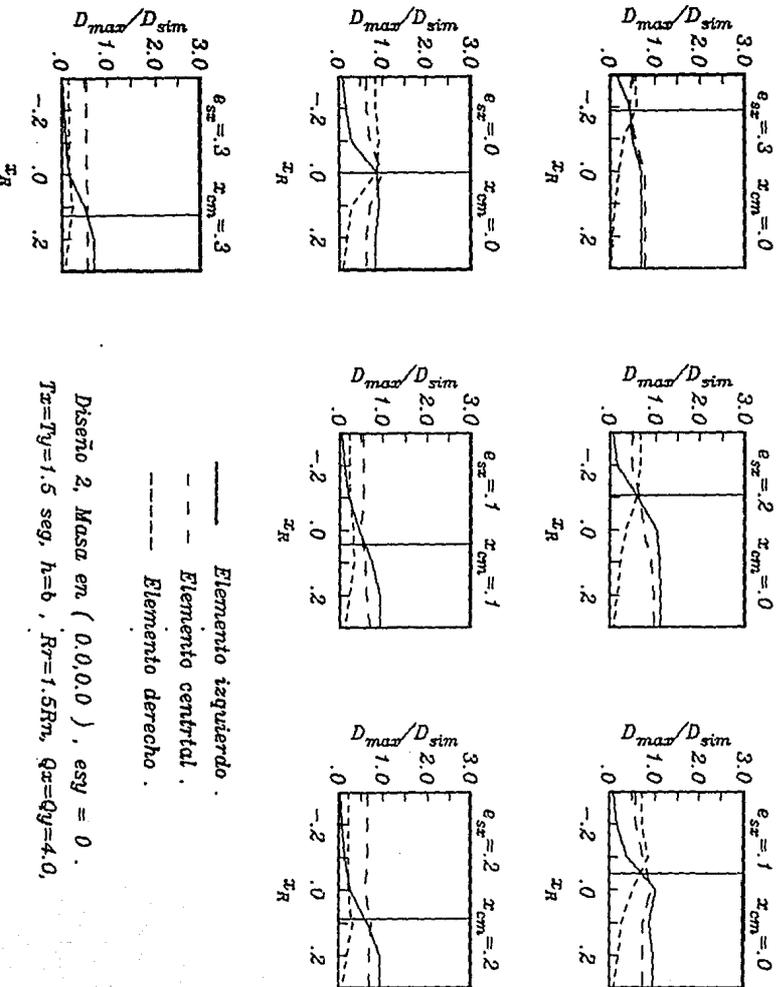
Algunos de los resultados obtenidos para estos casos se proporcionan en las figs. 6.16 a 6.21, donde se observa un comportamiento similar al obtenido anteriormente y que concuerda con la respuesta estructural de todos los modelos estudiados. En estas figuras se presentan resultados para los tres diseños considerados y un periodo seleccionado de 1.5 segundos. Al hacer el análisis de las ordenadas de ductilidad máxima normalizada, y en general el comportamiento que se ilustra en las gráficas, muestra que los diseños 2 y 3 ofrecen una mejor respuesta estructural.



— Elemento izquierdo.
 - - - Elemento central.
 - · - Elemento derecho.

Diseño 1, Masa en (0,0,0,0), $e_{sy} = 0$.
 $T_x = T_y = 1.5$ seg, $h = b$, $R_r = 1.5R_n$, $Q_x = Q_y = 4.0$,

Figura 6.1 . RELACION DE DUCTILIDADES MAXIMAS vs. DISTRIBUCION DE RESISTENCIAS.
 (Elementos resistentes en direccion perpendicular)

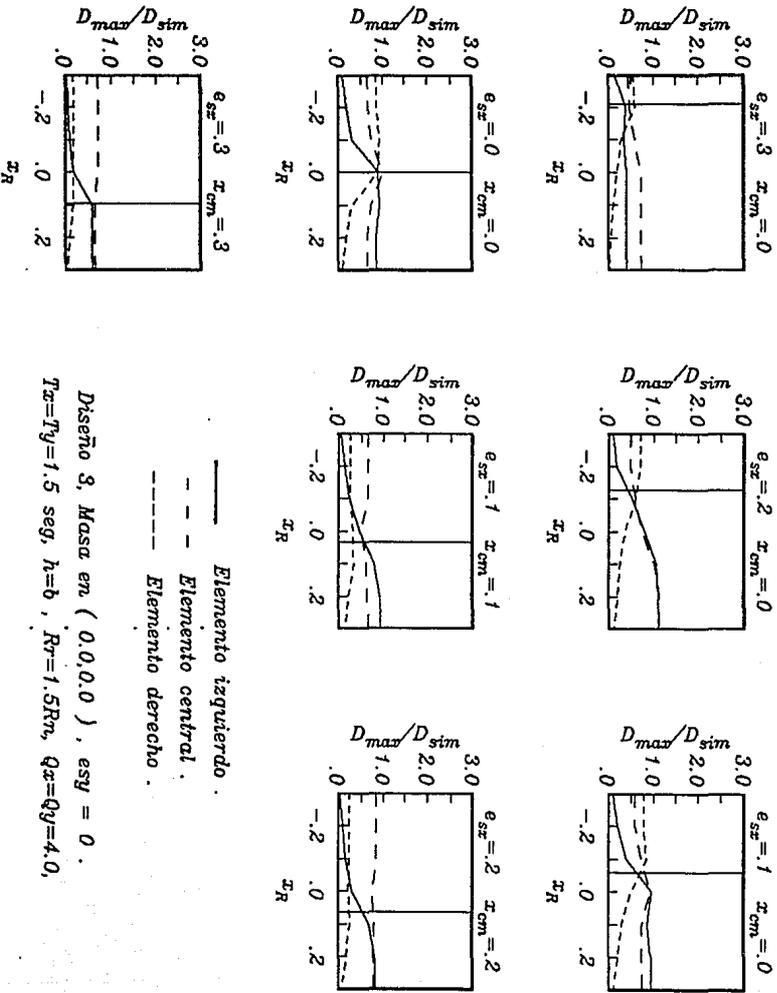


— Elemento izquierdo
 - - - Elemento central
 - · - Elemento derecho

Diseño 2, Masa en (0,0,0,0), $e_{sx} = 0$.

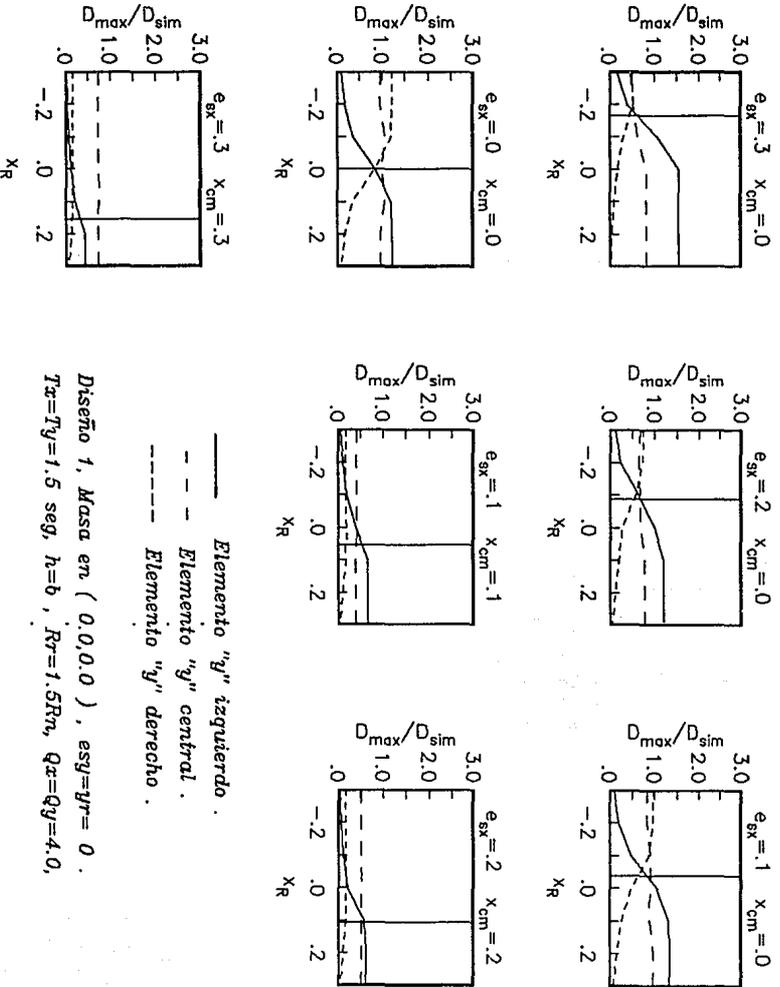
$T_x = T_y = 1.5$ seg, $h = b$, $R_r = 1.5 R_n$, $q_x = q_y = 4.0$.

Figura 6.2 . RELACION DE DUCTILIDADES MAXIMAS .vs. DISTRIBUCION DE RESISTENCIAS.
 (Elementos resistentes en dirección perpendicular)



Diseño 3, Masa en (0,0,0,0) , $esy = 0$.
 $Tx = Ty = 1.5$ seg, $h = b$, $Rr = 1.5Rm$, $Qx = Qy = 4.0$,

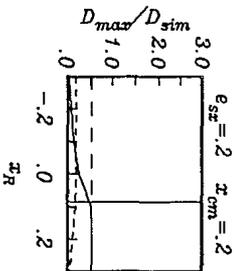
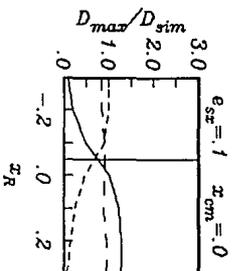
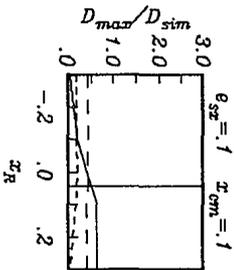
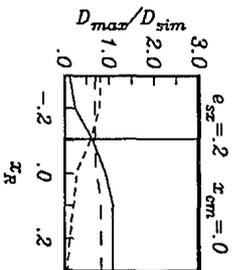
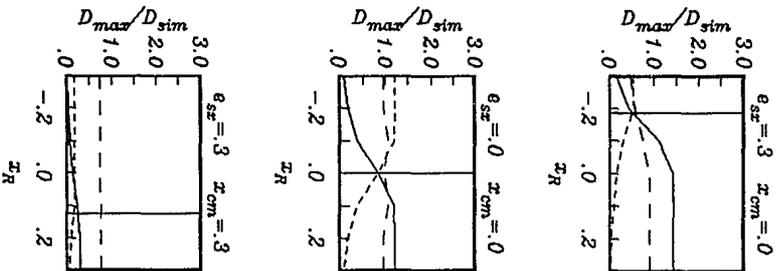
Figura 6.3 . RELACION DE DUCTILIDADES MAXIMAS vs. DISTRIBUCION DE RESISTENCIAS.
 (Elementos resistentes en dirección perpendicular)



— Elemento "y" izquierdo.
 - - - Elemento "y" central.
 - · - Elemento "y" derecho.

Diseño 1, Masa en (0,0,0,0), $e_{gx}=y_r=0$.
 $T_x=T_y=1.5$ seg, $h=b$, $R_r=1.5R_n$, $q_x=q_y=4.0$.

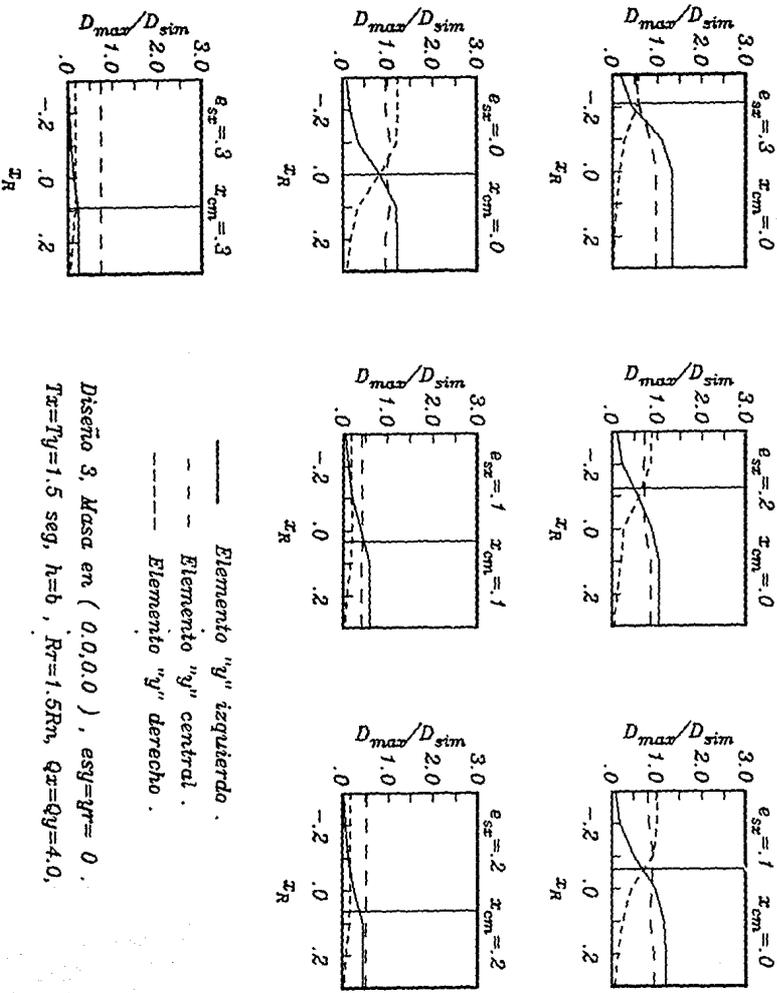
Figura 6.4 . RELACION DE DUCTILIDADES MÁXIMAS vs. DISTRIBUCION DE RESISTENCIAS.
 (Sismo en dos direcciones)



— Elemento "y" izquierdo.
 - - - Elemento "y" central.
 - - - - Elemento "y" derecho.

Diseño 2. Masa en (0,0,0,0), $e_{sy}=y_r=0$.
 $T_x=T_y=1.5$ seg, $h=b$, $R_r=1.5R_m$, $Q_x=Q_y=4.0$.

Figura 6.5 . RELACION DE DUCTILIDADES MAXIMAS vs. DISTRIBUCION DE RESISTENCIAS.
 (Sismo en dos direcciones)



----- Elemento "y" izquierdo.
 - - - - - Elemento "y" central.
 - · - · - Elemento "y" derecho.

Diseño 3, Masa en (0,0,0,0), $e_{sz}=g_r=0$,
 $T_x=T_y=1.5$ seg, $h=b$, $R_r=1.5R_n$, $q_x=q_y=4.0$.

Figura 6.6 . RELACION DE DUCTILIDADES MAXIMAS .vs. DISTRIBUCION DE RESISTENCIAS.
 (Sismo en dos direcciones)

MODELO DE UN NIVEL CON 3 ELEMENTOS RESISTENTES Y SISMO EN DOS DIRECCIONES.

DISEÑO 1 (RDE-87)
 $T_x = T_y = 1.5 \text{ seg}$
 $h/b = 1.0$
 $es_x = y_r = 0.0$

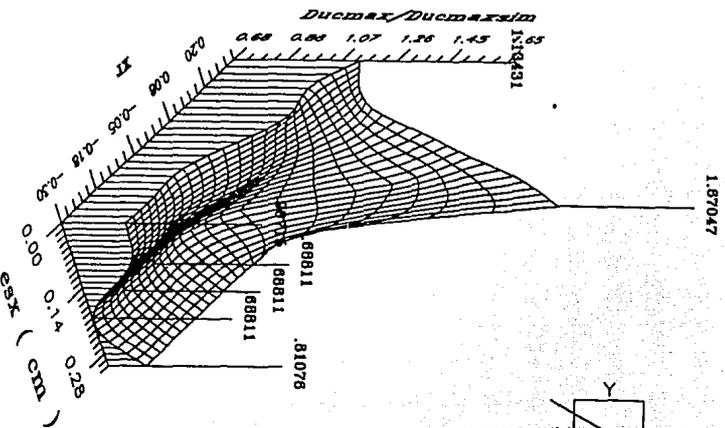
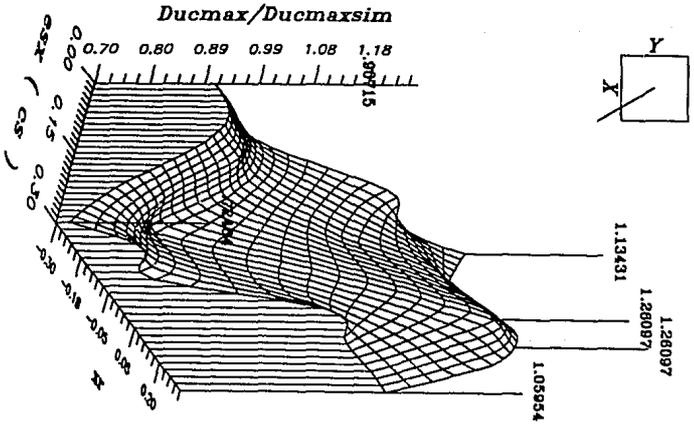
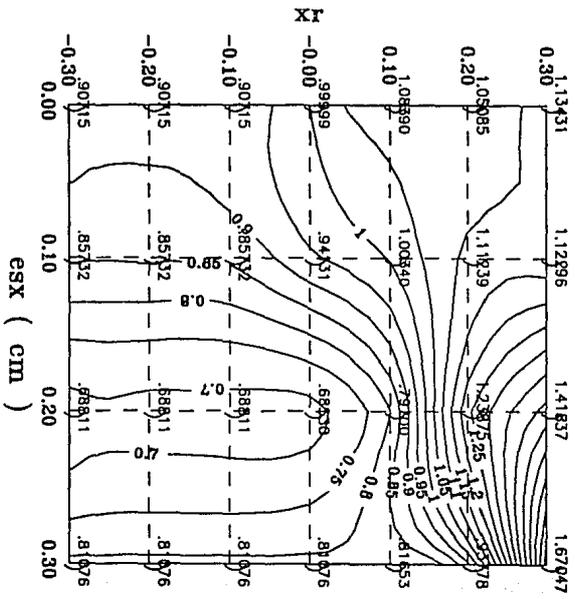
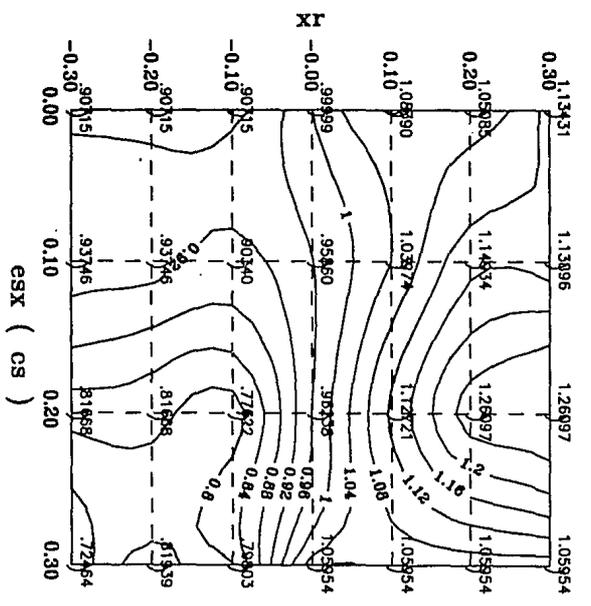


FIGURA 6.7a ENVOLENTE DE DUCTILIDAD MAXIMA

FIGURA 6.7b PLANTA - ENVOLVENTE DE DUCTILIDAD MAXIMA

DISEÑO 1
 $T_x = T_y = 1.5$ seg



MODELO DE UN NIVEL CON 3 ELEMENTOS RESISTENTES Y SISMO EN DOS DIRECCIONES.

DISEÑO 2
 $T_x = T_y = 1.5 \text{ seg}$
 $h/b = 1.0$
 $e_{sx} = e_{sy} = 0.0$

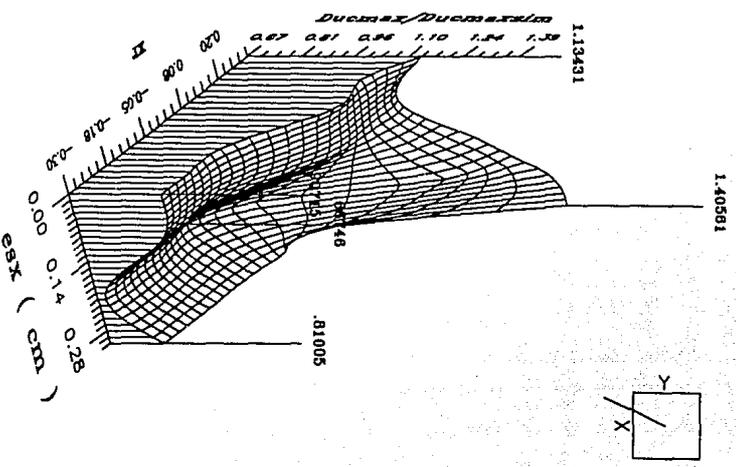
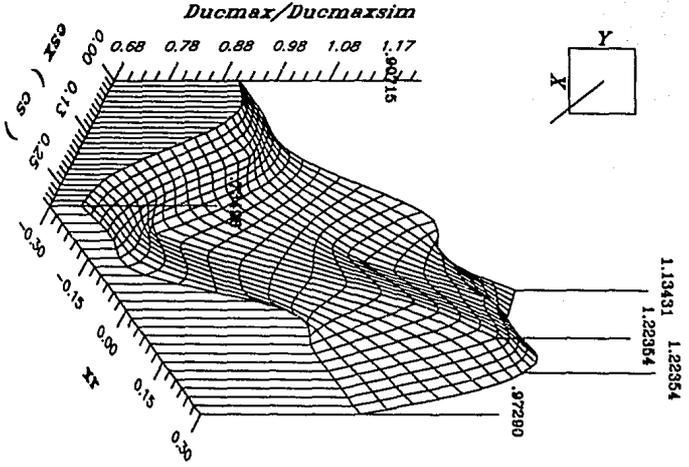
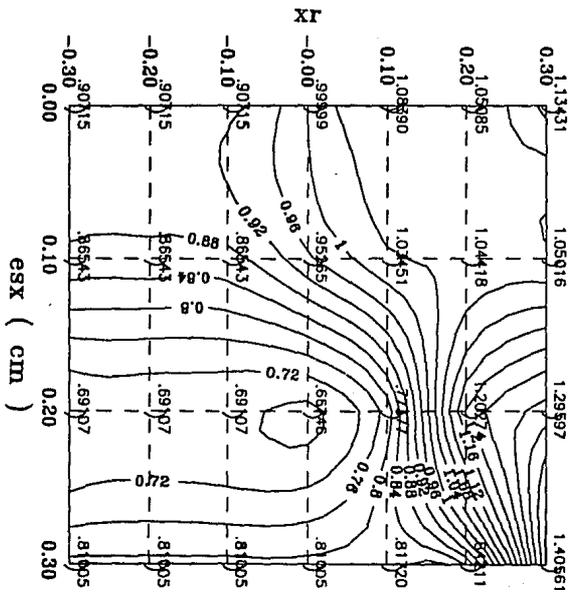
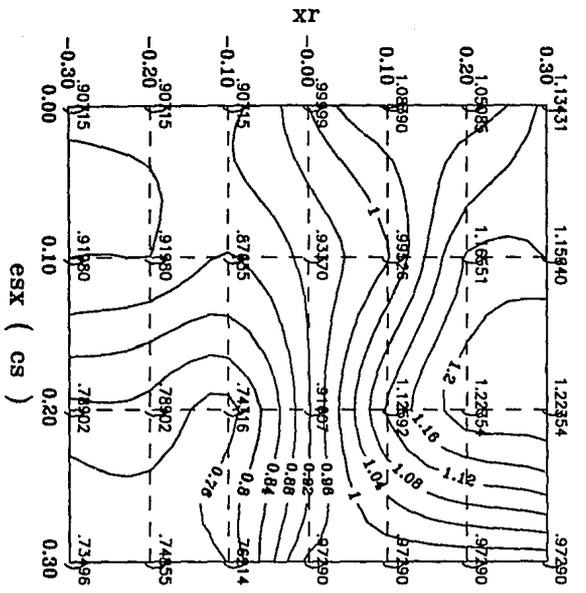


FIGURA 6.8a ENVOLVENTE DE DUCTILIDAD MAXIMA

FIGURA 6.8B PLANTA - ENVOLVENTE DE DUCTILIDAD MAXIMA

DISEÑO 2
 $T_x = T_y = 1.5$ seg



MODELO DE UN NIVEL CON 3 ELEMENTOS RESISTENTES
Y SISMO EN DOS DIRECCIONES.

DISEÑO 3
 $T_x = T_y = 1.5 \text{ seg}$
 $h/b = 1.0$
 $e_{sx} = e_{sy} = 0.0$

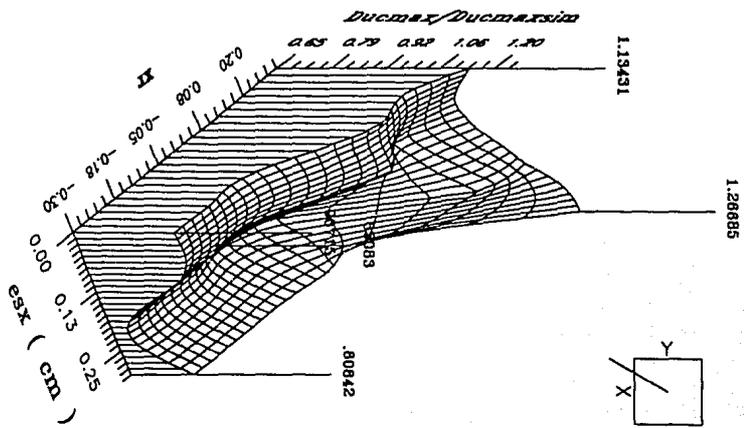
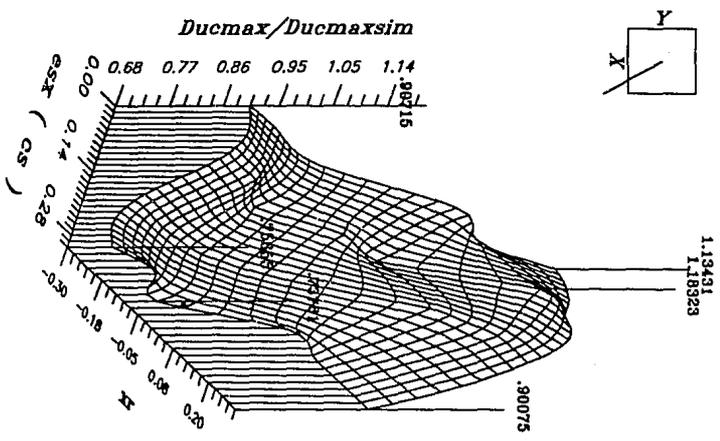


FIGURA 6.9a ENVOLVENTE DE DUCTILIDAD MAXIMA

FIGURA 6.9b PLANTA - ENVOLVENTE DE DUCTILIDAD MAXIMA

DISEÑO 3
 $T_x = T_y = 1.5 \text{ seg}$

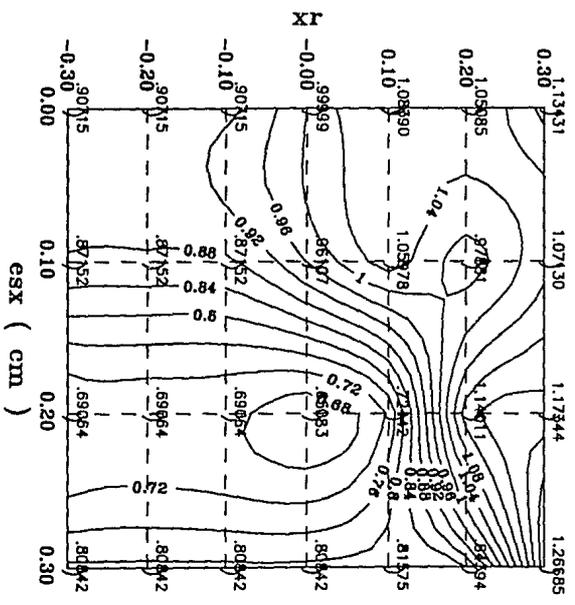
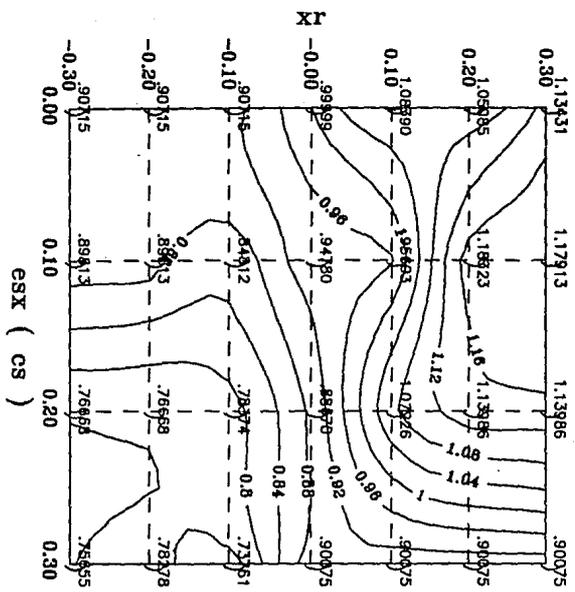
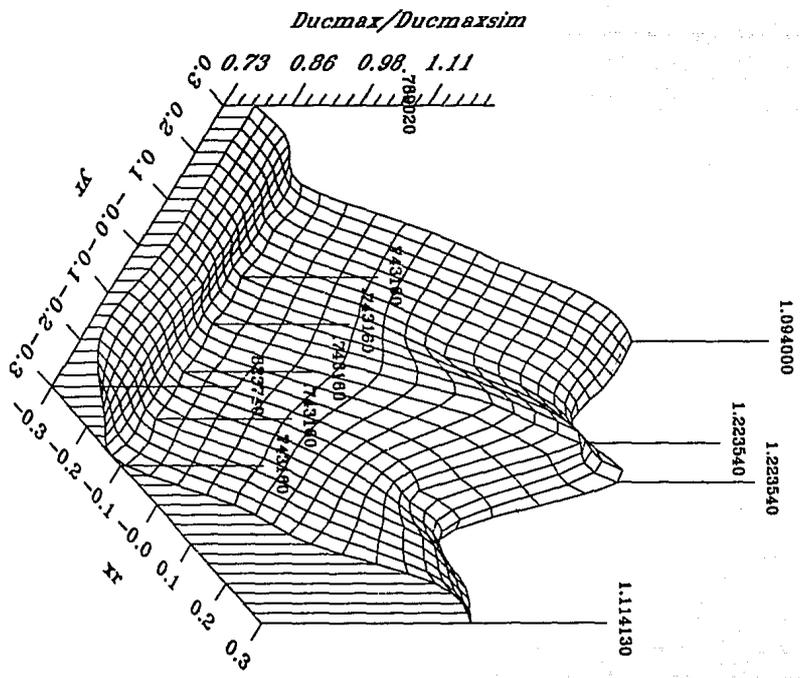


FIGURA 6.12 ENVOLVENTE DE DUCTILIDAD MAXIMA



DISEÑO 2
 $T_x = T_y = 1.5 \text{ seg}$
 $es_x = 0.2 \text{ (cs)}$
 $es_y = 0.0$



DISEÑO 3
 $T_x = T_y = 1.5 \text{ seg}$
 $es_x = 0.2 \text{ (cs)}$
 $es_y = 0.0$

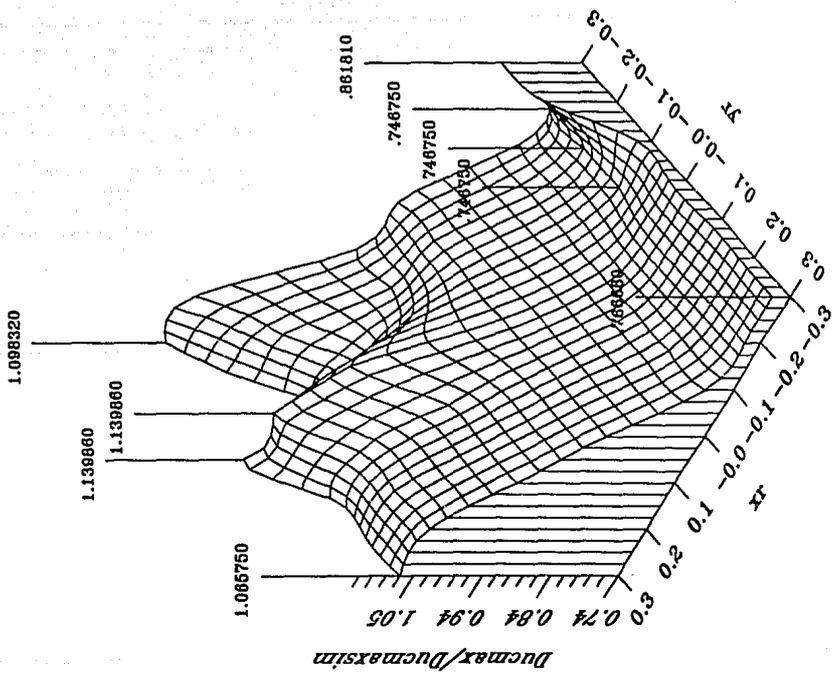
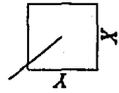


FIGURA 6.14 ENVOLVENTE DE DUCTILIDAD MAXIMA

DISEÑO 1 (RDF-87)
 $T_x = T_y = 1.5 \text{ seg}$
 $es_x = 0.2 \text{ (cm)}$
 $es_y = 0.2 \text{ (cm)}$

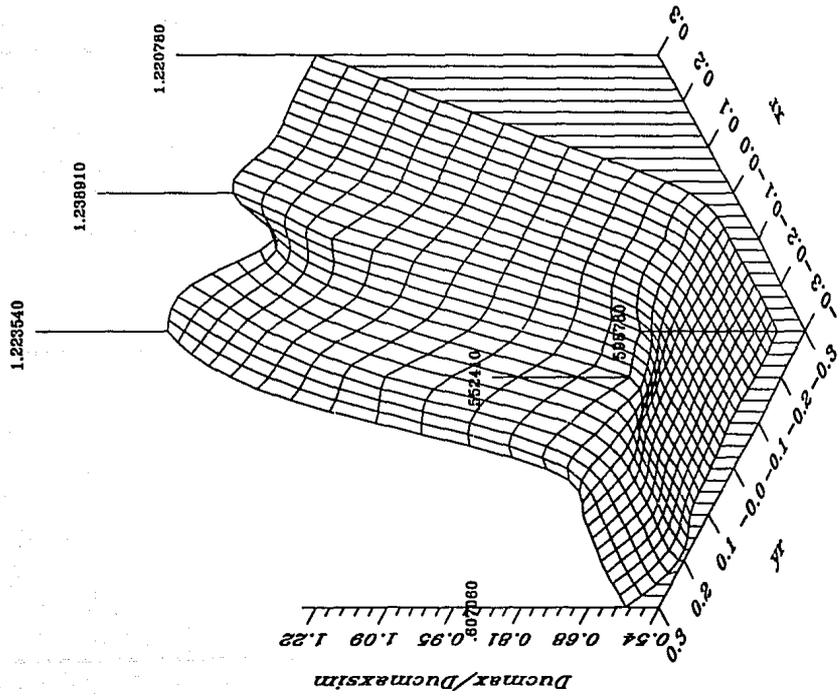
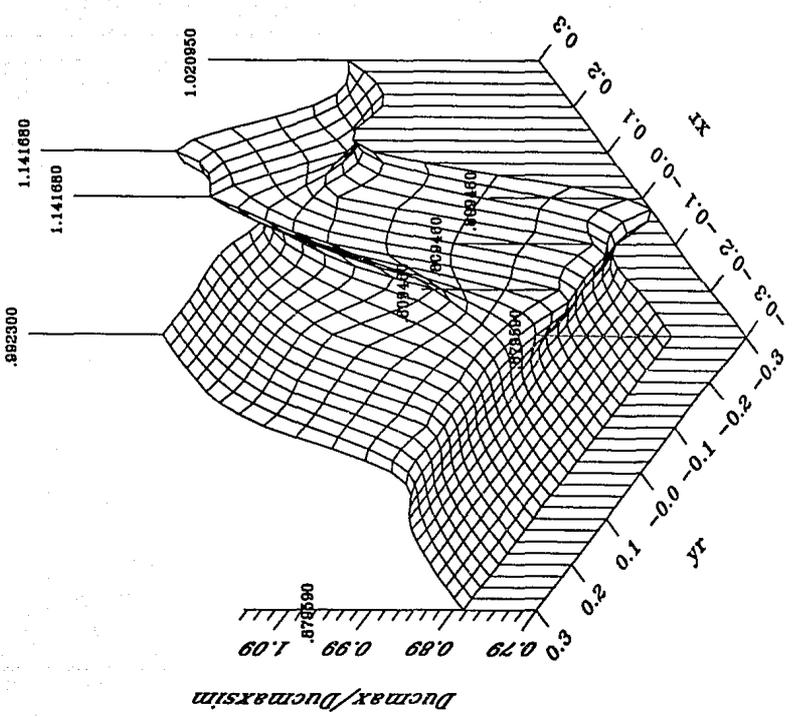
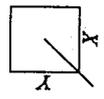
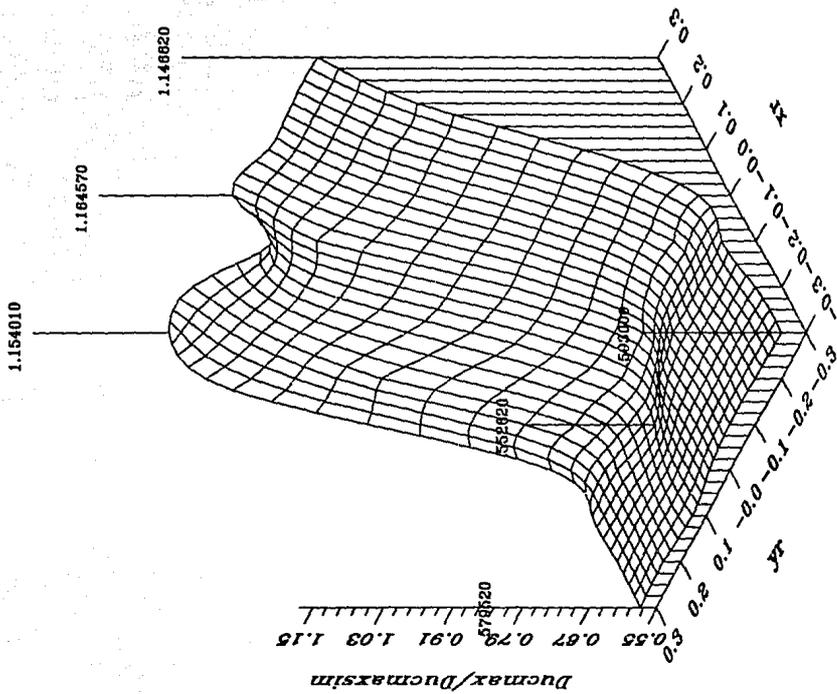


FIGURA 6.16 ENVOLVENTE DE DUCTILIDAD MAXIMA

DISEÑO 1 (RDF-87)
 $T_x = T_y = 1.5 \text{ seg}$
 $es_x = 0.2 \text{ (cs)}$
 $es_y = 0.2 \text{ (cs)}$





DISEÑO 2
 $T_x = T_y = 1.5 \text{ seg}$
 $es_x = 0.2 \text{ cm}$
 $es_y = 0.2 \text{ cm}$



FIGURA 6.18 ENVOLVENTE DE DUCTILIDAD MAXIMA

DISEÑO 3

$$\left. \begin{aligned} T_x = T_y = 1.5 \text{ seg} \\ e_{s_x} = e_{s_y} = 0.2 \text{ cs} \end{aligned} \right\}$$

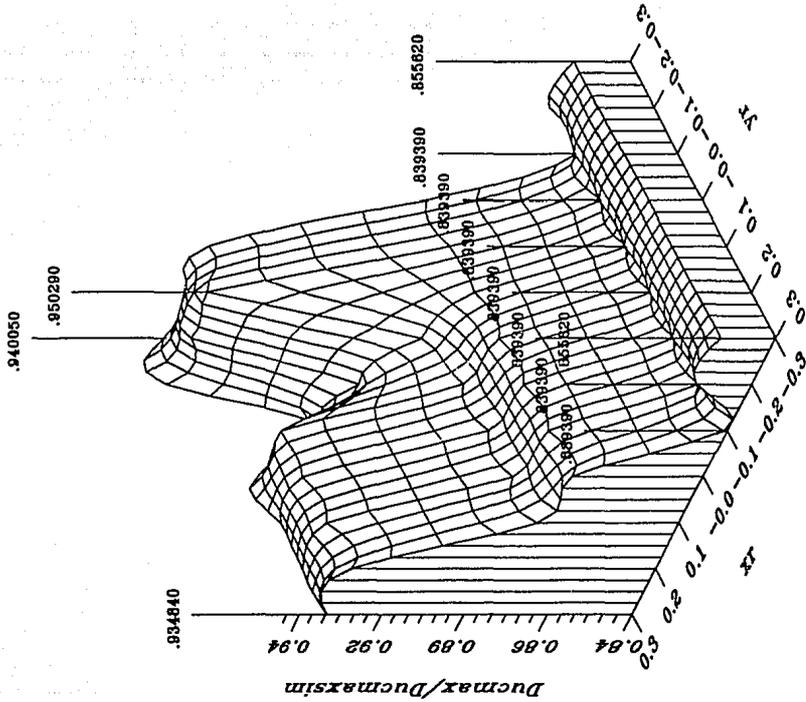
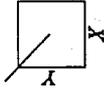


FIGURA 6.20 ENVOLVENTE DE DUCTILIDAD MAXIMA

DISEÑO 3
 $T_x = T_y = 1.5 \text{ seg}$
 $es_x = 1.5 \text{ cm}$
 $es_y = 0.2 \text{ cm}$

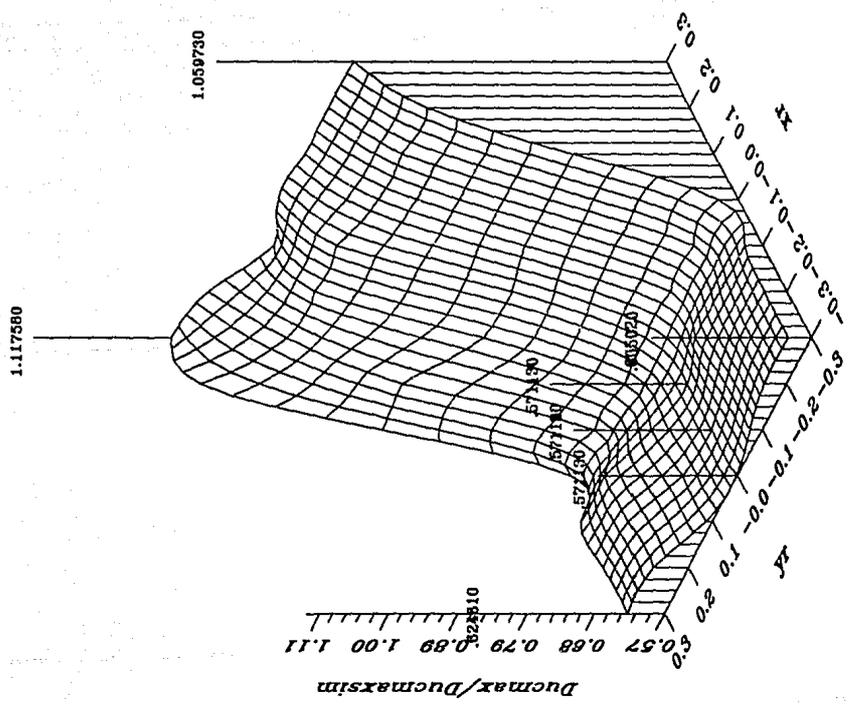


FIGURA 6.21 ENVOLVENTE DE DUCTILIDAD MAXIMA

VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los resultados obtenidos para la mayoría de los casos estudiados muestran, en términos generales, un comportamiento congruente entre ellos. Desde los primeros modelos se nota una tendencia bien definida de la respuesta estructural al variar la distribución de resistencias en planta, y se identifican en buena medida, los parámetros más importantes que controlan el comportamiento de los modelos estudiados.

A continuación se presentan las conclusiones más importantes que resultaron de la gran cantidad de información que se obtuvo para la totalidad de modelos estudiados.

1.- El incremento en la resistencia de un elemento estructural disminuye en general la demanda máxima de ductilidad hasta un cierto límite, lo cual indica que no necesariamente una estructura más resistente que otra, tendrá mejor comportamiento ante sismo.

2.- En las diversas envolventes tridimensionales, donde se observa la respuesta estructural respecto a la variación de la distribución de resistencias en planta, no se muestra una tendencia totalmente uniforme, sin embargo, sí se localizan zonas más o menos definidas que son comunes a la mayoría de los casos

estudiados, y que presentan un comportamiento " razonable ". Estas zonas de bajas ordenadas de ductilidad máxima normalizada se encuentran en el rango de variación del movimiento del centro de torsión, lo cual implica que demandas menores de ductilidad se obtendrían en estructuras donde la distribución de resistencias sea similar a la de rigideces.

3.- En relación con el efecto de las características geométricas de los modelos, la forma de la planta que mejor comportamiento presentó fué la cuadrada, como se suponía de antemano debido a su regularidad en ambas direcciones. De los resultados presentados para los modelos con elementos resistentes en una dirección, se observa que la forma de planta con $h=2b$ presenta altas ordenadas de ductilidad máxima normalizada para grandes excentricidades proporcionadas por movimiento del centro de torsión.

4.- Al hacer un análisis comparativo de los valores máximos de ductilidad que se obtuvieron para los modelos estudiados, se llega a la conclusión que el diseño 1, (RDF-87), no necesariamente representa la mejor alternativa de diseño al distribuir toda la sobrerresistencia por torsión que arroja la aplicación de las excentricidades de diseño, entre aquellos elementos resistentes a los cuales se les suma el cortante producido por el momento torsionante. Ya que en base a los resultados presentados, se obtiene una respuesta estructural relativamente mejor al distribuir la sobrerresistencia torsional entre aquellos elementos a cuyo cortante directo , se le resta el cortante producido por el momento torsionante generado,(diseño 3).

Las conclusiones obtenidas de esta investigación, respecto a la forma de distribuir las resistencias en planta para propiciar un mejor comportamiento estructural, en esencia concuerdan con las obtenidas para los primeros modelos estudiados, Ayala G. y Barrón R., 1990, y por otro lado también son congruentes con las provenientes de estudios probabilistas, Escobar J.A. y Ayala G., 1991.

Como se menciona en la parte introductoria, este trabajo forma parte de un proceso de evaluación a las normas por torsión del reglamento vigente y por otro lado pretende proporcionar un mejor entendimiento del fenómeno de la torsión acoplada en el rango no lineal de comportamiento. Una posible modificación a la norma vigente se podría cuestionar si solo se fundamenta en los resultados

obtenidos de esta investigación. Es conveniente por lo tanto, aumentar las bases, con ayuda de estudios adicionales como los que se mencionan arriba (Escobar J.A. y Ayala G.,1991), además del planteamiento y análisis de un modelo que involucre algunas características no contempladas en el alcance de esta investigación, como por ejemplo, el incremento en el número de niveles y la variación de las rigideces y las resistencias de los elementos con la altura.

En esta tesis se concluye el estudio determinista de edificios de un nivel idealizados como modelos de cortante . Es recomendable, sin embargo, continuar con el estudio de modelos más realistas, siguiendo la misma estrategia de evaluación al reglamento vigente que permita al mismo tiempo incrementar el conocimiento del problema torsional, e identificar otros parámetros que pudieran influir en la respuesta de los modelos de edificios que se propongan.

La complejidad del problema torsional en edificios es evidente, sin embargo la formulación de modelos subsecuentes más completos, aunado al desarrollo tecnológico que se viene presentando en las herramientas y equipo de cómputo, permitirá en un futuro caracterizar la respuesta estructural de manera más realista con resultados que proporcionen las bases suficientes para un buen diseño sísmico.

REFERENCIAS.

ATC, (1978), Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC 3-06, Applied Technology Council, junio.

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, junio.

Bruneau M. y Mahin, S.A., (1987), " Inelastic Seismic response of structures with mass or stiffness eccentricities in plan ", Informe No.UCB/EERC-87/12, septiembre.

Chopra A.K. y Hejal R., (1988), " Earthquake Response of Asymmetric Frame Buildings ", Proc. 9o. Congreso Inter. de Ing. Sísmica, Tokyo-Kyoto, Japan, V.

Damy, J. y Alcocer, M., (1987), " Obtención del Centro de Torsión de Edificios ", Memorias del VII Congreso de Ingeniería Sísmica , Queretaro, Qro., noviembre.

Escobar J. A. y Ayala G., (1991), " Efecto de Propiedades Estructurales Inciertas sobre la Respuesta Sísmica no Lineal de Modelos de Edificios Asimétricos ", Presentado en el IX Congreso Nacional de Ing. Sísmica & VII Congreso de Ing. Estructural, Manzanillo Colima, México, Vol. I, pp 311-320.

Meli R. y Avila J.,(1989). " Analysis of buildings response", Earthquake Spectra, Vol 5, No 1, 1-17, febrero.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, (1987), Diario Oficial, D.D.F. , México D.F.

Kanaan A.E. y Powell, G.H., (1975), DRAIN- 2D , A General Computer Program for Inelastic Analysis of Plane Structures ", Informe No. EERC 73-22, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley , California.

Rosenblueth E. y Meli R.,(1986). The 1985 Earthquake Causes and Effects in Mexico City, Concrete International : Design and Construction, ACI, Vol 8, No 5, 23-34, mayo.

Sadek, A.W. y Tso, W.K., (1988) " Strength Eccentricity Concept for Inelastic Analysis of Asymmetric Structures ", Proc. 9th. Wld. Conf. on Earthq. Eng., Tokyo-Kyoto, Japan, V, 91-96.

Seismic Design of Concrete Structures, C.E.B.,(1987), Comité Euro-International du Béton.