

01161
10
Jag



DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
Facultad de Ingeniería

COMPORTAMIENTO EN TORSION DE MODELOS DE ESTRUCTURAS
DE CORTANTE DE VARIOS NIVELES

URIEL ZAPATA MUNERA

TESIS

Presentada a la División 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
noviembre de 1993

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

CONTENIDO

CAPITULO	PAGINA
RESUMEN	
1.- INTRODUCCION	7
2.- TORSION SISMICA EN EDIFICIOS	11
2.1.- Método estático de análisis sísmico	12
2.2.- Centro de masa y centro de rigidez	13
2.3.- Excentricidad de diseño	14
3.- ANTECEDENTES	16
3.1.- Modelo de un nivel con elementos resistentes en una dirección	17
3.2.- Modelo de un nivel con elementos resistentes en dos direcciones	35
3.3.- Modelo de varios niveles con elementos en una dirección	41
4.- FORMULACION DEL MODELO ESTRUCTURAL	49
4.1.- Características generales	49
4.2.- Planteamiento dinámico	50
4.3.- Solución al problema inverso de valores característicos	53

4.4.-	Parámetros estudiados	55
4.4.1.-	Distribución de masas y rigideces en el modelo	55
4.4.2.-	Excentricidad estática o estructural	58
4.4.3.-	Criterios de diseño sísmico por torsión	59
4.4.4.-	Período traslacional de vibración	59
4.4.5.-	Demanda de ductilidad	59
4.4.6.-	Sobre-resistencia	60
4.4.7.-	Cortante negativo por torsión	61
4.4.8.-	Condición de regularidad estructural	61
4.5.-	Método de análisis	62
4.6.-	Excitación utilizada	63
5.-	ANÁLISIS DE RESULTADOS	66
6.-	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	98
	REFERENCIAS	102
	RECONOCIMIENTOS	106
	ANEXO 1 (Diagrama de flujo del programa ANALISIS)	107
	ANEXO 2 (Diagrama de flujo del programa ORDE-190)	111

RESUMEN

En este trabajo se evalúa la respuesta sísmica no lineal de modelos estructurales de edificios asimétricos de cortante de varios niveles diseñados de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de México (RDF-87), y dos criterios alternos. El propósito de esta investigación es incrementar el conocimiento sobre el efecto, en el comportamiento sísmico de modelos de edificios, del criterio de diseño por torsión del RDF-87, y los criterios alternos.

Los modelos estudiados corresponden a estructuras de cortante de tres niveles con períodos fundamentales de 0.5, 1.0, 1.5 y 2.0 seg. Se evalúa la influencia de parámetros significativos en el comportamiento no lineal de edificios asimétricos: valores de excentricidad estática, distribución de rigidez con la altura, cociente de resistencia real a resistencia nominal de la estructura, distribución en planta de la sobre-resistencia torsional requerida por las diferentes normas de diseño sísmico consideradas, y la existencia de elementos resistentes y excitación sísmica en dos direcciones ortogonales. Se toma como índice de comportamiento la demanda máxima de ductilidad de entrepiso de la estructura asimétrica normalizada por la demanda máxima de ductilidad de un entrepiso de la estructura simétrica de referencia. Con base en los resultados obtenidos de las simulaciones numéricas se discuten las características de comportamiento observadas.

ABSTRACT

In this paper the seismic non-linear response of structural models of non-symmetrical multi-storey shear buildings is evaluated. The models are designed in accordance with the Federal District desing code (RDF-87), and two alternative criteria. The purpose of this investigation is to evaluate the applicability and limitations of the design criterion for torsion of the RDF-87 and the advantages of the two alternative criteria, when applied to structures of several storeys.

The models studied are three storey structures with natural periods of 0.5, 1.0, 1.5 and 2.0 sec. The influence of significant parameters upon to the non-linear building performance is evaluated, these parameters are: stiffness distribution with height, ratio of real to nominal strength of the structure, additional strength distribution required by the seismic desing code for different values of static eccentricity, and the existence of resistant elements and seismic excitation in two directions. Seismic performance is measured by the ratio of maximun storey ductility demand for the non-symmetric structures to the maximun storey ductility demand for the reference symmetric structure. From the results of numeric simulations the observed performance characteristics are discussed and conclusions stating the advantages and disadvantages of the evaluated criteria is made.

1.- INTRODUCCION

Los desastrosos efectos de sismos fuertes sobre centros de población, como fue el caso de los del 19 y 20 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México [refs 1 y 2], muestran que un alto porcentaje de los daños y colapsos de edificaciones se deben directa o indirectamente a efectos patógenos inducidos por aspectos tales como: irregularidad de la planta, asimetría en la localización de los elementos estructurales, existencia de muros supuestos no estructurales que, sin embargo, contribuyen a la respuesta del edificio cuando éste incursiona en el rango no lineal de comportamiento, ocasionando respuestas en las que el comportamiento real fue diferente al supuesto.

Una gran proporción de las estructuras afectadas fueron diseñadas siguiendo normas que consideraban explícitamente las excentricidades de diseño, mismas que fueron formuladas a partir de resultados de investigaciones realizadas sobre modelos elástico lineales, y en las que, los efectos no lineales se introdujeron por medio de factores de comportamiento sísmico. Una explicación probable del daño experimentado es que las normas empleadas ignoraban el hecho de que, al aceptarse formalmente diferentes niveles de daño ante sismos intensos, las estructuras incursionan en el rango no lineal y su comportamiento difiere del elástico lineal

supuesto en los estudios que les dieron base.

Dada la importancia del efecto torsional sobre la respuesta sísmica de edificios, en el Instituto de Ingeniería de la UNAM se han venido realizando investigaciones sobre el tema desde 1987 con el propósito de comprender las características del comportamiento sísmico de estructuras asimétricas no lineales y de validar las recomendaciones de las normas de diseño por torsión vigentes. En estas primeras investigaciones se estudiaron modelos de cortante de un nivel con comportamiento inelástico, elementos resistentes en una y dos direcciones perpendiculares y excitación sísmica en la misma dirección de los elementos; incorporando los aspectos estructurales que más influencia tienen sobre la torsión dinámica de estructuras inelásticas [refs 3,4 y 5]. Los resultados obtenidos de los modelos estudiados han permitido demostrar el hecho de que existe diferencia entre el comportamiento sísmico obtenido de un análisis dinámico inelástico y el que resultaría del análisis dinámico lineal correspondiente. De estos modelos se ha encontrado que el diseño propuesto por el RDF-87 [ref 6], no necesariamente es el más adecuado comparándose con resultados de modelos diseñados con criterios alternos.

Además de las investigaciones sobre la respuesta y los parámetros que más influencia tienen sobre la torsión inelástica de modelos de un nivel, se estudiaron estructuras inelásticas asimétricas de varios niveles con elementos resistentes en una dirección y excentricidad en masas proporcionada por movimiento del centro de masas; en las que se hizo énfasis en la variación de las propiedades dinámicas estructurales tales como período, número de niveles, distribución de masas y rigideces con la altura [ref 7]. Las investigaciones sobre estructuras de varios niveles son escasas; sin embargo, en estudios recientes [ref 8], se evaluó el comportamiento de estructuras de varios niveles dando especial importancia al efecto de la excitación sísmica, el período y la rigidez torsional de entrepiso que permiten conocer aspectos de interés dentro de la torsión sísmica; pero que, reconoce la necesidad de continuar

investigando en este tema.

En este trabajo se evalúa el comportamiento de modelos de edificios de cortante asimétricos de varios niveles con respuesta inelástica y con elementos resistentes y excitación sísmica en dos direcciones ortogonales. Las estructuras analizadas están constituidas por una serie de masas m_i , unidas entre sí por elementos resistentes, de altura h_i , y rigidez k_i . Los modelos se consideran excéntricos en rigidez como consecuencia de distribuciones preestablecidas de las rigideces de los elementos resistentes en cada entrepiso. No se considera excentricidad provocada por movimiento del centro de masa, debido a que en estudios precedentes [refs 4 y 5], se observó que este tipo de excentricidad tiene el mismo efecto cualitativo que el correspondiente a la excentricidad provocada por la posición en planta del centro de torsión. Adicionalmente a los parámetros estudiados en investigaciones anteriores, se incluyen aquellos que caracterizan el comportamiento de estructuras de varios niveles. Del análisis de resultados obtenidos se revisa el efecto de las recomendaciones de diseño sísmico en el comportamiento de las estructuras estudiadas.

El presente trabajo se organiza del tal modo que, en el capítulo 2 se analiza el problema de torsión sísmica y se describen los parámetros involucrados. La información existente y los resultados más relevantes de las investigaciones realizadas, se describen brevemente en el capítulo 3. Una descripción detallada del modelo utilizado para la presente investigación se muestra en el capítulo 4; mismo que contiene una evaluación de uno de los aspectos más relevantes en la ingeniería práctica, mediante el cual los ingenieros estructuristas, basados en un criterio personal, ignoran el cortante negativo por torsión en la asignación de resistencias especificadas en las normas sísmicas. En los capítulos 5 y 6 se presentan los resultados y conclusiones. Por último, por completez de contenido, los apéndices 1 y 2 presentan diagramas de flujo detallados de los dos programas complementarios utilizados para la generación de los datos de entrada y para obtener la envolvente de

los datos de salida del programa de análisis inelástico tridimensional, DRAIN-TABS [ref 9].

2.- TORSION SISMICA EN EDIFICIOS

En un edificio sometido a la acción de fuerzas sísmicas cuando las fuerzas cortantes de entrepiso no pasan por los centros de torsión, su respuesta traslacional se acopla con las torsionales de los diafragmas de piso. Este efecto se tiene en cuenta de manera natural en un análisis sísmico tridimensional al considerar implícitamente el giro en planta y la traslación de los diafragmas de los niveles. Una manera alterna de considerar este efecto es por medio de un análisis estático que considere sólo traslación de los entrepisos, incorporando los efectos torsionales en la estructura mediante fuerzas cortantes sísmicas distribuidas entre cada una de las subestructuras resistentes.

Este método, conocido como estático, es aplicable a estructuras con alturas menores de 60 m., dependiendo además de la estructuración y características del edificio, así como de la importancia del mismo. En la práctica, a pesar de dichas restricciones, un gran número de estructuras se someten a un análisis sísmico de este tipo.

2.1.- METODO ESTATICO DE ANALISIS SISMICO

En la determinación de los cortantes de diseño sísmico por torsión para los diferentes elementos resistentes de un entrepiso, se considera que éstos son la suma algebraica del cortante directo producido por la fuerza cortante sísmica colocada en el centro de torsión del entrepiso, y del cortante por torsión, ocasionado por el momento torsionante en cada entrepiso resultado de multiplicar el valor de la fuerza cortante sísmica por la excentricidad de diseño que ocasione el efecto más desfavorable. En el método estático los efectos directos y por torsión se incluyen de la siguiente manera [ref 10]:

Análisis por traslación:

- Supone una distribución lineal con la altura de las aceleraciones horizontales provocadas por el sismo.
- Los cortantes de entrepiso, (V_i), que se originan de la respuesta traslacional, son evaluados en dos direcciones ortogonales.
- Al suponer que el diafragma de piso es infinitamente rígido en su propio plano, es posible aplicar los principios de compatibilidad y equilibrio para encontrar una distribución de los cortantes de entrepiso a los elementos verticales en proporción a su contribución a la rigidez lateral de entrepiso.

Análisis por torsión:

- La distribución asimétrica de masas y rigideces en las estructuras genera rotación de las mismas, dicha rotación es el producto de la fuerza cortante sísmica por una excentricidad de diseño definida para incluir parámetros no considerados en la respuesta estática de la estructura. La excentricidad estática modificada o excentricidad de diseño comprende dos aspectos:

Amplificación por tratarse de un fenómeno dinámico:

La excentricidad estática debe ser corregida, debido a que existen diferencias

entre los resultados de los métodos estáticos y dinámicos de análisis sísmico.

Excentricidad accidental:

En la excentricidad de diseño se tiene en cuenta la excentricidad accidental para incluir las características que no dependen de la amplificación dinámica. En los Reglamentos de diseño sísmico se toma como un incremento en los valores nominales de la excentricidad estática calculada, debido a la combinación de los siguientes efectos [ref 11]:

1. Efectos de propagación de ondas que provocan movimiento torsional del terreno.
2. Incertidumbre en la distribución en planta de rigideces, masas y resistencias.
3. Diferencias de acoplamiento entre la cimentación y el suelo de desplante.

La excentricidad accidental se toma como un porcentaje de la dimensión en planta del entrepiso medida en dirección perpendicular al sismo.

2.2.- CENTRO DE MASA Y CENTRO DE RIGIDEZ

La resultante de las fuerzas resistentes, función de la localización y rigidez de los elementos verticales, estará aplicada en el centro de torsión o centro de rigidez, mientras que la resultante de las fuerzas sísmicas que actúan en el entrepiso estará ubicada en el centro de masas. Cuando el centro de masa coincide con el centro de rigidez no hay efectos de torsión y el desplazamiento será solo de traslación.

El centro de masas de un nivel (CM), se define como el centro de gravedad de las cargas verticales; en caso de que las cargas verticales presenten una distribución uniforme, el centro de masas coincidirá con el centroide geométrico de la planta del piso, y será el lugar donde se considera aplicada la fuerza sísmica

horizontal que actúa en ese nivel.

El centro de torsión o centro de rigidez de un entrepiso (CS), es el punto donde al aplicar la fuerza cortante sísmica de entrepiso, solo produce desplazamientos relativos de traslación entre los dos niveles que comprenden el entrepiso.

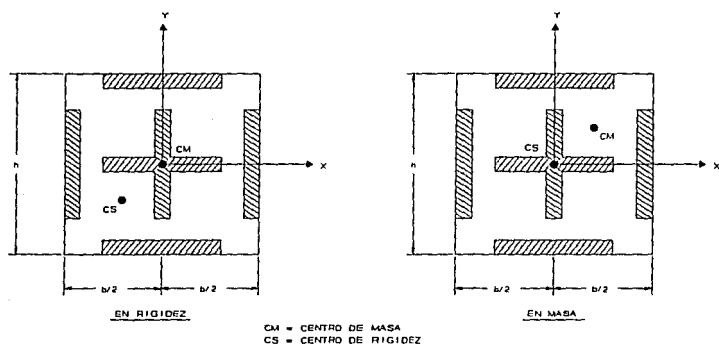


FIG. 2.1. EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL

2.3.- EXCENTRICIDAD DE DISEÑO

Los reglamentos de diseño sísmico que contemplan los efectos torsionales en estructuras establecen la norma de diseño por torsión en función de las fuerzas actuantes, la excentricidad estática, e_s , definida como la distancia entre el centro de masas y el centro de torsión de un entrepiso; los factores de amplificación y desamplificación dinámica y la excentricidad accidental. Dichos factores se engloban en el momento torsionante más desfavorable obtenido con el cortante sísmico de entrepiso y las excentricidades de diseño definidas por:

$$e_{d1} = \alpha_1 e_s + \beta b \quad 2.3.1.$$

$$e_{d2} = \alpha_2 e_s - \beta b \quad 2.3.2.$$

En las anteriores ecuaciones α_1 y α_2 son los factores de amplificación y desamplificación dinámica respectivamente, βb es la excentricidad accidental, donde b es la máxima dimensión de la planta en la dirección perpendicular del sismo y β es una fracción de la misma.

Con fines comparativos en la tabla 2.1. se incluyen los factores α_1, α_2 y β estipulados en varios códigos de diseño sísmico [ref 12].

CODIGO	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	0.10
A.T.C.	1.0	0.0	0.05
CHILE	1.5	1.5	0.05
ARGENTINA	1.5	1.5	0.10
COLOMBIA	1.0	0.0	0.00

TABLA 2.1. FACTORES DE EXCENTRICIDAD DE DISEÑO CONTEMPLADOS POR CODIGOS SISMICOS DE VARIOS PAISES

En la tabla anterior se observan códigos como el Mexicano (RDF-87) y el Canadiense (NBCC-1990) que incluyen factores de amplificación dinámica de 1.5 veces la excentricidad estática y 10 % de excentricidad accidental; adicionalmente incluyen factores de desamplificación de 1.0 y 0.5 respectivamente, para aquellos elementos que proporcionan efecto torsional favorable. De los códigos mostrados, el Colombiano es el único que presenta una posición diferente, al no considerar la excentricidad accidental; basados en causas no justificables [ref 13].

3.- ANTECEDENTES

La experiencia de sismos intensos y sus efectos sobre las estructuras, dio origen a la creación de los primeros reglamentos sísmicos, basados en las observaciones de la respuesta estructural de edificaciones existentes y de los estudios con modelos matemáticos que representan de manera aproximada lo que ocurre en la realidad. La formulación matemática del modelo y la evaluación de su respuesta se encuentran frente a dos alternativas, la primera de tipo determinista, donde se formulan hipótesis que simplifican en forma sustancial el número de variables y posibilidades para la interpretación y solución del problema planteado; en la segunda, denominada probabilista, en la que a las variables que influyen sobre el modelo y su respuesta, se les asigna una cierta probabilidad de ocurrencia, de tal modo que el estudio de un problema en particular puede generar una cantidad apreciable de datos.

Para sensibilizarse del problema de torsión sísmica, y obtener las variables que más influencia tienen sobre la respuesta estructural, se recurre a modelos sencillos en los que se trata de englobar los parámetros más importantes. Es así, como el modelo determinista, por su relativa simplicidad, pasa a ser la primera herramienta para el estudio de un problema en particular.

De los estudios realizados en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México sobre torsión sísmica, cabe resaltar aquellos de tipo determinista que involucran la torsión no lineal de edificios [refs 3,4,5,7,14 y 15]. Con los resultados iniciales de estos estudios se ha podido dar inicio a la evaluación probabilista de dicho problema estructural [refs 16 y 17]. A continuación se describen los estudios de tipo determinista más recientes, efectuados en dicho lugar, y que han servido de base al trabajo aquí expuesto.

3.1.- MODELO DE UN NIVEL CON ELEMENTOS RESISTENTES EN UNA DIRECCION

En dicho estudio [ref 4], se evalúa la respuesta sísmica no lineal de modelos de edificios de cortante asimétricos de un nivel, con varias combinaciones de número y distribución en planta de elementos resistentes en una dirección y diseñados por torsión de acuerdo con tres criterios [ref 14]. La tabla 3.1. contiene los factores que definen las excentricidades de diseño del RDF-87, aquí denominado diseño 1, y de los dos criterios alternos propuestos:

CRITERIO	α_1	α_2	β
DISEÑO 1	1.50	1.00	0.10
DISEÑO 2	1.25	0.75	0.10
DISEÑO 3	1.00	0.50	0.10

TABLA 3.1. CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO ESTUDIADOS

En los dos últimos diseños se mantiene constante el factor de sobre-resistencia por torsión, aquí definido como $\alpha_1 - \alpha_2 = 0.5$, implícito en las excentricidades de diseño del RDF-87.

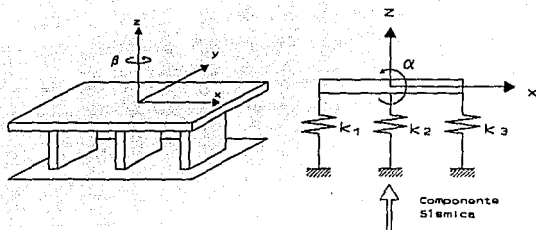


FIG. 3.1. MODELO DE UN NIVEL CON ELEMENTOS RESISTENTES EN UNA DIRECCION

En el modelo empleado se evalúa la influencia de parámetros significativos sobre la respuesta inelástica como son: período de vibración traslacional, comportamiento de los modelos diseñados con los tres diseños propuestos, forma de la planta, cociente de la resistencia real a la resistencia nominal y distribución de resistencias en planta. Como índice de comportamiento sísmico se utiliza la demanda máxima de ductilidad de la estructura asimétrica relacionada a la demanda máxima de ductilidad de la estructura simétrica asociada.

3.1.1.- MODELO DE ANALISIS

Los modelos en estudio son los de estructuras de cortante de un nivel con tres y cuatro elementos resistentes en una dirección, Empotrados en su base y unidos por un diafragma de piso infinitamente rígido (fig. 3.1.), Los elementos resistentes se comportan de acuerdo con una ley bilineal, con una pendiente en la segunda rama de 0.01 del valor inicial (fig. 3.2.). Para el análisis estructural de los modelos se considera un factor de comportamiento sísmico $Q=4.0$. El comportamiento se evalúa para tres períodos de vibración correspondientes a modelos de 0.5, 1.0 y 1.5 seg.; así mismo se consideran tres formas geométricas de la planta basadas en las relaciones de aspecto de $h/b=1.0$, $h/b=0.5$ y $h/b=2.0$ correspondientes a formas denominadas cuadrada, horizontal y vertical

respectivamente. Donde h es la distancia paralela a la excitación sísmica y b es a la dimensión perpendicular.

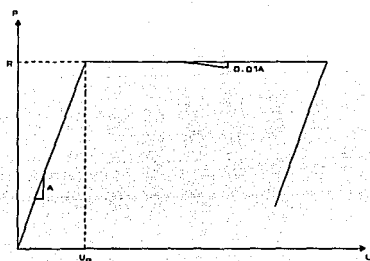


FIG. No. 3.2. COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES

Con el fin de cubrir todos los casos de asimetría en las estructuras, se consideran dos modelos; uno, excéntrico en rigideces, en el que el centro de masas se localiza en el centro geométrico de la planta, y el otro excéntrico en masas en el cual el centro de torsión se mantiene en el centro de la planta. Como excitación sísmica se utiliza el registro SCT E-W del temblor de Michoacán, con duración reducida de acuerdo con un criterio fundamentado en la definición de la intensidad de Arias [ref 18]. Las respuestas se obtuvieron utilizando un proceso de integración de las ecuaciones de equilibrio dinámico de los modelos [ref 19].

Ya que la resistencia real (R_r), es sistemáticamente mayor que la nominal calculada (R_n) [ref 20], para investigar su efecto sobre la respuesta de la estructura, se presentan resultados para una relación R_r/R_n de 1.50. El efecto de la incertidumbre en la localización del centro de masas sobre la respuesta se considera, en todos los casos, al analizar los modelos con el centro de masas localizado en su posición original y a $+ .1b$ y $- .1b$ de ella, seleccionando aquellos resultados que dan la mayor respuesta.

Para estudiar el efecto de la distribución en planta de las resistencias sobre la respuesta de la estructura, se utiliza el parámetro X_R que mide la distancia de la resultante de las resistencias, al centro del diafragma de piso. La resistencia de los elementos no fue menor que la mínima especificada en el Reglamento. Como resultado de los análisis se obtuvieron gráficas del cociente de ductilidad máxima en la estructura asimétrica a la ductilidad máxima de la estructura simétrica asociada para diferentes distribuciones de resistencias.

3.1.2.- ANALISIS DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Los valores de los parámetros en los modelos estudiados cubren un rango representativo y razonablemente realista de posibilidades en edificios de interés práctico. De los modelos analizados se obtuvieron un gran número de gráficas que muestran la variación de la ductilidad máxima normalizada con los diversos parámetros estudiados. A continuación se presentan y discuten algunas que ilustran las características más representativas del comportamiento observado.

En las figs 3.3. a 3.5., se puede apreciar que cuando, en un modelo de tres elementos, se varia la localización de la fuerza resistente aumentando la resistencia de uno de los elementos extremos y manteniendo constante la de los otros dos, decrecen las ductilidades del elemento que aumenta su resistencia, mientras que las de los elementos que no modifican su resistencia aumentan hasta un cierto valor a partir del cual permanecen constantes. Pero, si la fuerza resistente se mueve hacia el centro de torsión, la ductilidad del elemento extremo con resistencia constante no crece tanto como la correspondiente a movimientos de la fuerza resistente en el otro sentido. Este tipo de comportamiento ha sido también encontrado en la ref 21; sin embargo, las estructuras ahí consideradas no fueron diseñadas de acuerdo con un reglamento de diseño sísmico por torsión.

En las gráficas la línea vertical representa el valor de X_r correspondiente a la localización de la fuerza resistente nominal de entrepiso de acuerdo al criterio de diseño considerado. Así, en la búsqueda de diseños más seguros y económicos, el criterio que ubique la fuerza resistente de entrepiso en la zona de ductilidades máximas normalizadas menores es el más recomendable. En los modelos de estructuras para los que se varía el valor del factor de sobre-resistencia (R_r/R_n), se encuentra que las ductilidades máximas normalizadas disminuyen conforme aumenta esta relación [ref 14].

En relación con el efecto del período de vibración traslacional sobre la respuesta, se observa que las mayores ductilidades máximas normalizadas se presentan para $T=1.0$ seg.; en general, el mejor comportamiento se tuvo en estructuras de $T=1.5$ seg. Cualitativamente, igual comportamiento se dió en los modelos de dos elementos estudiados en la ref 14. Las figuras 3.6. a 3.14. muestran este comportamiento para modelos con tres elementos.

En el análisis de la respuesta, para distintas formas de planta, la forma horizontal, $h/b=0.5$, fue la que presentó mayores ductilidades máximas normalizadas. En términos generales, el mejor comportamiento se encontró para la forma con $h/b=2.0$. Lo cual indica que modelos con mayor masa rotacional se comportan mejor en torsión. En general el comportamiento observado es independiente del número y distribución de elementos resistentes. La fig. 3.24. muestra la envolvente de la respuesta de un modelo con cuatro elementos.

De los resultados de los estudios, se puede concluir que: de los tres criterios evaluados, el criterio 3 proporciona respuestas con mejor comportamiento, i.e. con ductilidades máximas normalizadas menores. Mientras que para todos los casos, los modelos diseñados de acuerdo con el RDF-87, presentan los mayores valores de ductilidad máxima normalizada (figs. 3.15 a 3.23.). Para el modelo estudiado se observa que existen distribuciones de resistencias que proporcionan

respuestas sísmicas mejores que las obtenidas de la distribución correspondiente a las Normas Técnicas Complementarias del RDF-87. Las figs. 3.25. y 3.26. muestran la envolvente de ductilidades para modelos de tres y cuatro elementos.

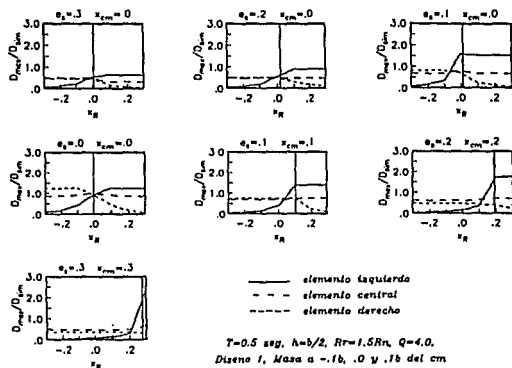


Fig. 3.3. Envolventes de la Relación de Ductilidades Máximas Vs. Distribución de Resistencias

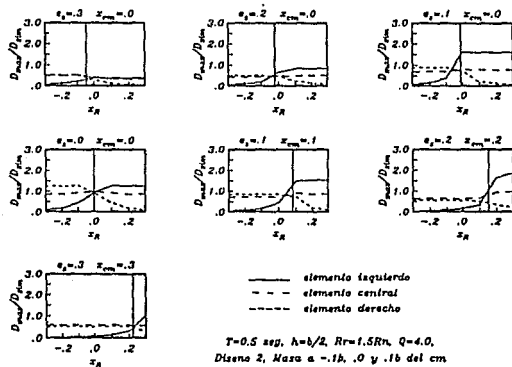


Fig. 3.4. Envolventes de la Relación de Ductilidades Máximas Vs. Distribución de Resistencias

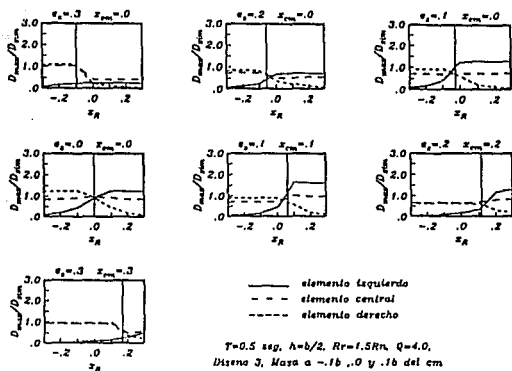


Fig. 3.5. Envelopes de la Relación de Ductilidades Máximas Vs. Distribución de Resistencias

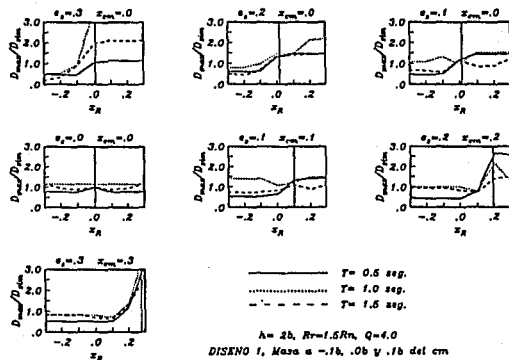


Fig. 3.6. Envelopes de la Relación de Ductilidades Máximas Vs. Distribución de Resistencias - Efecto del Período de Vibración Translacional -

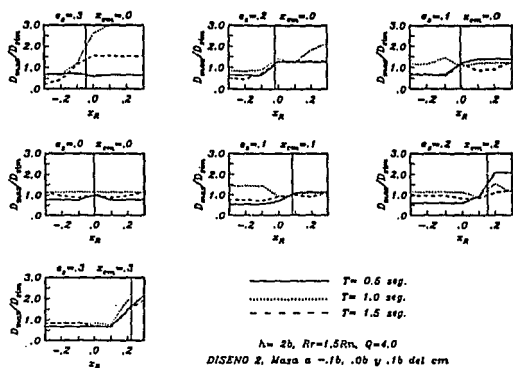


Fig. 3.7. Envolventes de la Relación de Ductilidades Máximas Vs. Distribución de Resistencias - Efecto del Período de Vibración Traslacional -

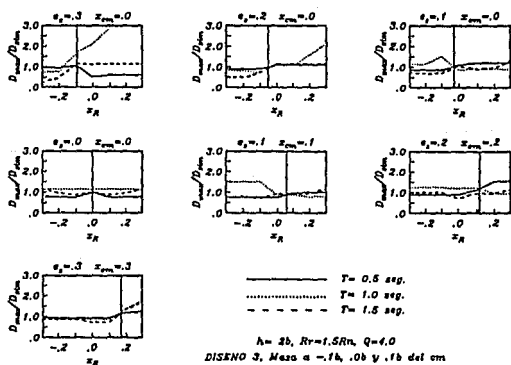


Fig. 3.8. Envolventes de la Relación de Ductilidades Máximas Vs. Distribución de Resistencias - Efecto del Período de Vibración Traslacional -

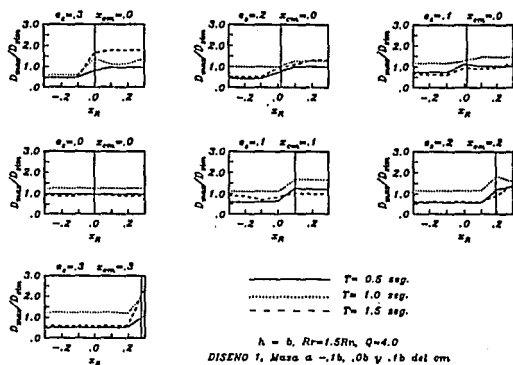


Fig. 3.9. Envolventes de la Relación de Ductilidades Máximas Vs. Distribución de Resistencias
- Efecto del Período de Vibración Traslacional -

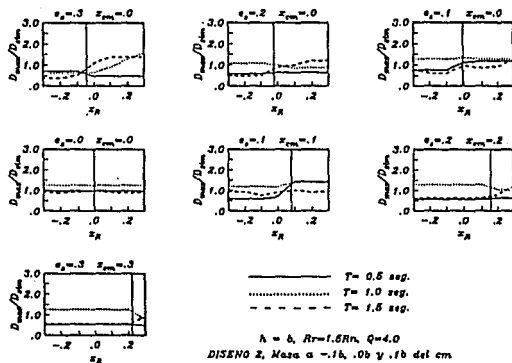


Fig. 3.10. Envolventes de la Relación de Ductilidades Máximas Vs. Distribución de Resistencias
- Efecto del Período de Vibración Traslacional -

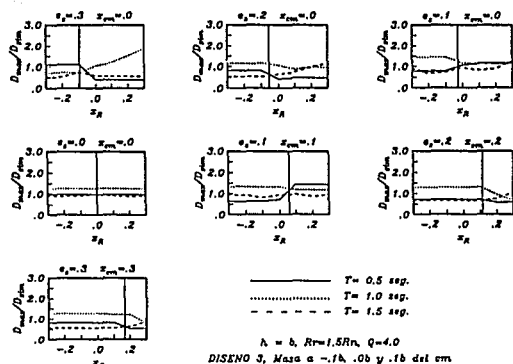


Fig. 3.11. Envelopes de la Relación de Ductilidades Máximas Vs. Distribución de Resistencias - Efecto del Período de Vibración Translacional -

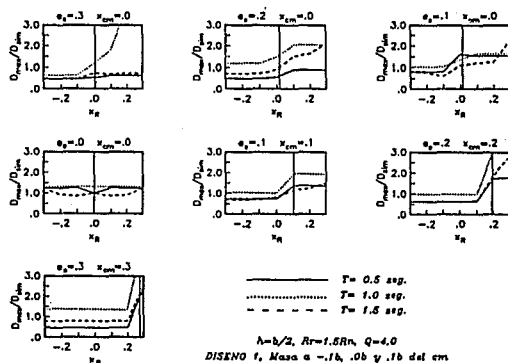


Fig. 3.12. Envelopes de la Relación de Ductilidades Máximas Vs. Distribución de Resistencias - Efecto del Período de Vibración Translacional -

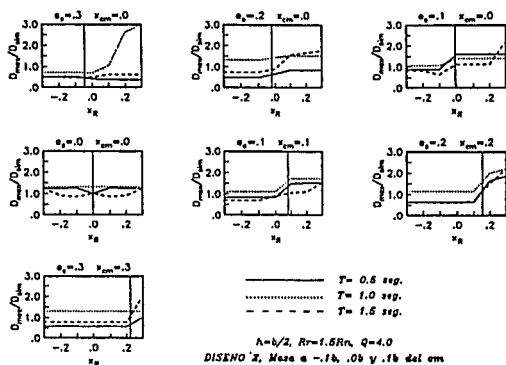


Fig. 3.13. Envolventes de la Relación de Ductilidades Máximas Vs. Distribución de Resistencias - Efecto del Período de Vibración Traslacional -

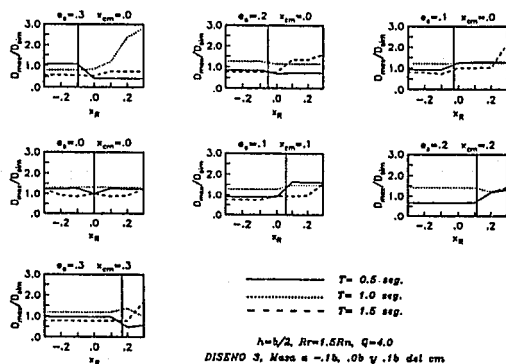


Fig. 3.14. Envolventes de la Relación de Ductilidades Máximas Vs. Distribución de Resistencias - Efecto del Período de Vibración Traslacional -

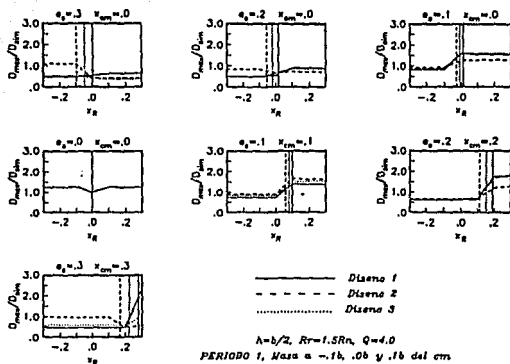


Fig. 3.15. Envolventes de la Relación de Ductilidades Máximas Vs. Distribución de Resistencias - Efecto de los Tres Diseños Considerados -

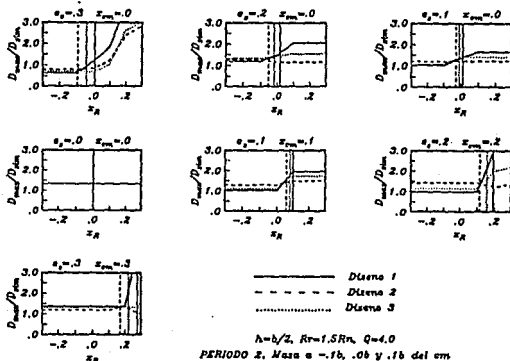


Fig. 3.16. Envolventes de la Relación de Ductilidades Máximas Vs. Distribución de Resistencias - Efecto de los Tres Diseños Considerados -

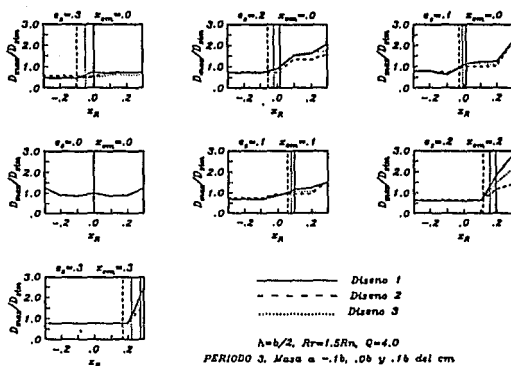


Fig. 3.17. Envolventes de la Relación de Ductilidades Máximas Vs. Distribución de Resistencias - Efecto de los Tres Diseños Considerados -

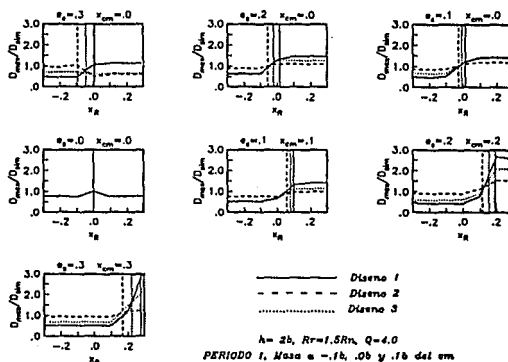


Fig. 3.18. Envolventes de la Relación de Ductilidades Máximas Vs. Distribución de Resistencias - Efecto de los Tres Diseños Considerados -

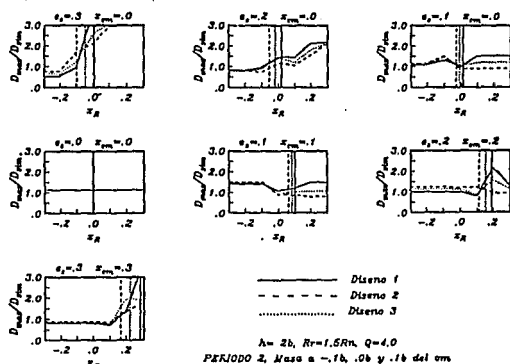


Fig. 3.19. Envelopes de la Relación de Ductilidades Máximas Vs. Distribución de Resistencias - Efecto de los Tres Diseños Considerados -

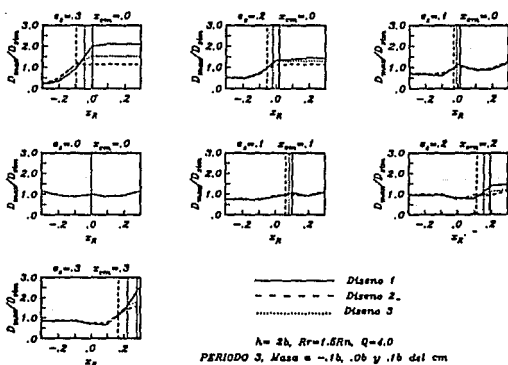


Fig. 3.20. Envelopes de la Relación de Ductilidades Máximas Vs. Distribución de Resistencias - Efecto de los Tres Diseños Considerados -

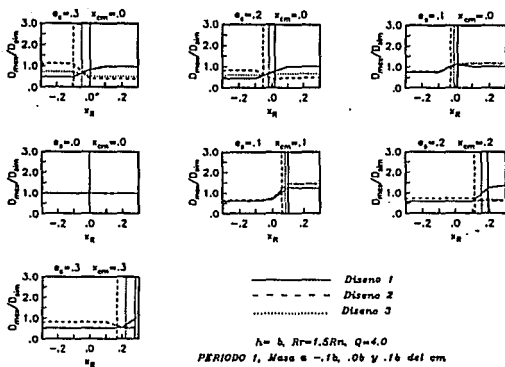


Fig. 3.21. Envolventes de la Relación de Ductilidades Máximas Vs. Distribución de Resistencias - Efecto de los Tres Diseños Considerados -

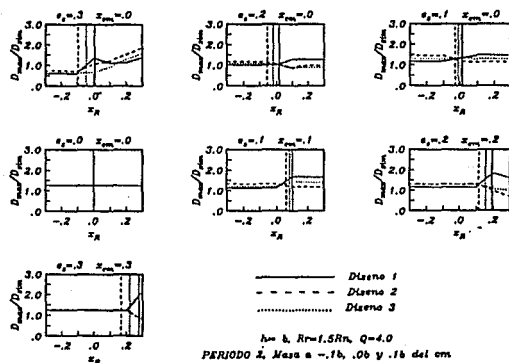


Fig. 3.22. Envolventes de la Relación de Ductilidades Máximas Vs. Distribución de Resistencias - Efecto de los Tres Diseños Considerados -

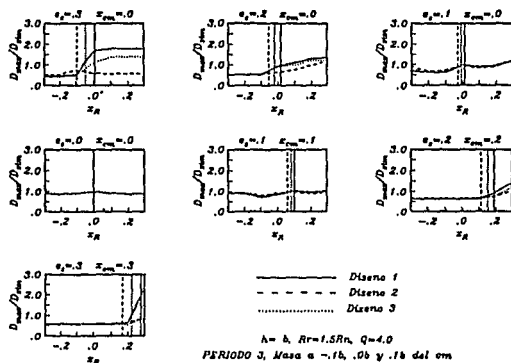


Fig. 3.23. Envelopes de la Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias - Efecto de los Tres Diseños Considerados -

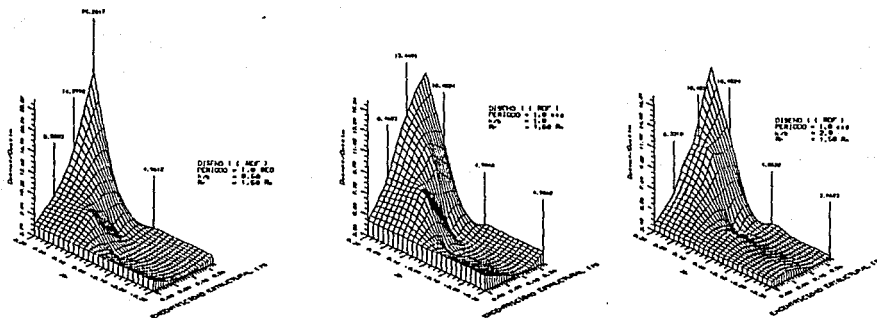


Fig. 3.24. Envelopes de la Relación de Ductilidades Máximas vs. Distribución de Resistencias - Efecto de la Forma de la Planta (Cuatro Elementos) -

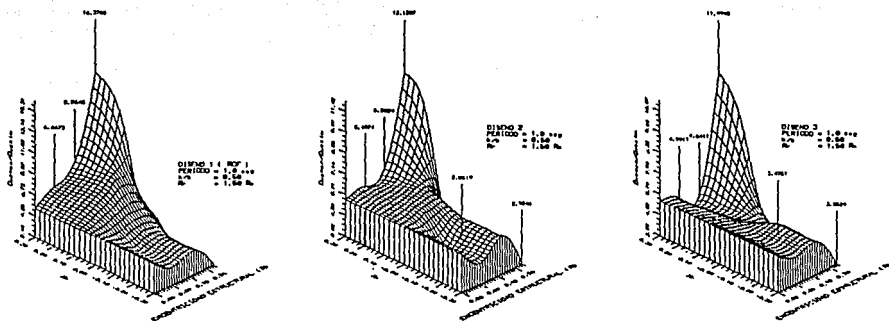


Fig. 3.25. Envolventes de la Relación de Ductilidades Máximas Vs. Distribución de Resistencias - Efecto de los Tres Diseños Considerados (Tres Elementos) -

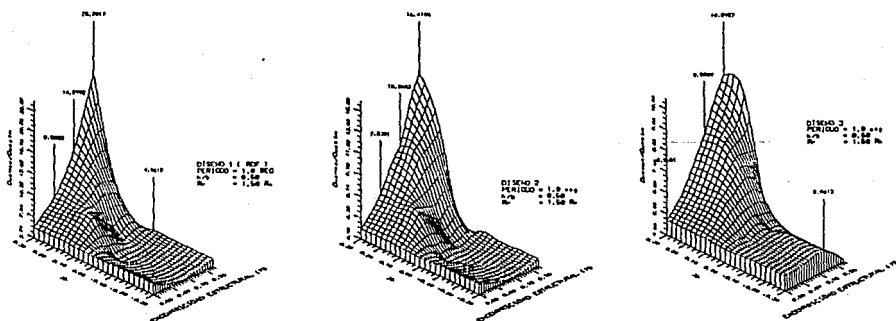


Fig. 3.26. Envolventes de la Relación de Ductilidades Máximas Vs. Distribución de Resistencias - Efecto de los Tres Diseños Considerados (Cuatro Elementos) -

3.2.- MODELO DE UN NIVEL CON ELEMENTOS RESISTENTES EN DOS DIRECCIONES

Para estos modelos [ref 5], las rigideces de entpiso en cada dirección se derivan de acuerdo con los correspondientes períodos traslacionales seleccionados. El cálculo de la fuerza sísmica de diseño fue de acuerdo con el RDF-87, en el que, debido a la excentricidad accidental propuesta, los análisis se efectuaron para las 9 posibles posiciones del centro de masas. En general el estudio sigue los mismos lineamientos que los de la ref 4.

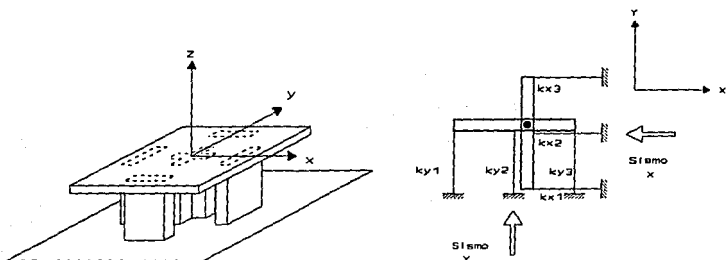


FIG. 3.27. MODELO DE UN NIVEL CON ELEMENTOS RESISTENTES EN DOS DIRECCIONES

Para estudiar el efecto de la distribución de resistencias sobre la respuesta de la estructura, se utilizaron dos parámetros X_r e Y_r , que miden las distancias de la fuerza resistente del entpiso al centro del diafragma de piso correspondiente. La posición nominal de la fuerza resistente de un entpiso es la que genera la aplicación directa de un criterio de diseño por torsión. Valores diferentes de X_r e Y_r , se logran incrementando la resistencia de los elementos extremos correspondientes a los lados hacia donde se desea ubicar la fuerza resistente, de esta manera se cumple con la norma de diseño, ya que la resistencia de cada elemento no será menor que sus correspondientes resistencias nominales.

3.2.1.- MODELO ESTRUCTURAL

El modelo utilizado proporcionó un enfoque diferente en el estudio de los parámetros que influyen en la respuesta estructural para modelos de edificios de un nivel, ya que se pudieron introducir variaciones tanto en rigidez como en resistencia en ambas direcciones del entrepiso. Los casos de excentricidad que se estudiaron fueron limitados, debido a la gran cantidad de posibles combinaciones que teóricamente pueden obtenerse. Por lo anterior, sólo se estudiaron casos de interés con base en observaciones de resultados anteriores y, sobre todo, con base en el buen juicio ingenieril considerando el rango práctico de los parámetros estudiados.

Para todos los casos, en este tipo de modelos, únicamente se estudió la forma de planta cuadrada y se tomaron iguales períodos traslacionales para las dos direcciones ortogonales. Los modelos estudiados fueron sometidos a las dos componentes horizontales del registro SCT de 1985. En estos modelos se estudió la asimetría estructural sobre un eje del diafragma, variando la posición de la fuerza resistente en todo el sistema de piso.

Como casos especiales, se estudiaron dos puntos sobre el diafragma con asimetría estructural en ambas direcciones. El primero de ellos se ubicó desplazando el centro de masas, permaneciendo el centro de torsión en el centro del diafragma. En el otro caso se mantuvo fijo el centro de masas en el centro del diafragma, con la excentricidad estructural proporcionada por movimiento del centro de torsión (fig 2.1.).

3.2.2.- ANALISIS DE RESULTADOS

Las figs 3.28. a 3.33. muestran una parte de los resultados obtenidos que ilustran el comportamiento para cada uno de los criterios de diseño estudiados y un período seleccionado de 1.5 seg. Estas gráficas representan envolventes de ductilidades máximas normalizadas para un modelo de edificio con elementos resistentes en dos direcciones ortogonales sujetos a la acción sísmica de dos componentes simultáneas paralelas a los elementos resistentes, en las que se considera la incertidumbre en la localización del centro de masas de acuerdo al RDF-87. En estas figuras se hace la distinción entre las excentricidades obtenidas por movimientos del centro de torsión (CS) y las generadas por movimiento del centro de masas (CM).

Del análisis de los resultados obtenidos, se identifican, en todos los casos, zonas bien definidas de bajas ordenadas de ductilidad máxima normalizada en puntos donde la posición de la fuerza resistente es próxima a la ubicación del centro de torsión, es decir, la ductilidad máxima normalizada decrece sistemáticamente cuando la distribución de resistencias es sensiblemente igual a la de rigideces. Lo anterior indica una de las características deseables para obtener un mejor comportamiento ante excitaciones sísmicas intensas.

En lo referente al tipo de diseño, se puede observar que para los modelos estudiados, el diseño propuesto por el RDF-87 no es necesariamente el más adecuado, ya que se obtuvieron mejores resultados con los criterios alternos al reglamento vigente, particularmente con el Criterio 3. Lo anterior se basa en el hecho de que las menores demandas de ductilidad en los elementos estructurales se obtuvieron cuando las resistencias proporcionadas por las ecuaciones de diseño penalizaban en menor medida aquellos elementos a los que se les resta el cortante producido por el momento torsionante del entrepiso.

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

DISEÑO 1 (RDF-87)
 $T_x = T_y = 1.5 \text{ seg}$
 $h/b = 1.0$
 $e_x = e_y = 0.0$

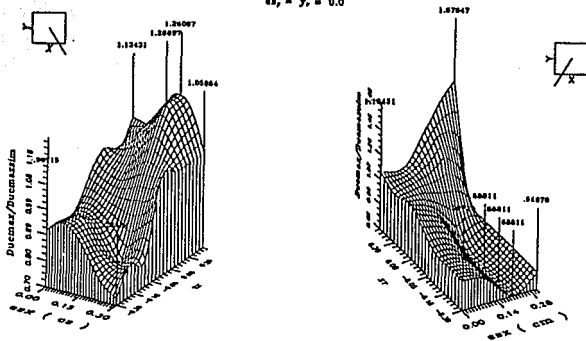


Fig. 3.28. Envolturas de Ductilidades Máximas [ref 5].

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

DISEÑO 2
 $T_x = T_y = 1.5 \text{ seg}$
 $h/b = 1.0$
 $e_x = e_y = 0.0$

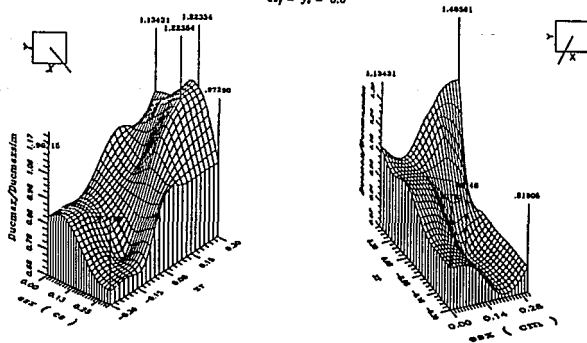


Fig. 3.29. Envolturas de Ductilidades Máximas [ref 5].

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

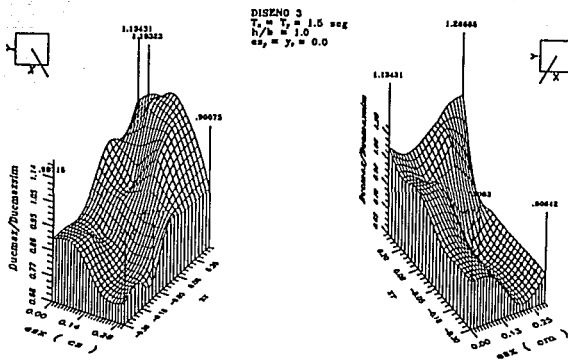


Fig. 3.30. Envolturas de Ductilidades Máximas [ref 5].

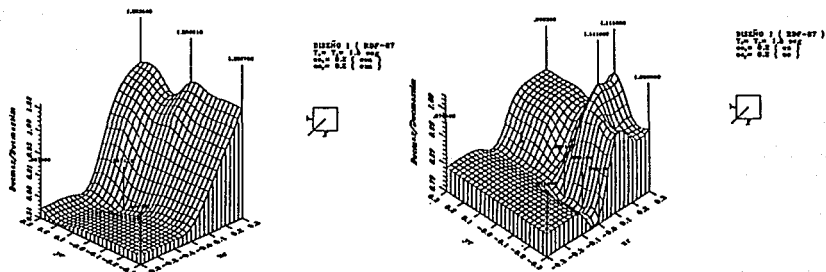


Fig. 3.31. Envolturas de Ductilidades Máximas [ref 5].

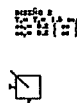
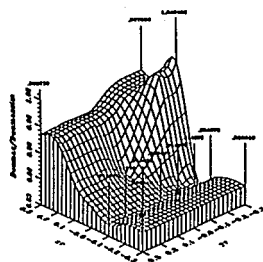
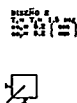
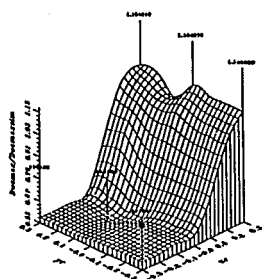


Fig. 3.32.

Envolventes de Ductilidades Máximas [ref 5].

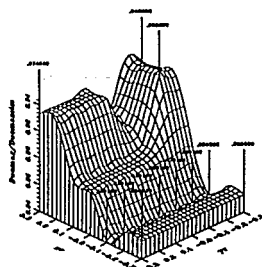
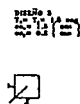
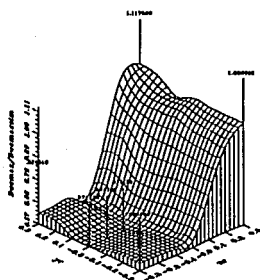


Fig. 3.33.

Envolventes de Ductilidades Máximas [ref 5].

3.3.- MODELO DE VARIOS NIVELES CON ELEMENTOS EN UNA DIRECCION

En este trabajo [ref 7], se estudiaron modelos de edificios de cortante de uno a tres niveles, con dos elementos resistentes en cada nivel, orientados en la dirección de la excitación y diseñados con un factor de comportamiento sísmico $Q = 4.0$. Los modelos comprendieron períodos fundamentales de 0.5, 1.0 y 1.5 seg.

3.3.1.- MODELOS Y PARAMETROS ESTUDIADOS

En todos los casos se utilizaron distribuciones de rigideces con la altura uniforme y lineal y una relación de frecuencias desacopladas de torsión y traslación unitaria. Se mantuvo la posición del centro de rigidez en el centro geométrico de la planta, variando la posición del centro de masas para obtener valores de excentricidad estática. También se varían las correspondientes resistencias nominales de los elementos para obtener diferentes localizaciones de las fuerzas resistentes en los entresijos.

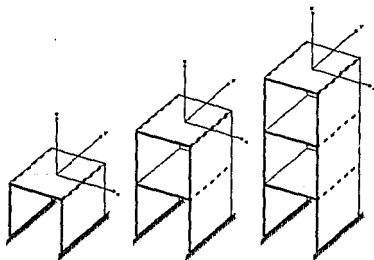


FIG. 3.34. MODELO DE VARIOS NIVELES CON DOS ELEMENTOS EN LA DIRECCION DEL SISMO

Los resultados del estudio se presentan en gráficas donde el eje de las abscisas corresponde a la excentricidad en resistencias (e_r) normalizada con respecto al ancho de la planta (b), medida en la dirección perpendicular a la excitación sísmica. Como resultado de este estudio se obtuvieron las máximas demandas de ductilidad de los modelos asimétricos (Q_u) normalizadas con respecto a las correspondientes a los modelos simétricos en resistencias y rigideces (Q_s); esto es, para cada entrepiso se tomó el valor de la máxima demanda de ductilidad registrada en el análisis y se dividió por la correspondiente obtenida en el modelo simétrico.

3.3.2.- ANALISIS DE RESULTADOS

Cada gráfica mostrada en esta sección condensa los resultados para una excentricidad estática suministrada por determinada posición del centro de masas.

3.3.2.1.- MODELOS DE UN ENTREPISO

En la gráfica (fig. 3.35), correspondiente a estos modelos, se observa como se conservan las tendencias de trabajos previos [Ref 15], confirmando los límites en cuanto a las diferencias de magnitudes de las excentricidades en resistencias y rigideces, que sirvieron de base a las normas de diseño sísmico por torsión contenidas en el RDF-87 [ref 6].

En esta figura se puede observar como, en la mayoría de los casos, la relación Q_u/Q_s es menor o igual que 1.0 cuando las excentricidades en resistencias y rigideces coinciden. Esto también se cumple para valores de e_r mayores que $0.10e_r/b$.

3.3.2.2.- MODELOS DE DOS ENTREPISOS

Para estos modelos, en los dos entrepisos, cuando ambas excentricidades, e_x y e_y , son iguales; la relación de ductilidades es menor que 1.0. Dicha relación también se cumple para la mayoría de los valores de e_x/b mayores en un 10% del valor de e_y/b (figs. 3.36. y 3.37.).

En general se observó que el modelo de dos niveles presentó una respuesta estructural similar a los modelos de un nivel con dos y tres elementos resistentes.

3.3.2.3.- MODELOS DE TRES ENTREPISOS

Se encontró, al igual que en los modelos de dos entrepisos, que la relación de ductilidad se hallaba próxima a la unidad para valores cercanos de la excentricidad en rigideces y resistencias. En las gráficas se observa como, para $e_x/b = 0.3$, la distribución en la demanda de ductilidad en los entrepisos es uniforme. En general, para grandes excentricidades estáticas, el segundo entrepiso presenta las mayores relaciones de demanda de ductilidad, cambiando esta situación al tercer entrepiso para una distribución lineal de rigideces con la altura (figs. 3.38., 3.39. y 3.40.).

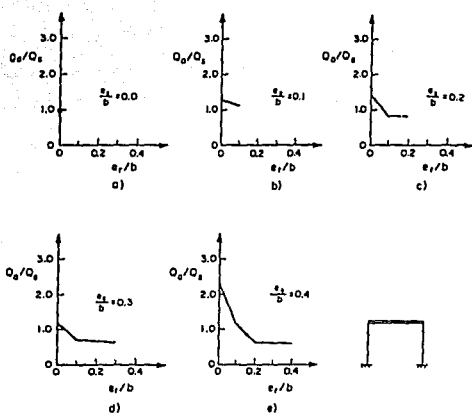


Fig. 3.35. Relación de Demanda de Ductilidad Para Cada Entrepiso [ref 7].
- T = 1.0 seg. -

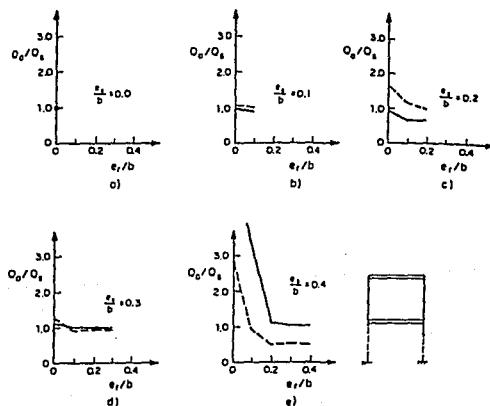


Fig. 3.36. Relación de Demanda de Ductilidad Para Cada Entrepiso [ref 7].
- Distribución Uniforme de Rigideces y Resistencias -
- T = 1.0 seg. -

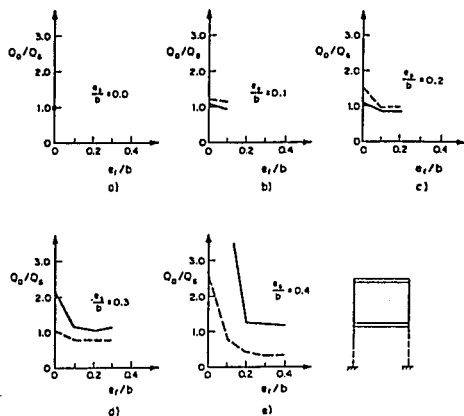


Fig. 3.37. Relación de Demanda de Ductilidad Para Cada Entrepiso [ref 7].
- Distribución Uniforme de Rigideces y no Lineal de Resistencias -
- T = 1.0 seg. -

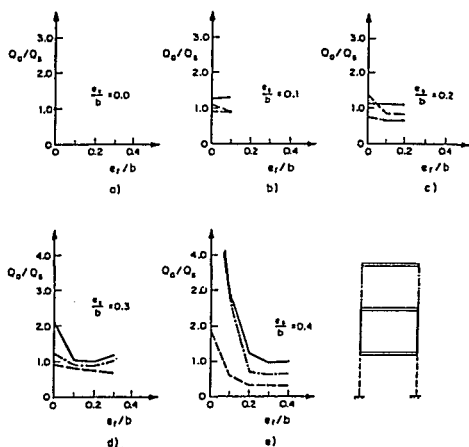


Fig. 3.38. Relación de Demanda de Ductilidad Para Cada Entrepiso [ref 7].
- Distribución Uniforme de Rigideces y Resistencias -
- T = 1.0 seg. -

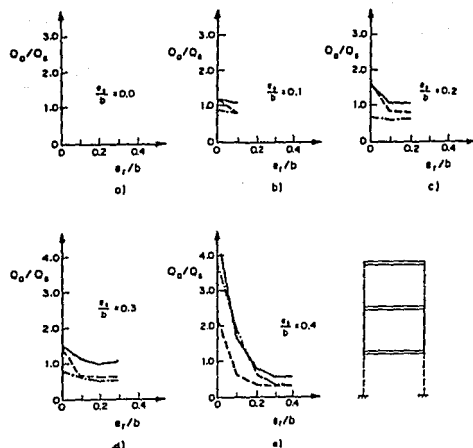


Fig. 3.39. Relación de Demanda de Ductilidad Para Cada Entrepiso [ref 7].
 - Distribución Uniforme de Rigideces y no Lineal de Resistencias -
 - $T = 1.0$ seg. -

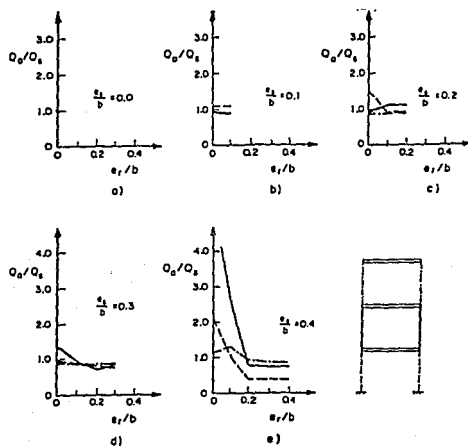


Fig. 3.40. Relación de Demanda de Ductilidad Para Cada Entrepiso [ref 7].
 - Distribución Uniforme de Rigideces y Lineal de Resistencias -
 - $T = 1.0$ seg. -

3.4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES

Del análisis de los resultados correspondientes a los modelos deterministas de un nivel se pueden extraer las siguientes conclusiones generales:

- 1.- La respuesta inelástica no solo es caracterizada por una reducción de fuerzas, si no también, por cambios significativos en el comportamiento cuando se compara con la respuesta elástica correspondiente [ref 3].
- 2.- La respuesta torsional de las estructuras analizadas es afectada, de manera considerable, por la distribución en planta de las resistencias.
- 3.- Para una estructura dada, el incremento en resistencia de un elemento estructural sobre el valor nominal del reglamento que mueve la fuerza resistente hacía el centro de torsión, disminuye en general la demanda máxima de ductilidad mejorando su comportamiento pero no necesariamente ocurre lo contrario, debido a que depende de la manera como se incremente la resistencia en el entrepiso. Lo anterior indica que no siempre una estructura más resistente que otra, tendrá un mejor comportamiento ante sismo.
- 4.- En los modelos estudiados se observa consistentemente que, para los tres criterios evaluados, las menores ductilidades máximas demandadas ocurren cuando la distribución de las resistencias sigue aproximadamente a la de las rigideces.
- 5.- Al hacer un análisis comparativo de los valores máximos de ductilidad para los tres criterios de diseño estudiados, se encuentra que el criterio 1, RDF-87, no necesariamente representa la mejor opción de diseño ya que este distribuye la sobre-resistencia por torsión entre aquellos elementos a los cuales se les suma el cortante producido por el momento torsionante. Los resultados de este estudio indican que una respuesta estructural mejor se obtiene si la sobre-resistencia torsional se distribuye

entre aquellos elementos a cuyo cortante directo, se le resta el cortante producido por el momento torsionante generado. Esta característica la tiene el Criterio 3.

6.- En los casos estudiados se observa que para valores de la relación de frecuencias desacopladas, caracterizada por la relación de aspecto de la planta, cercanos a la unidad, los valores de ductilidad máxima demandada son menores que para valores diferentes de 1.0. Esta conclusión contradice la derivada de resultados elásticos en donde las respuestas máximas ocurren para valores de esta relación cercanos a uno.

7.- En general en estructuras con iguales características dinámicas y diferentes masas rotacionales, el mejor comportamiento se encontró en aquellos modelos con mayor masa rotacional.

Para los modelos de varios niveles se encontró que no es satisfactorio el criterio de normalización empleado, debido a que utilizan como demanda máxima de ductilidad de la estructura simétrica, la máxima demanda en cada entrepiso; y con este valor se normaliza la máxima demanda en el entrepiso de la estructura asimétrica, lo cual no permite una evaluación global del comportamiento de la estructura.

4.- FORMULACION DEL MODELO ESTRUCTURAL

Con base en los resultados discutidos en el capítulo anterior se decidió estudiar el comportamiento de modelos de edificios de varios niveles más generales que los previamente estudiados. La fig. 4.1. muestra la configuración del modelo y su idealización matemática para fines de análisis. El modelo corresponde a una estructura tridimensional conformada por seis marcos planos representados por elementos tipo viga, unidos por un diafragma infinitamente rígido, donde se supone concentrada la masa unitaria de cada entrepiso. La ley de carga-deformación para los elementos se consideró bilineal histerética estable con una pendiente en la segunda rama del 1% del valor de la pendiente inicial (fig. 3.2.). En el comportamiento de los elementos no se incluyeron los efectos de amortiguamiento ni los de degradación en las propiedades de rigidez y resistencia.

4.1.- CARACTERISTICAS GENERALES

El comportamiento del modelo será el correspondiente a una estructura de cortante de tres niveles con masas concentradas en cada uno de ellos, que simplifica el cálculo matemático, y permite tener en cuenta índices de comportamiento como la demanda máxima de ductilidad de entrepiso. Esta hipótesis

transforma el problema de una estructura con un número infinito de grados de libertad, debido a la distribución discreta de masas, en una estructura con desplazamientos horizontales a nivel de cada piso y sin rotaciones en los nudos.

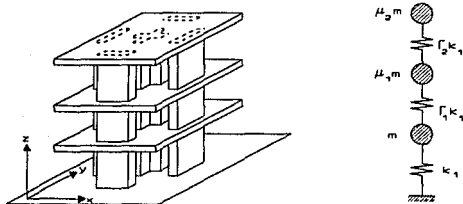


FIG. No. 4.1. ESTRUCTURACION DEL MODELO PARA SER EVALUADO EN TORSION

En general, el modelo sigue un riguroso análisis estático de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo del RDF-87 [ref 6]. Se supone que el modelo está ubicado en la zona de suelo blando (tipo III), de la Ciudad de México y que se trata de un edificio tipo B, correspondiente a estructuras usadas para habitación u oficinas. Los modelos presentarán iguales períodos, coeficientes sísmicos y factores de comportamiento sísmico en ambas direcciones.

4.2.- PLANTEAMIENTO DINAMICO:

Una estructura de cortante se puede idealizar como una columna empotrada en la base, con masas concentradas en la altura, a nivel de piso, de tal manera que solo es posible el desplazamiento horizontal de los entrepisos, ocasionando la aparición de tres tipos de fuerzas que conforman las ecuaciones dinámicas:

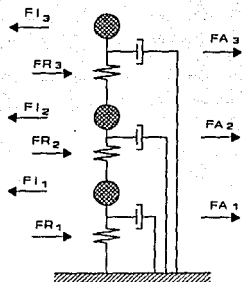


FIG. No. 4.2. FUERZAS DINAMICAS PRESENTES EN EL MODELO A EVALUAR

$$F_{I_1} + FR_1 + FA_1 = 0 \quad 4.2.1.$$

$$F_{I_2} + FR_2 + FA_2 = 0 \quad 4.2.2.$$

$$F_{I_3} + FR_3 + FA_3 = 0 \quad 4.2.3.$$

F_I = Vector de fuerzas de inercia

$$F_I = [M] \cdot \{U''\}$$

$\{U''\}$ = Vector de aceleraciones totales

$[M]$ = Matriz diagonal de masas

FR = Vector de fuerzas de rigidez de cada entrepiso

$$FR = [K] \cdot \{U\}$$

$[K]$ = Matriz de rigidez del sistema

$\{U\}$ = Vector de desplazamientos

FA = Vector de fuerzas de amortiguamiento

$$FA = [C] \cdot \{U'\}$$

$[C]$ = Matriz de amortiguamiento

$\{U'\}$ = Vector de velocidades.

Si se supone la vibración libre de un sistema, sin amortiguamiento, la ecuación de equilibrio dinámico general se plantea como:

$$[M]\{U''\} + [K]\{U\} = \{0\} \quad 4.2.4.$$

La ecuación tiene como solución

$$\{U\} = \{a\} \text{ sen}(wt - \Phi) \quad 4.2.5.$$

Donde:

a_i = Amplitud del movimiento en la i ésima coordenada

Φ = Angulo de fase.

w = Frecuencia natural de vibración del sistema

Efectuando la correspondiente sustitución, la ec 4.2.4. resulta:

$$-w^2[M]\{a\} \text{ Sen}(wt - \Phi) + [K]\{a\} \text{ Sen}(wt - \Phi) = \{0\} \quad 4.2.6.$$

Agrupando términos se obtiene:

$$([K] - w^2[M])\{a\} = \{0\} \quad 4.2.7.$$

Que corresponde a una ecuación homogénea cuya solución no trivial, esto es el caso para el cual los a_i son diferentes de cero, se obtiene cuando el determinante de la matriz es igual a cero:

$$|[K] - w^2[M]| = 0.0 \quad 4.2.8.$$

La ecuación que resulta es un polinomio de grado n en w^2 , que puede ser satisfecho por n valores de w^2 . Este polinomio recibe el nombre de ecuación característica del sistema.

4.3.- SOLUCION AL PROBLEMA INVERSO DE VALORES CARACTERISTICOS

En el presente trabajo, a partir de la ecuación 4.2.8., se asigna un período fundamental al modelo, una distribución de masas unitarias y una proporcionalidad de rigideces con la altura; de las cuales se puede obtener la rigidez de entrepiso. Así, de acuerdo a la fig. 4.3., el planteamiento dinámico para un sistema de cortante de tres grados de libertad da como ecuaciones de equilibrio para cada una de las masas de piso M1, M2 y M3:

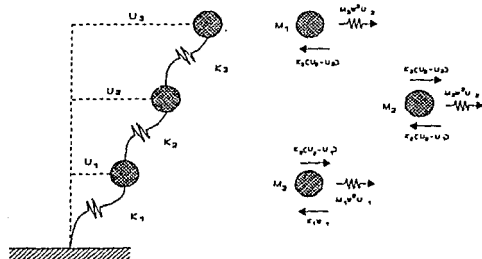


FIG. No. 4.3. EQUILIBRIO DINAMICO DEL MODELO DE TRES GRADOS DE LIBERTAD

$$(M_1 w^2 - K_1 - K_2) U_1 + K_2 U_2 = 0 \quad 4.3.1.$$

$$K_2 U_1 + (M_2 w^2 - K_2 - K_3) U_2 + K_3 U_3 = 0 \quad 4.3.2.$$

$$K_3 U_2 + (M_3 w^2 - K_3) U_3 = 0 \quad 4.3.3.$$

El determinante correspondiente a las ecuaciones 4.3.1., 4.3.2. y 4.3.3., es:

$$\begin{vmatrix} (M_1 w^2 - K_1 - K_2) & K_2 & 0 \\ K_2 & (M_2 w^2 - K_2 - K_3) & K_3 \\ 0 & K_3 & (M_3 w^2 - K_3) \end{vmatrix} = 0$$

De acuerdo a las proporcionalidades establecidas en la fig 4.1., se pueden efectuar las siguientes simplificaciones:

$$\begin{aligned} w^2 &= \Omega \\ a &= K_1 + K_2 = K_1 + \Gamma_1 K_1 = K_1 (1 + \Gamma_1) \\ b &= K_2 + K_3 = \Gamma_1 K_1 + \Gamma_2 K_1 = K_1 (\Gamma_1 + \Gamma_2) \end{aligned}$$

Los valores de Ω que hacen posible la solución del determinante de la matriz de coeficientes, son los llamados valores característicos. Calculando el valor del determinante de la matriz de coeficientes, igualando a cero y efectuando un adecuado reemplazo de variables en función de la rigidez del primer entrepiso, se tiene:

$$K_1^3 (-\Gamma_1 \Gamma_2) + K_1^2 (\Gamma_1 \Gamma_2 M_1 \Omega + \mu_1 \Gamma_2 M_1 \Omega + \Gamma_1 \Gamma_2 \mu_1 M_1 \Omega + \Gamma_1 \mu_2 M_1 \Omega + \Gamma_2 \mu_2 M_1 \Omega + \Gamma_1 \Gamma_2 \mu_2 M_1 \Omega) + K_1 (-M_1^2 \Gamma_2 \mu_1 \Omega^2 - M_1^2 \Gamma_1 \mu_2 \Omega^2 - M_1^2 \Gamma_2 \mu_2 \Omega^2 - M_1^2 \mu_1 \mu_2 \Omega^2 - M_1^2 \Gamma_1 \mu_1 \mu_2 \Omega^2) + M_1^3 \mu_1 \mu_2 \Omega^3 = 0$$

Las tres raíces reales de la ecuación corresponden a las tres rigideces del primer entrepiso que guardan una relación directa con los tres modos de vibrar; donde la mayor corresponde al primer modo de vibrar. De esta manera quedan definidas las propiedades que relacionan el período y la rigidez de la estructura.

4.4.- PARAMETROS ESTUDIADOS

Del análisis de los resultados presentados en estudios anteriores [refs 3,4,5 y 7], la caracterización del comportamiento sísmico no lineal en torsión de edificios, precisa de modelos con parámetros adicionales a los requeridos por los correspondientes a estructuras en el rango lineal de comportamiento. Para modelos de estructuras de cortante, la respuesta en el rango lineal depende del número, localización y rigideces individuales de los elementos resistentes, del período de vibración traslacional, de la relación de frecuencias desacopladas (frecuencia traslacional entre frecuencia torsional), de la excentricidad estática o estructural, de la distribución de masas y rigideces con la altura, y de la relación de amortiguamiento, [ref 22]. En el rango no lineal de comportamiento, sin embargo, la respuesta depende, además de los parámetros anteriores, del factor de comportamiento sísmico, del criterio de diseño sísmico seleccionado, de la sobre-resistencia y de la distribución en planta y en la altura de las resistencias entre otros.

4.4.1.- DISTRIBUCION DE MASAS Y RIGIDECES EN EL MODELO

Para los modelos se seleccionó una distribución de rigidez con la altura, consistente con distribuciones típicas en edificaciones de interés práctico, donde la rigidez lateral disminuye con la altura. Esta variación de rigideces ocasiona una disminución despreciable en la carga muerta, por lo que se consideró válido suponer una distribución uniforme de las masas con la altura. La distribución de rigideces con la altura se consideró igual en ambas direcciones. Estas distribuciones se muestran en la siguiente tabla.

Una de las características de este trabajo, fue asignar a los elementos estudiados, propiedades de edificios reales, por lo que, para la distribución en planta de las rigideces de los elementos estructurales se asume un criterio que nos permita generalizar algunas formulaciones y obtener los valores de rigidez en los elementos

resistentes con base en la rigidez de entrepiso y un período fundamental escogido con antelación.

DISTRIBUCION CON LA ALTURA		
ENTREPISO	MASAS	RIGIDECES
1	1.00	1.00
2	1.00	0.75
3	1.00	0.60

TABLA 4.1. DISTRIBUCIONES DE MASAS Y RIGIDECES

El criterio de distribución de rigideces seleccionado consiste en asignar un tercio de la rigidez de entrepiso al elemento central y los dos tercios restantes a los elementos extremos. Ambos porcentajes de distribución fueron dados en las dos direcciones ortogonales. Para los casos estudiados las excentricidades estructurales se proporcionaron, para cada dirección, balanceando las rigideces en los elementos extremos y manteniendo constante la del elemento central de tal modo de no modificar la rigidez del entrepiso.

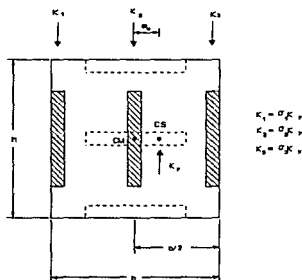


FIG. No. 4.4.- DISTRIBUCION DE LAS RIGIDECES ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES
Efectuando un balance de momentos torsores un entrepiso:

$$\sigma_1 = \sigma_3 - (2e_x/b) \quad 4.4.1.1.$$

Por definición tenemos:

$$k_1 + k_2 + k_3 = K_y \quad 4.4.1.2.$$

$$\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 1 \quad 4.4.1.2.$$

$$\sigma_3 = 1 - \sigma_1 - \sigma_2 \quad 4.4.1.3.$$

Reemplazando la ec. 4.4.1.3. en la ec. 4.4.1.1.:

$$\sigma_1 = ((1 - \sigma_2)/2) - (e_x/b) \quad 4.4.1.4.$$

Despejando σ_2 de la ec. 4.4.4., se tiene:

$$\sigma_2 = 1 - 2\sigma_1 - (2e_x/b) \quad 4.4.1.5.$$

Las ecs. 4.4.3., 4.4.1.4. y 4.4.1.5. nos permiten evaluar los factores σ para cada una de las excentricidades estáticas requeridas.

Se supone que la forma de la planta del modelo estructural es cuadrada ($h = b$), de dimensiones unitarias de tal manera que:

$$\sigma_2 = 1/3$$

EXCENTRICIDAD	σ_1	σ_3
-0.30	0.6333	0.0333
-0.20	0.5333	0.1333
-0.10	0.4333	0.2333
0.00	0.3333	0.3333
0.10	0.2333	0.4333
0.20	0.1333	0.5333
0.30	0.0333	0.6333

TABLA 4.2. RIGIDEZ DE LOS ELEMENTOS EXTREMOS

4.4.2.- EXCENRICIDAD ESTÁTICA O ESTRUCTURAL (e_B)

En este estudio la excentricidad estructural, en cada entrepiso, se normalizó respecto a la dimensión b de la planta. En los modelos analizados la asimetría se proporcionó por movimientos del centro de torsión fijando el centro de masas en el centro del diafragma, consistente con la suposición de que las masas se encuentran uniformemente distribuidas en la planta.

Para la evaluación de los modelos se tomaron en cuenta 16 posiciones del centro de torsión, originadas por variación de la rigidez de los elementos estructurales, que por simetría cubren un rango completo de posibilidades en el entrepiso considerado. Para estudiar el efecto de la incertidumbre en la localización del centro de masa en el análisis tridimensional de acuerdo con el RDF-87, se consideraron las 9 posibles posiciones del mismo, variando de igual manera la posición para cada piso, para ser analizadas con cada uno de los casos de excentricidad estática. Las excentricidades consideradas y las posiciones del centro de masas se muestran en la fig. 4.5.

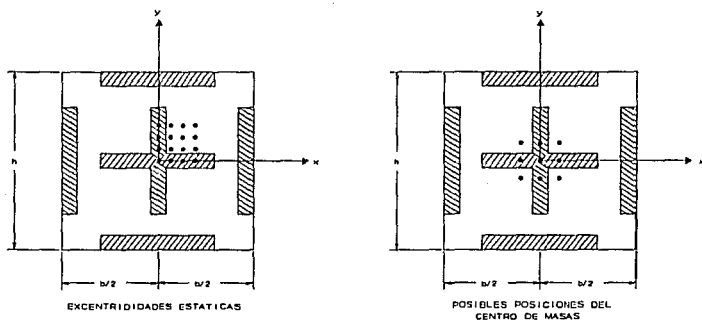


FIG. 4.5. EXCENRICIDADES EN MASAS Y RIGIDECES CONSIDERADAS

4.4.3.- CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO POR TORSION

Para evaluar el efecto de la distribución, en planta, de resistencias proporcionada por un criterio de diseño sísmico por torsión se utilizaron los mismos criterios de estudios previos [refs 4,5 y 14] que se describen en la tabla 3.1.

4.4.4.- PERIODO TRASLACIONAL DE VIBRACION (T)

Los modelos estructurales analizados en el presente estudio corresponden a estructuras con períodos fundamentales de traslación de 0.5, 1.0, 1.5 y 2.0 seg. Para cada uno de ellos se asignaron valores unitarios de masa a los diafragmas de piso de los modelos y con ellos se calcularon las rigideces de los entrepisos. En el modelo se consideraron períodos hasta de 2.0 seg., debido a la limitante de 60 mts. de altura para las estructuras que pueden ser analizadas por el método estático.

4.4.5.- DEMANDA DE DUCTILIDAD

La ductilidad es la capacidad de una estructura de sustentar deformaciones superiores a las del límite elástico sin fallar. La definición se aplica cualquiera que sea el sentido que se dé al término falla, sea que se trate de colapso, agrietamiento o deformación excesiva [ref 23].

La demanda de ductilidad se define como el cociente de la máxima deformación que experimenta una estructura o parte de ella, sin fallar, entre la deformación que corresponde a su límite de proporcionalidad o límite de fluencia. La demanda de ductilidad de todo sistema que posee más de un grado de libertad depende del tipo de sollicitación que se le imponga y del tipo de deformación que se elija para definirlo. En las estructuras la demanda de ductilidad de un elemento, de un entrepiso, o la demanda de ductilidad global, está gobernada por una relación

resistencia-deformación. En elementos, la deformación máxima es la correspondiente al desplazamiento longitudinal, a la rotación o la deformación por cortante; en un entrepiso se considera como la diferencia entre la deflexión de dos niveles consecutivos. La demanda de ductilidad global representa un promedio pesado de las demandas de ductilidad de entrepiso.

De las anteriores definiciones se puede observar que la demanda de ductilidad en elementos puede ser mayor que la de entrepiso, que a su vez puede ser mayor que la demanda de ductilidad global. Evaluaciones analíticas y experimentales muestran que el máximo valor de reducción proveniente de la ductilidad es hasta de cuatro para estructuras conformadas por marcos de concreto bien detallados o marcos de acero, [ref 24]

4.4.6.- SOBRE-RESISTENCIA (SBR)

De la observación del buen comportamiento de numerosos edificios durante movimientos sísmicos fuertes se acepta que su capacidad fue mayor que la mínima requerida por el respectivo código y que el valor asumido en su diseño estructural. Este hecho permite asegurar que dichas estructuras posean un margen de sobre-resistencia suministrado en forma implícita, y que en general no se contempla. Dicha sobre-resistencia se debe a diversos factores, tales como:

- Factores de seguridad impuestos por los códigos.
- Resistencia del acero superior a la cedencia especificada.
- Resistencia adicional por endurecimiento del acero, para grandes deformaciones.
- Participación de la losa en la resistencia positiva de las vigas.
- Buen confinamiento del núcleo de hormigón.
- Buena calidad del hormigón utilizado; mayor al promedio esperado.
- Secciones de hormigón mayores a las especificadas.

- Participación de miembros llamados "no estructurales".
- Requerimientos mínimos para dimensionamiento de miembros y refuerzo.
- Mano de obra calificada; entre otras.

Estudios relacionados con el comportamiento sísmico de estructuras reales [refs 20 y 25], muestran que la resistencia real es sistemáticamente mayor que la nominal en un rango de 1.45 a 3.70; mientras que para modelos a escala evaluados en mesa vibradora se obtienen valores de hasta siete veces el coeficiente basal de diseño [ref 26]. Para estudiar este efecto sobre la respuesta estructural de los modelos se utilizaron valores de sobre-resistencia de 1.0, 2.0 y 3.0.

4.4.7. CORTANTE NEGATIVO POR TORSION

Se ha observado que en la práctica de la ingeniería estructural, un gran porcentaje de ingenieros no restan el cortante negativo por torsión, o solo restan parte del mismo, a los elementos que así especifica las normas. En este trabajo se estudio el caso para el cual, el cortante asignado a cada elemento corresponde al cortante directo más el cortante por torsión; En los elementos en los cuales se debía restar, solo se conservó el valor del cortante directo.

4.4.8.- CONDICION DE REGULARIDAD ESTRUCTURAL

De acuerdo con el RDF-87, las estructuras analizadas deben cumplir 11 requisitos para ser consideradas como regulares; en caso contrario se considera una reducción por irregularidad, equivalente al 80% del factor de comportamiento sísmico de diseño. Para los modelos analizados, no siempre se cumple el requisito número 11 que limita la excentricidad estática al 10% de la dimensión de la planta, paralela a la excentricidad del nivel considerado; lo que implica una corrección para 12 de las 16 excentricidades consideradas en este estudio.

4.5. METODO DE ANALISIS

Para el cálculo de la respuesta elástica del sistema se desarrollo el programa de análisis estático denominado ANALISIS (Anexo 1), que con base a un período dado, una distribución de masas y rigideces con la altura calcula las correspondientes rigideces de entrepiso con las que es posible diseñar de acuerdo al método estático del RDF-87 o cualquier otro criterio de diseño.

Para el análisis inelástico del modelo se utilizó el programa DRAIN-TABS [ref 9]. En este programa la estructura se idealiza como un conjunto de marcos planos unidos por diafragmas rígidos de piso, sin que se presenten compatibilidad por desplazamientos verticales y rotaciones en elementos comunes a dos o más marcos. El programa DRAIN-TABS conjuga dos excelentes programas en sus respectivos campos; de un lado el TABS [ref 27], desarrollado para análisis elástico tridimensional; y por otro lado el DRAIN-2D [ref 19], desarrollado para análisis sísmico inelástico plano. Con la anterior combinación se obtiene un programa que describe, de una manera bastante aproximada, el comportamiento de las estructuras ante excitación sísmica.

Si bien, el programa DRAIN-TABS presenta limitaciones por cuanto no tiene en cuenta el acoplamiento de los marcos planos y los elementos resistentes comunes; la idealización del modelo estructural, como un sistema de cortante, se ajusta perfectamente al programa, por que los marcos planos corresponden a elementos resistentes aislados entre sí, unidos solamente a la placa rígida. Los elementos se han descrito por elementos tipo viga con restricciones a las rotaciones en ambos extremos del entrepiso, sin deformaciones de tipo axial y sin traslación en la base.

4.6.- EXCITACION UTILIZADA

La gran dispersión que se presenta en respuestas no lineales para diferentes excitaciones del terreno [refs 28 y 29] ha llevado a la búsqueda de resultados más confiables, calculando la respuesta ante excitaciones representativas del terreno sin hacer hincapié en las características particulares de la señal.

Para el presente estudio se utilizó uno de los registros del temblor del 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de México; denominado SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transportes), obtenido en la zona de suelo blando de la ciudad.

Debido a la gran duración de la señal (180 seg.), que representa demasiado tiempo de cálculo en un análisis inelástico, se optó por recortar el acelerograma de acuerdo al concepto de intensidad de Arias [ref 18], que permite seleccionar el intervalo de tiempo para el cual el registro presenta el máximo potencial de daño. El criterio consiste en encontrar la curva de la función acumulada de la energía del sismo, tomada como:

$$\frac{\int_0^t a^2(t) dt}{\int_0^{t_f} a^2(t) dt}$$

Donde $a(t)$ es la aceleración del suelo y t_f es la duración total del sismo. El criterio toma la duración comprendida entre el 5 y el 95 por ciento de la energía disipada acumulada.

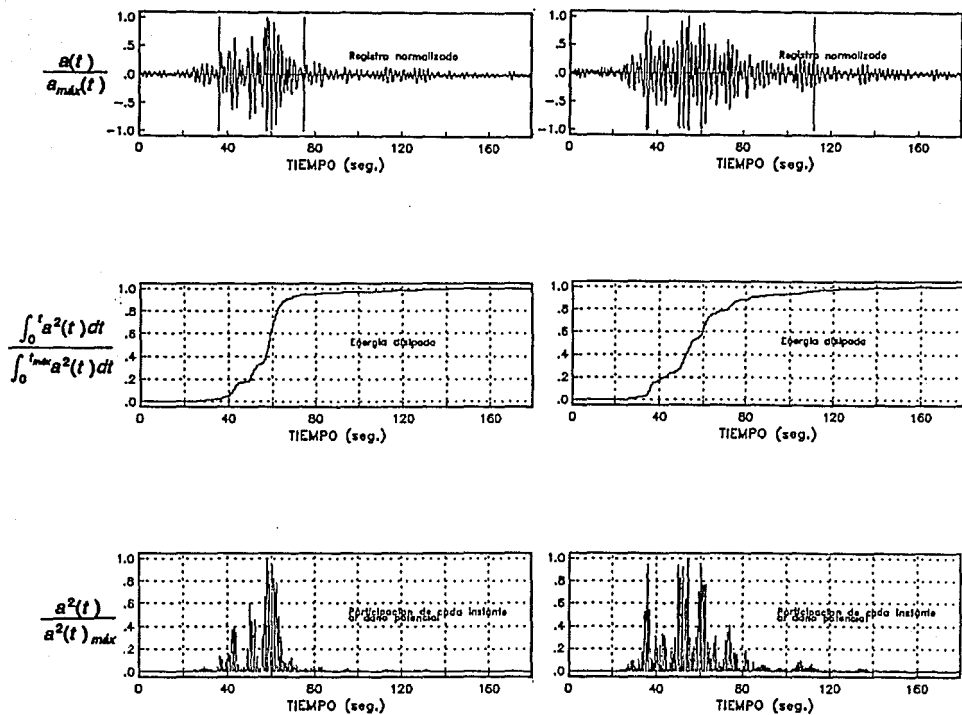
En la fig. 4.6. se muestra el registro de las aceleraciones del suelo normalizadas contra la máxima aceleración registrada; en la siguiente gráfica se representa la intensidad de Arias, como representativa del daño potencial que el sismo puede producir en un sitio dado, medido como la suma de la energía disipada por todas las estructuras. La tercera gráfica corresponde a la participación de cada

instante de tiempo al daño potencial del sismo.

Aplicando el criterio de Arias a la señal SCT EW se observa una reducción en la duración total de la señal, obteniendo un tiempo efectivo de 39 segundos, que representan un considerable ahorro de tiempo en el proceso de cálculo. Mientras, para la dirección NS se obtuvo una duración efectiva de 77 segundos.

La influencia de las condiciones iniciales de la señal excitadora sobre la respuesta del modelo, hicieron necesario una modificación en la parte inicial de los registros recortados; de tal modo que las aceleraciones se incrementaran en forma gradual hasta alcanzar el valor de la primera aceleración de la señal.

El diseño para sismo en dos direcciones se efectuó de acuerdo al RDF-87, considerando para cada dirección el 100% de las fuerzas en la dirección de análisis más 30% de las fuerzas en esa dirección, resultado de la aplicación del sismo en la dirección ortogonal.



SEÑAL SCT-EW

SEÑAL SCT-NS

Fig. 4.6. EXCITACION SIMICA RECORTADA DE ACUERDO A UN CRITERIO [ref 18]

5.- ANALISIS DE RESULTADOS

Debido a la gran cantidad de resultados obtenidos en esta investigación, solo se presentan aquellos que caracterizan el comportamiento de edificios de tres niveles. Los resultados se muestran por medio de gráficos tridimensionales para la zona de excentricidades estáticas consideradas en cada entrepiso, relacionando el cociente de ductilidad máxima demandada por la estructura asimétrica a la ductilidad máxima de la estructura simétrica de referencia. La información se complementa por medio de una representación plana de curvas de igual índice de comportamiento.

Para mostrar la influencia del criterio de diseño sísmico por torsión sobre la intensidad y distribución de las ductilidades máximas normalizadas en cada entrepiso, en las figs. 5.1., 5.2. y 5.3. se presentan resultados para un factor de sobre-resistencia de 2.0, $Q=4.0$, un período de vibración traslacional de 1.0 seg. y los tres criterios de diseño por torsión evaluados. Estas gráficas muestran como, para las variables consideradas, en los modelos analizados, los tres criterios no presentan grandes diferencias en sus características cuantitativas y cualitativas de respuesta. Se encuentra que, para todos los casos, las ductilidades máximas ocurren en el primer entrepiso, que desde el punto de vista de seguridad estructural, no es lo más

deseable. Este mismo comportamiento se encuentra para estructuras con $T = 1.5$ seg. y $T = 2.0$ seg.

Para los tres criterios, en modelos con $Q = 2.0$, una sobre-resistencia de 1.0 y un período de 0.5 seg. (fig. 5.4.), se encontró un comportamiento atípico. En estos modelos aparecen tendencias no esperadas de distribuciones de ductilidades máximas normalizadas, resultado de seleccionar los índices de comportamiento máximos de entre los correspondientes a las nueve distintas posiciones posibles del centro de masas, predominando los resultados de aquellos modelos en los que el centro de masas se localiza en el cuadrante opuesto al que ocupa el centro de torsión de los entrepisos. Del análisis de todos los resultados se encuentra que esta posición del centro de masas lleva a comportamientos no esperados, y que si se eliminan en el proceso de selección de máximos, lo cual no es del todo incorrecto ya que esta posición del centro de masas ocurre con probabilidad baja, entonces la distribución del índice de comportamiento sigue las tendencias que a continuación se describen.

En las figs. 5.4. a 5.11.¹ se presentan resultados para un modelo diseñado de acuerdo con el RDF-87, para $Q = 2.0$ y 4.0, un factor de sobre-resistencia de 1.0 y para $T = 0.5, 1.0, 1.5$ y 2.0 seg respectivamente. En las figs. 5.12. a 5.15. se presentan resultados similares para un factor de sobre-resistencia de 2.0, y, en las figs. 5.16. a 5.23. para un factor de 3.0.

En el primer conjunto de figuras se observan índices de comportamiento cercanos a la unidad, excluyendo la fig 5.4. por los motivos anteriormente expuestos. En particular, para $T = 0.5$ seg. y $Q = 4.0$ (fig. 5.8.), los índices son siempre menores que la unidad, lo que en principio se podría interpretar como un adecuado diseño por

¹ En las figs 5.1 y 5.5., a manera de verificación, se puede observar claramente la equivalencia que existe entre estructuras diseñadas con $Q = 2.0$ y una sobre-resistencia de 1.0 y las estructuras con $Q = 4.0$ y una sobre-resistencia de 2.0; lo cual era de esperarse debido a la igualdad de sus correspondientes respuestas.

torsión. Es de interés mencionar que, al considerar un factor de sobre-resistencia de 1.0, las ductilidades máximas de la estructura simétrica de referencia son excesivas, especialmente para un factor de comportamiento sísmico de 4.0, para el que resulto de 32.55, lo cual obviamente no es realista. Para modelos con otros períodos $T = 1.0, 1.5,$ y 2.0 seg, en los que la ductilidad máxima de la estructura simétrica de referencia es menor, aparecen índices de comportamiento mayores que 1.0 para el primer entrepiso y, particularmente para modelos excéntricos en una sola dirección.

Se puede observar que, para los casos aquí considerados, la demanda de ductilidad disminuye con la altura, lo cual guarda una estrecha relación con la distribución de las fuerzas sísmicas consideradas en el método estático.

En este estudio se considera que un factor de sobre-resistencia de 2.0 es realista [ref 25]; por lo que, los resultados de los modelos mostrados en las figs 5.12 a 5.15., reflejan mejor el comportamiento en torsión de estructuras reales. Para modelos con períodos de 0.5, 1.0 y 1.5 seg. la distribución de la demanda de ductilidad con la altura es uniforme, no siendo así para los de un período de 2.0 seg. (fig. 5.15.) en los que se presentan mayores demandas de ductilidad, que decrecen ligeramente con la altura. En todos los casos se observan buenos comportamientos para valores de e_r/b menores a 0.10; esto es, la relación de ductilidades máximas entre la estructura asimétrica y la simétrica presenta valores cercanos a la unidad. Para valores mayores a este límite; se observa que, en la mayoría de los casos, el factor de corrección por irregularidad estructural del 20%, no es suficiente.

En las figs. 5.16. a 5.19, correspondientes a una sobre-resistencia de 3.0 y $Q = 2.0$, se observa que los índices de comportamiento siguen la misma tendencia que la observada en las anteriores gráficas. Esta misma tendencia se presenta en modelos con $Q = 4.0$ y sobre-resistencia de 3.0 (figs. 5.20. a 5.23.). En estos tres grupos de gráficas, las mayores demandas de ductilidad se presentan para $Q = 2.0$ y sobre-resistencia de 3.0.

En las figs 5.24 a 5.27, se evalúa el efecto sobre el comportamiento de los modelos de diseños en los que se ignora el cortante negativo por torsión. Los modelos sobre los que se realiza el análisis sísmico corresponden a estructuras con períodos de 0.5, 1.0, 1.5 y 2.0 seg., $Q=4.0$ y sobre-resistencia de 3.0; dichas figuras son comparables con el efecto mostrado en las figs 5.20 a 5.23., que tienen en cuenta el cortante negativo por torsión en la asignación de resistencias a los elementos estructurales. Sin embargo, en el primer grupo de figuras consideradas, hay zonas con demandas de ductilidad ligeramente mayores que para los casos en los que se resta el cortante negativo por torsión, y otras zonas en las que se conservan los mismos valores. En ambos casos, dicho comportamiento se debe al hecho de que, al no considerar el cortante negativo por torsión, la posición de la resultante de las fuerzas resistentes cambia de posición en la dirección del centro de torsión (cuadrante superior derecho de la planta del modelo), donde las envolventes de las demandas de ductilidad en los elementos tienden a incrementar su valor, para luego permanecer constantes. Este comportamiento se pudo observar claramente en los modelos de un nivel con elementos resistentes en una dirección (fig 3.3.) [ref 4]. Igual comportamiento se encontró en modelos de un nivel con elementos resistentes en dos direcciones, y excentricidad provocada por movimientos del centro de rigideces (figs 3.28. y 3.31.) [ref 5].

En las figs 5.16 a 5.23. se puede observar la influencia sobre la respuesta de la variación del factor de comportamiento sísmico utilizado para los modelos analizados con los cuatro períodos propuestos, y una sobre-resistencia de 3.0. En general, las máximas demandas de ductilidad se presentan para $Q=2.0$, lo que también ocurre en el modelo simétrico de referencia.

Al evaluar el efecto de sobre-resistencia (figs 5.5. a 5.7., 5.13. a 5.15. y 5.17. a 5. 19.), se puede observar, que el hecho de aumentar la sobre-resistencia produce una cierta uniformidad de la respuesta estructural con la altura; lo mismo que un aumento en las demandas de ductilidad, que son atribuibles al hecho de que la

demanda máxima de ductilidad del modelo simétrico no se presenta en el mismo entrepiso para todos los casos.

Algunas observaciones sobre los resultados de estos modelos son:

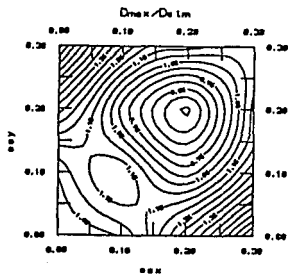
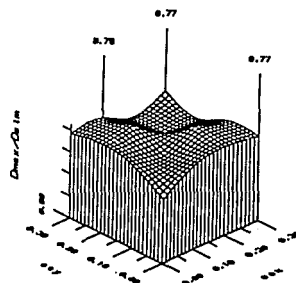
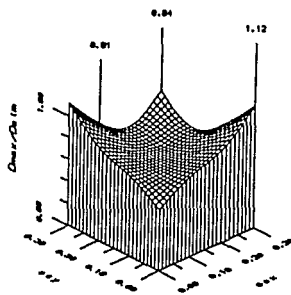
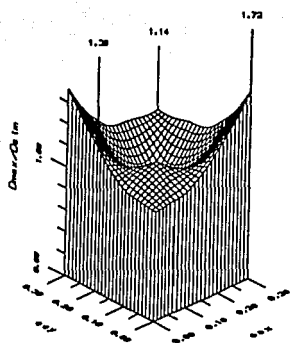
1. La ductilidad máxima normalizada es mayor para estructuras con excentricidad estructural en una sola dirección que para estructuras con igual excentricidad en ambas direcciones, a excepción de estructuras con las excentricidades máximas consideradas en dos direcciones, en donde el índice de comportamiento es mayor que el correspondiente a los otros casos de igual excentricidad en ambas direcciones. Este último comportamiento ocurre a pesar de la reducción del 20% en Q debido a la irregularidad estructural.

2. Para los diferentes períodos estudiados se aprecian diferencias entre las correspondientes distribuciones en planta de la ductilidad máxima normalizada, presentándose los mejores comportamientos para $T = 1.5$ seg.

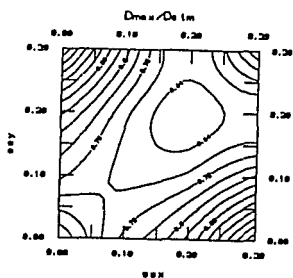
3. Para los modelos diseñados con el criterio 1, RDF-87, y con sobre-resistencias de 2.0 y 3.0 no se cumple que, para todas las excentricidades, la ductilidad máxima demandada sea menor que la correspondiente a la estructura simétrica de referencia.

En términos generales, del análisis de resultados se puede observar que la demandas máximas de ductilidad normalizada ocurren siempre en el primer entrepiso, y que, en la zona en la que e_x/b es menor que 0.10 se presenta un comportamiento uniforme en todos los niveles, mientras que para valores mayores de excentricidad se observa un incremento apreciable, a pesar de la reducción del 20% en Q debido a la irregularidad estructural. Es de aclarar, que para modelos con excentricidades iguales en ambas direcciones, el incremento no es significativo excepto para $e_x/b = 0.3$ en ambas direcciones.

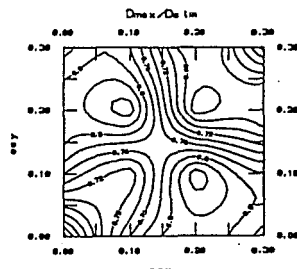
DISEÑO 1
 $D_x = D_y = 4.0$
 $I_x = I_y = 1.0$ $\alpha = 0.05$
 SOBRE-RESISTENCIA = 2.0
 $D_{min} = 2.72424$



ENTREPISO 1



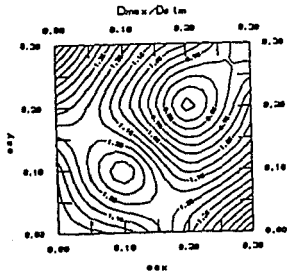
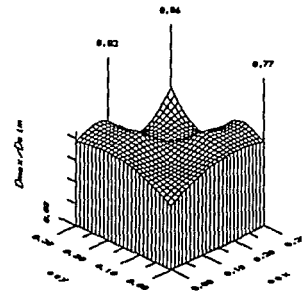
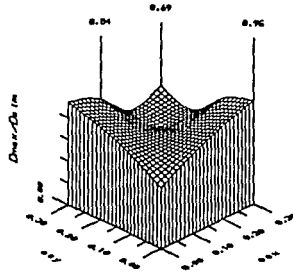
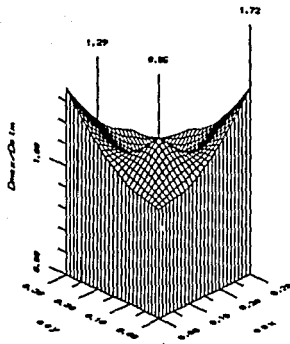
ENTREPISO 2



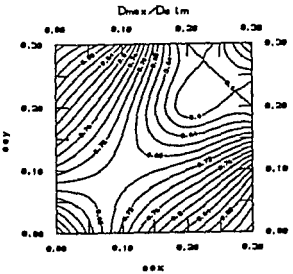
ENTREPISO 3

FIG. 5.1. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

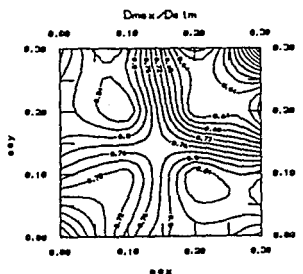
DISEÑO 2
 $D_x = D_y = 4,8$
 $T_x = T_y = 1,8 \text{ seg.}$
 SOBRE-RESISTENCIA = 2,0
 $D_{lim} = 2,72424$



ENTREPISO 1



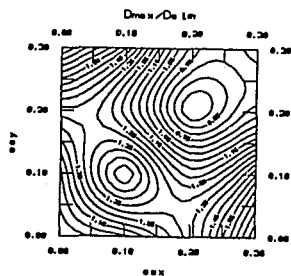
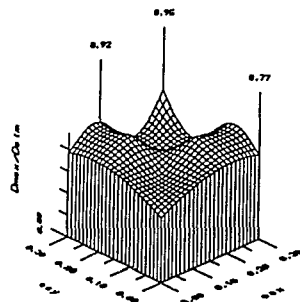
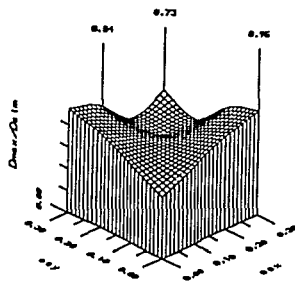
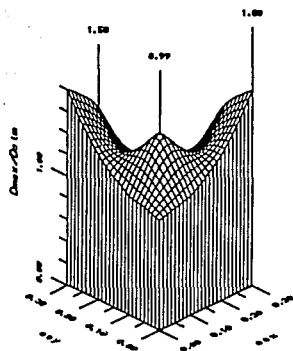
ENTREPISO 2



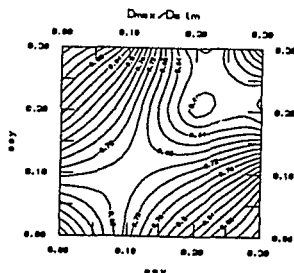
ENTREPISO 3

FIG. 5.2. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

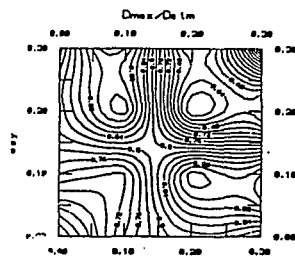
DISNO 3
 $C_x = C_y = 4.8$
 $T_x = T_y = 1.8$ seg
 SOBRE-RESISTENCIA = 2.0
 Delta = 2.72424



ENTREPISO 1



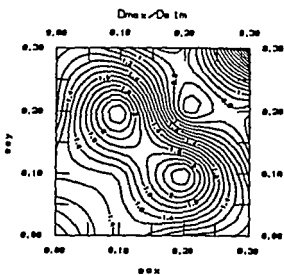
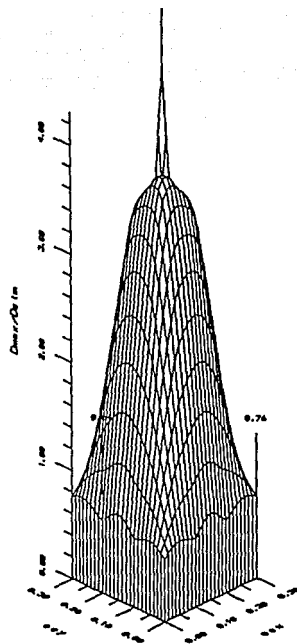
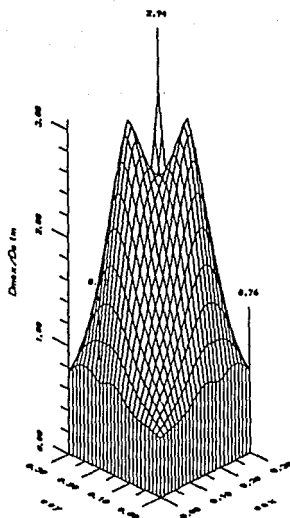
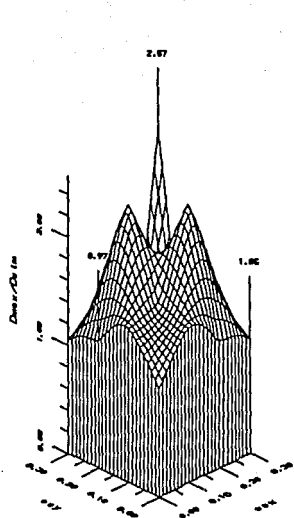
ENTREPISO 2



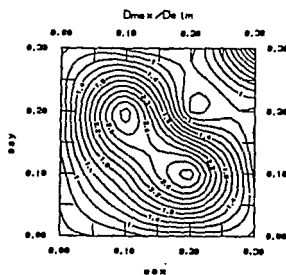
ENTREPISO 3

FIG. 5.3. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

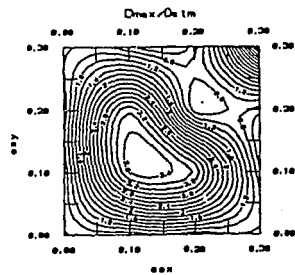
DISOJO 1
 $D_x = D_y = 2.8$
 $T_x = T_y = 0.5$
 COEF. DE SILENCIA = 1.0
 $D_{x1a} = 3.80135$



ENTREPISO 1



ENTREPISO 2



ENTREPISO 3

FIG. 5.4. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

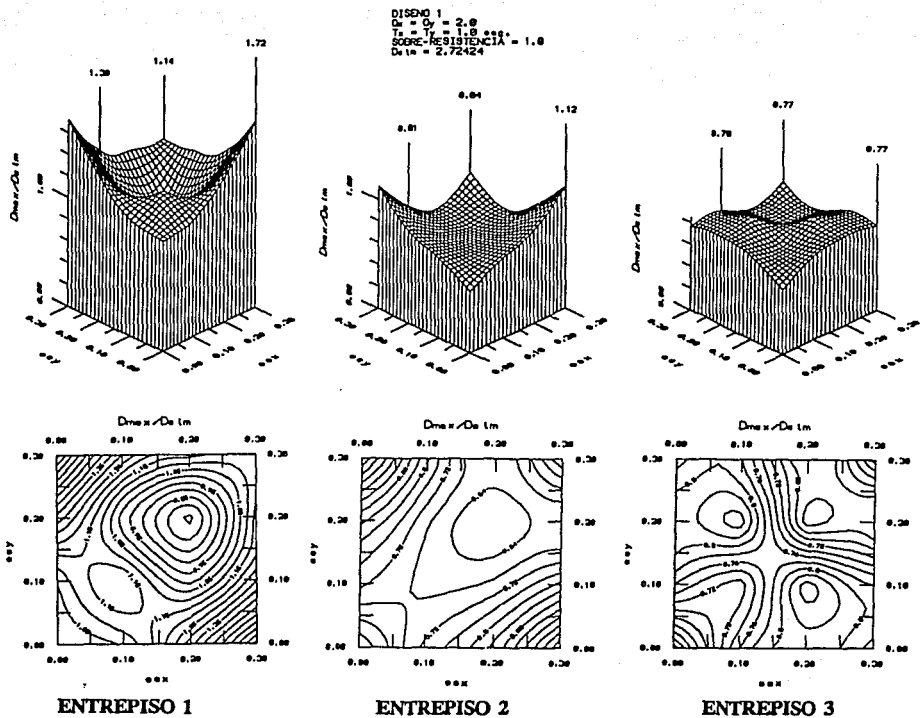
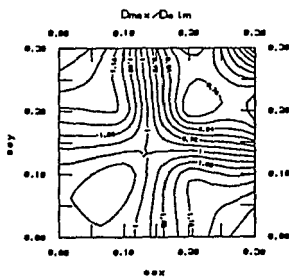
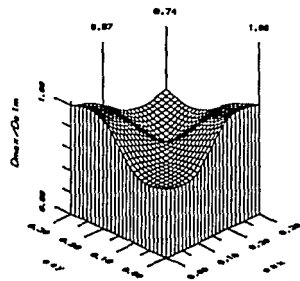
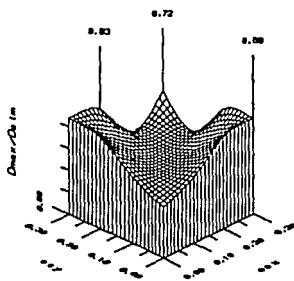
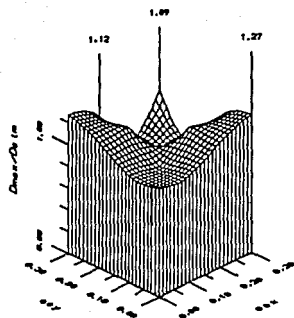
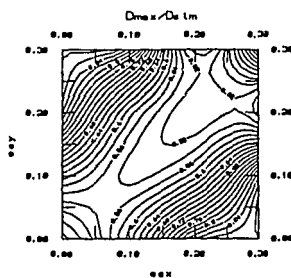


FIG. 5.5. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

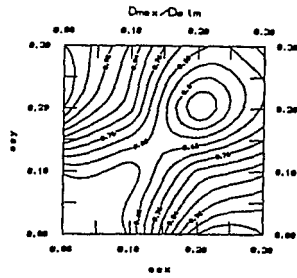
DISNO 1
 $D_x = D_y = 2.8$
 $T_x = T_y = 1.5$ seg.
 SOLOS-RESISTENCIA = 1.0
 $D_u \text{ lm} = 4.18046$



ENTREPISO 1



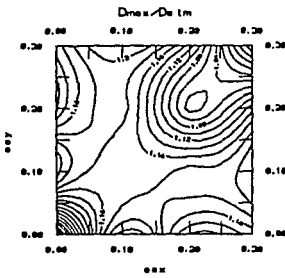
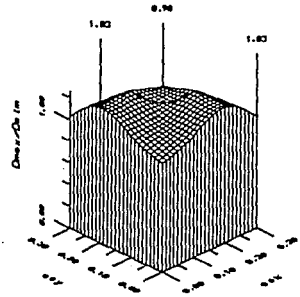
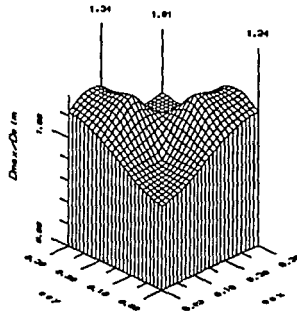
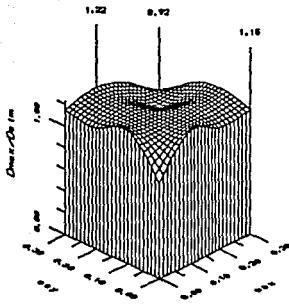
ENTREPISO 2



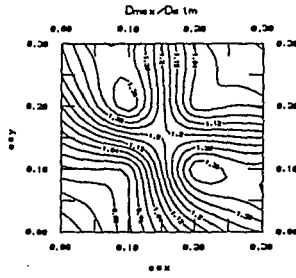
ENTREPISO 3

FIG. 5.6. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

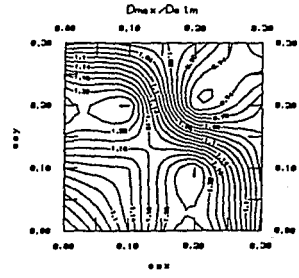
DISEÑO 1
 $D_x = D_y = 20.0$
 $T_x = T_y = 2.0$
 SOBRES-RESISTENCIA = 1.0
 $D_{x\max} = 3.67772$



ENTREPISO 1



ENTREPISO 2



ENTREPISO 3

FIG. 5.7. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

DISOJO 1
 $D_u = D_v = 4,0$
 $T_u = T_v = 0,5$ seg.
 SOBRE-RESISTENCIA = 1,0
 $D_u \text{ in} = 32,6476$

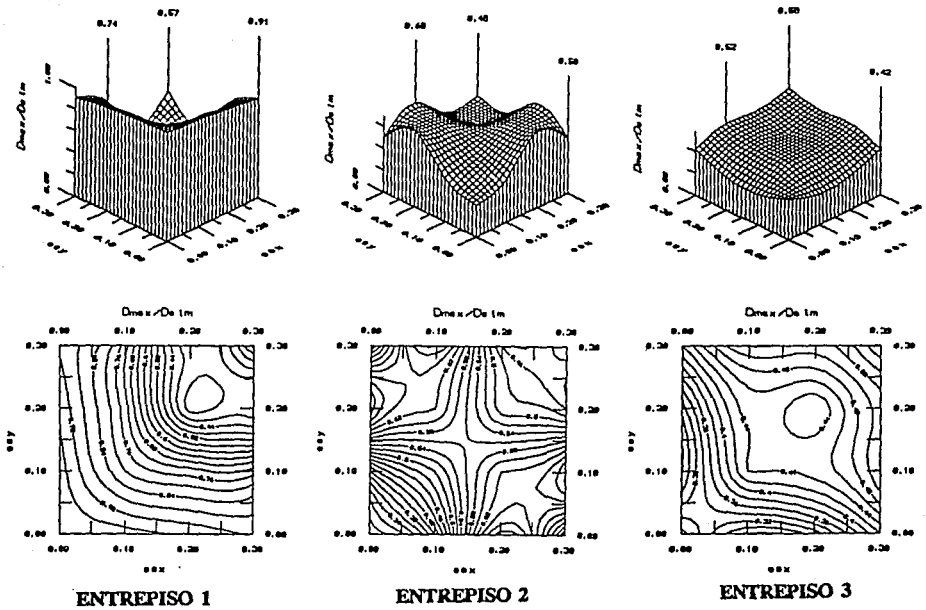


FIG. 5.8. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

DISEÑO 1
 $G_x = G_y = 4.0$
 $T_x = T_y = 1.9$ segs.
 SOBRES-RESISTENCIA = 1.0
 $D_v / l_n = 16.7368$

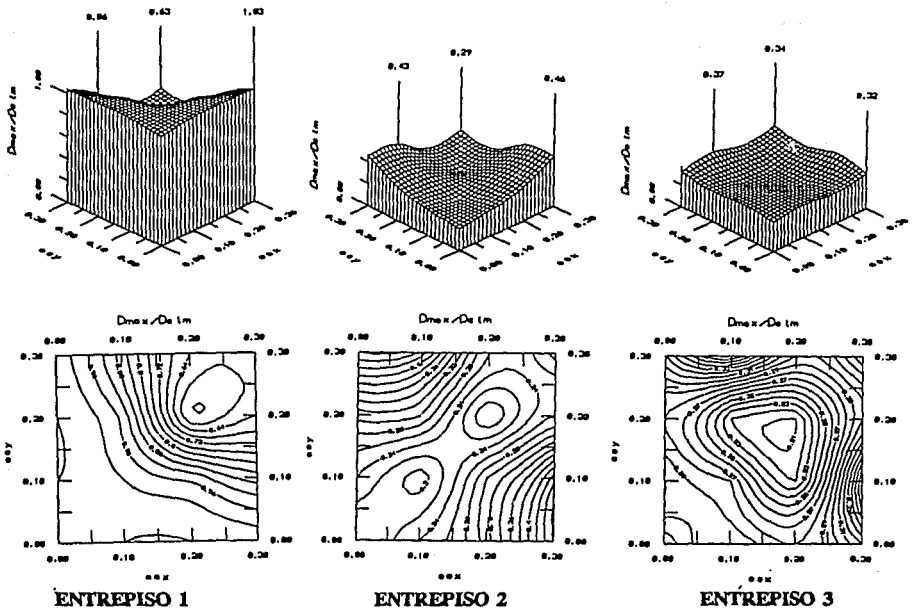
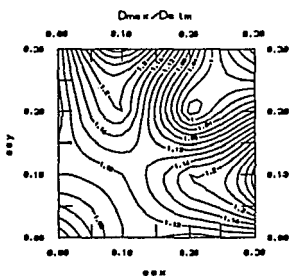
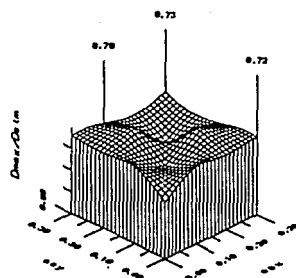
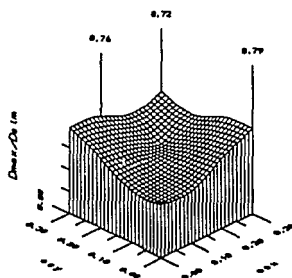
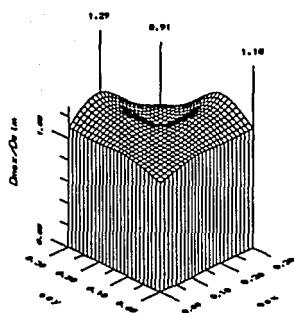
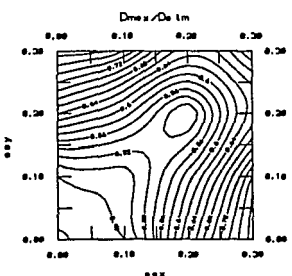


FIG. 5.9. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MÁXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

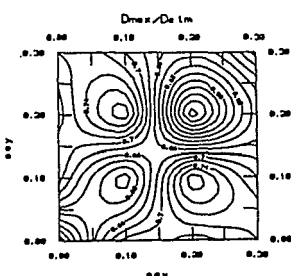
DISEÑO 1
 $C_x = C_y = 4.9$
 $T_x = T_y = 1.6$
 SOBRE-RESISTENCIA = 1.0
 $C_u = C_v = 0.66166$



ENTREPISO 1



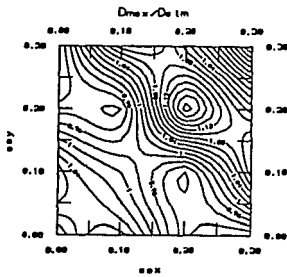
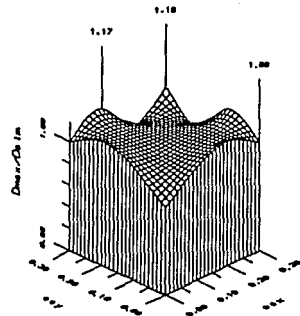
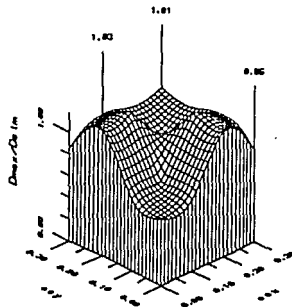
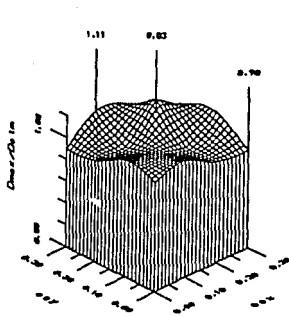
ENTREPISO 2



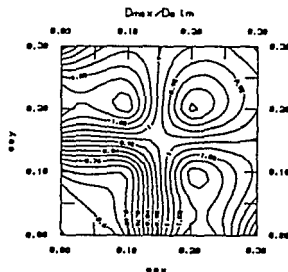
ENTREPISO 3

FIG. 5.10. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

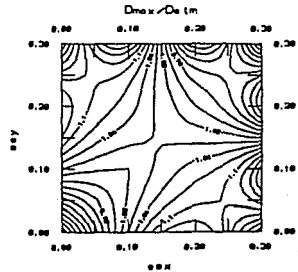
DISEÑO 1
 $D_x = D_y = 4.8$
 $T_x = T_y = 2.8$ s
 SOBC-RESISTENCIA = 1.0
 $D_e \text{ (m)} = 5.97398$



ENTREPISO 1



ENTREPISO 2



ENTREPISO 3

FIG. 5.11. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

DISEÑO 1
 $D_x = D_y = 2.0$
 $T_x = T_y = 0.5 \text{ seg.}$
 SOBRE-RESISTENCIA = 2.0
 $D_x I_n = 2.29662$

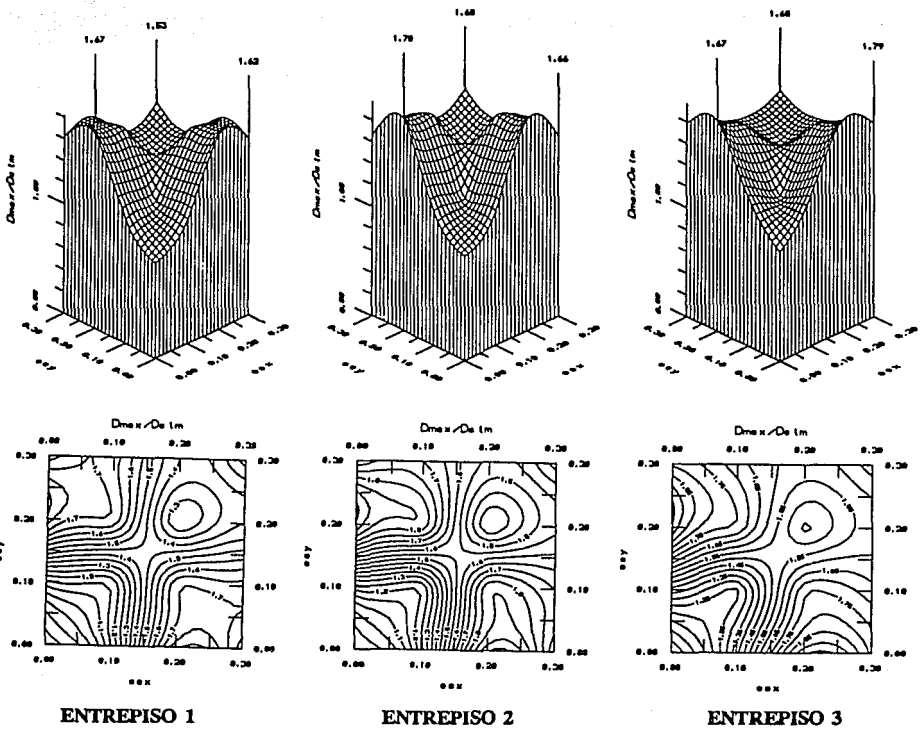


FIG. 5.12. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

DISEÑO 1
 $D_x = D_y = 2,0$
 $f_c = f_t = 1,8$
 SOBRE-RESISTENCIA = 2,0
 $D_{ctm} = 2,21100$

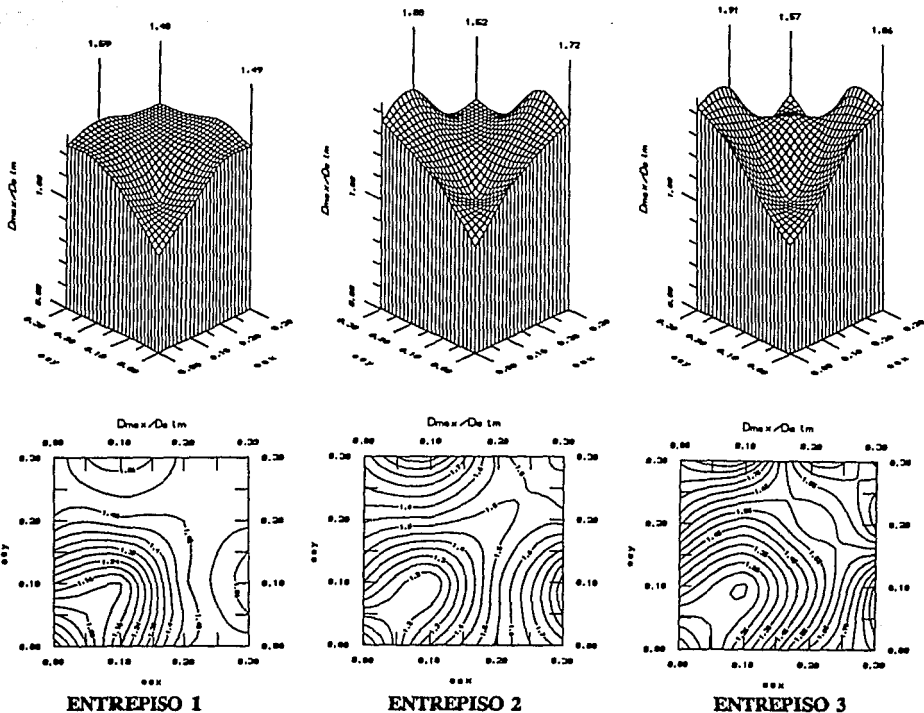


FIG. 5.13. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

DISCO 1
 $D_x = D_y = 2.9$
 $T_x = T_y = 1.15$
 $SOCORRO = 1.375 \times 10^{-4}$
 $D_e \text{ in} = 1.96382$

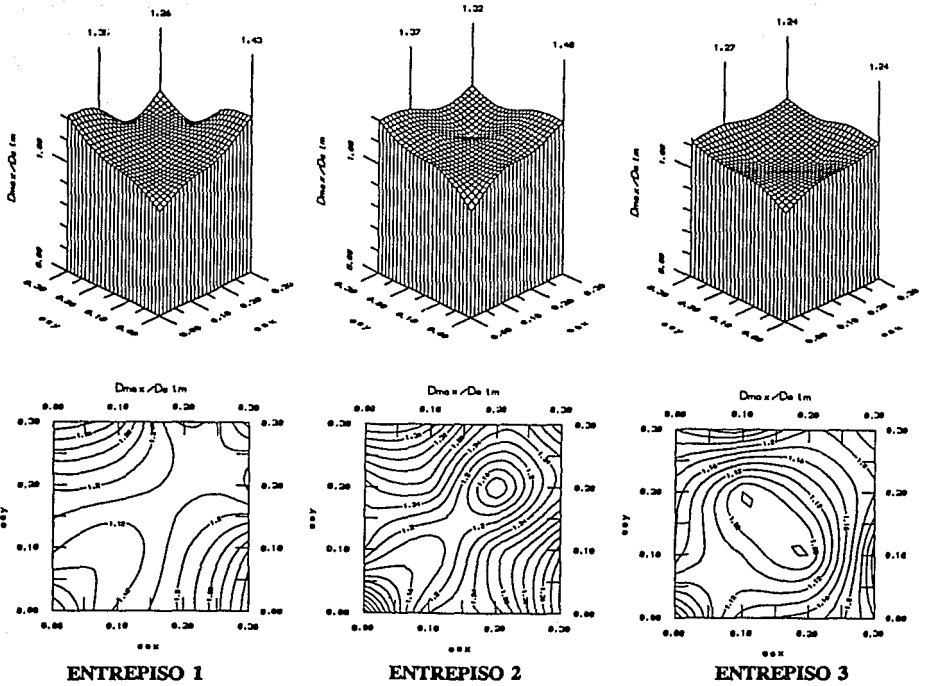


FIG. 5.14. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

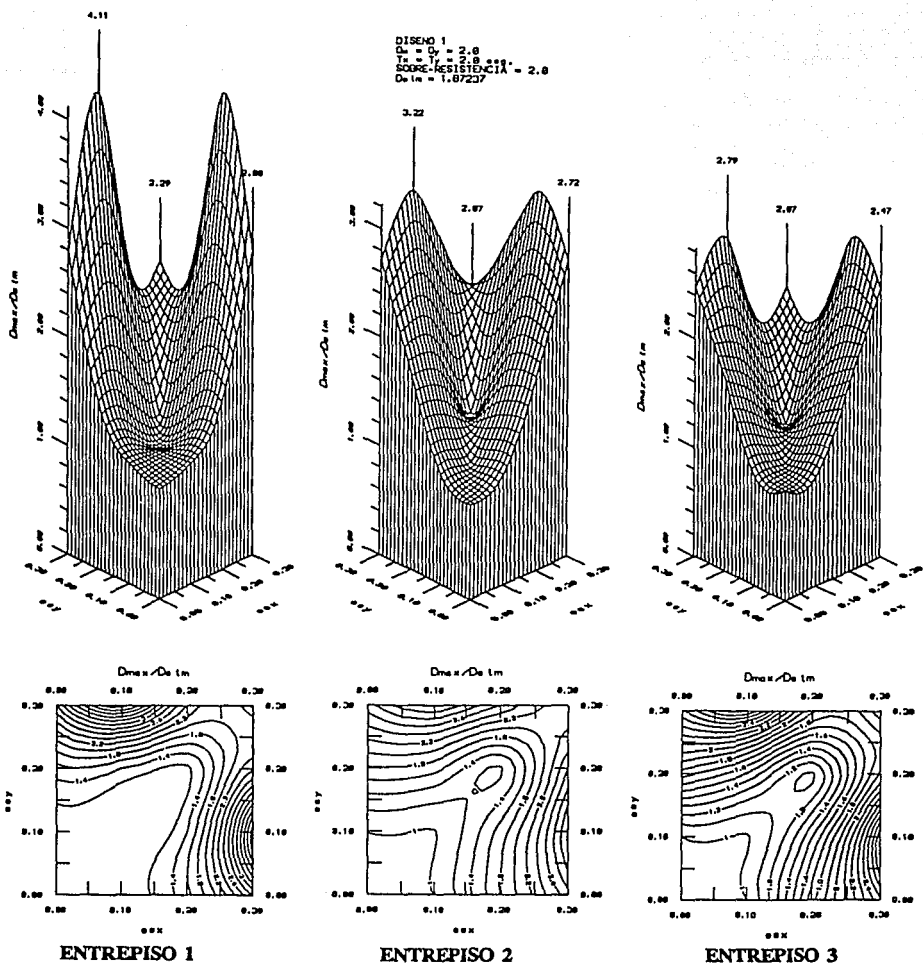


FIG. 5.15. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

DISEÑO 1
 $D_x = D_y = 2.0$
 $T_x = T_y = 0.15$ seg.
 SOBRE RESISTENCIA $\gamma = 3.0$
 $D_{max} = 3.44793$

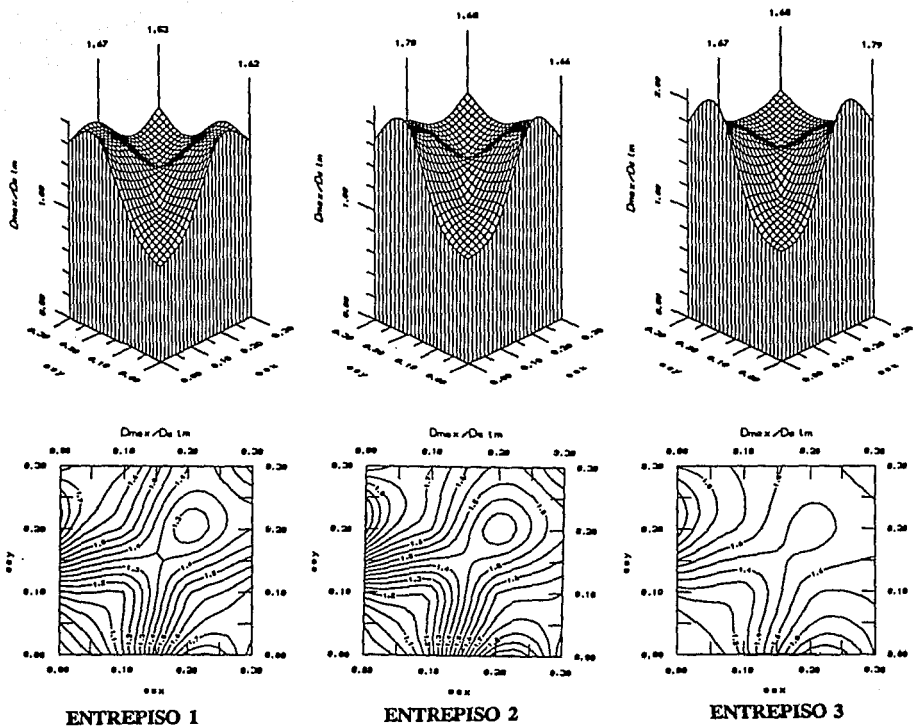


FIG. 5.16. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

DISEÑO I
 $G_x = G_y = 2.0$
 $T_x = T_y = 1.0 \text{ seg}$
 SOBRE-RESISTENCIA = 3.0
 $C_e = 0.55638$

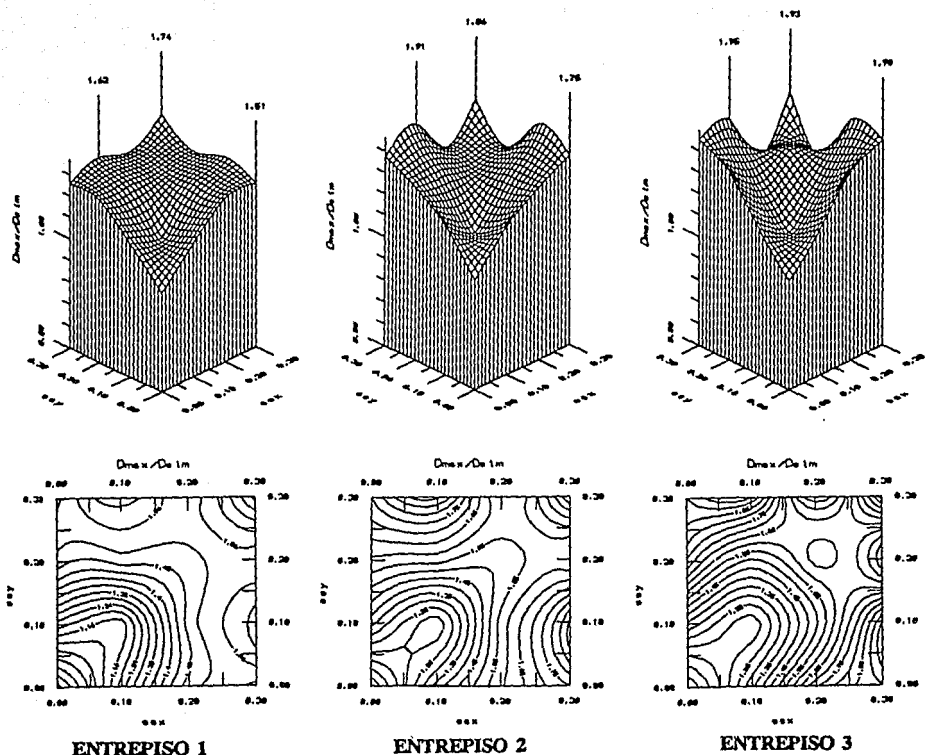


FIG. 5.17. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

DISEÑO 1
 $D_x = D_y = 2.8$
 $T_x = T_y = 1.5$ seg.
 SOBRE-RESISTENCIA = 3.0
 $D_e \text{ lm} = 3.80499$

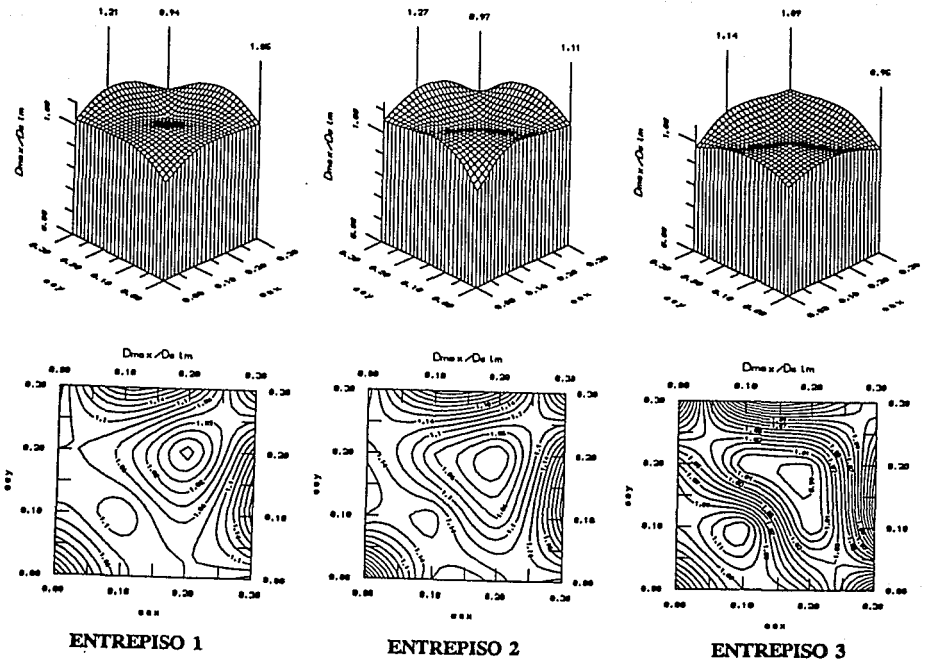
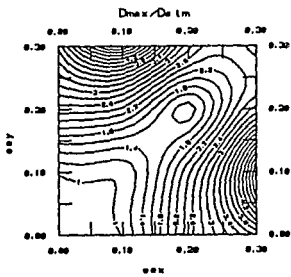
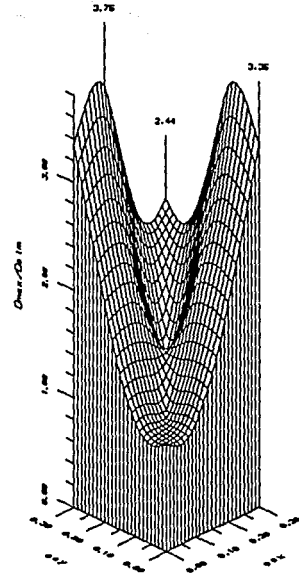
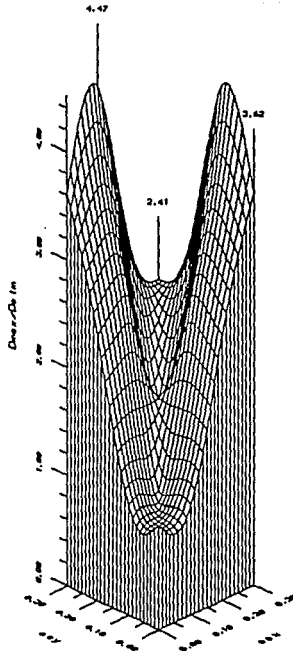
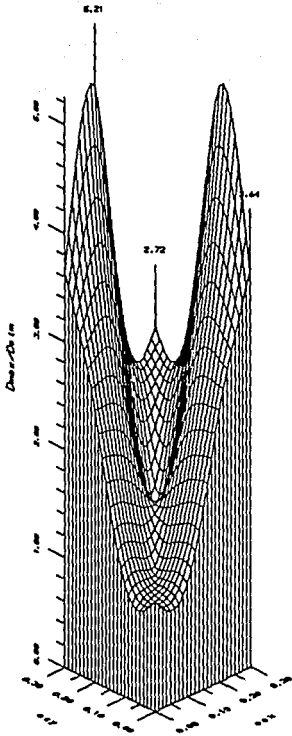
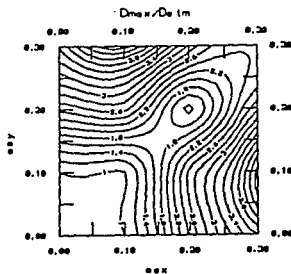


FIG. 5.18. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

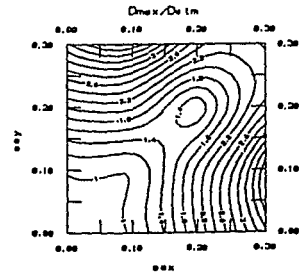
DISEÑO 1
 $D_x = D_y = 2.8$
 $T_x = T_y = 2.8$ s
 MÓDULO RESISTENCIA = 3.8
 $D_u = 1.86009$



ENTREPISO 1



ENTREPISO 2



ENTREPISO 3

FIG. 5.19. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

DISEÑO 1
 $C_u = C_v = 4.0$
 $T_u = T_v = 0.5 \text{ seg}$
 SOBRE-RESISTENCIA = 3.0
 $C_u L_u = 2.94335$

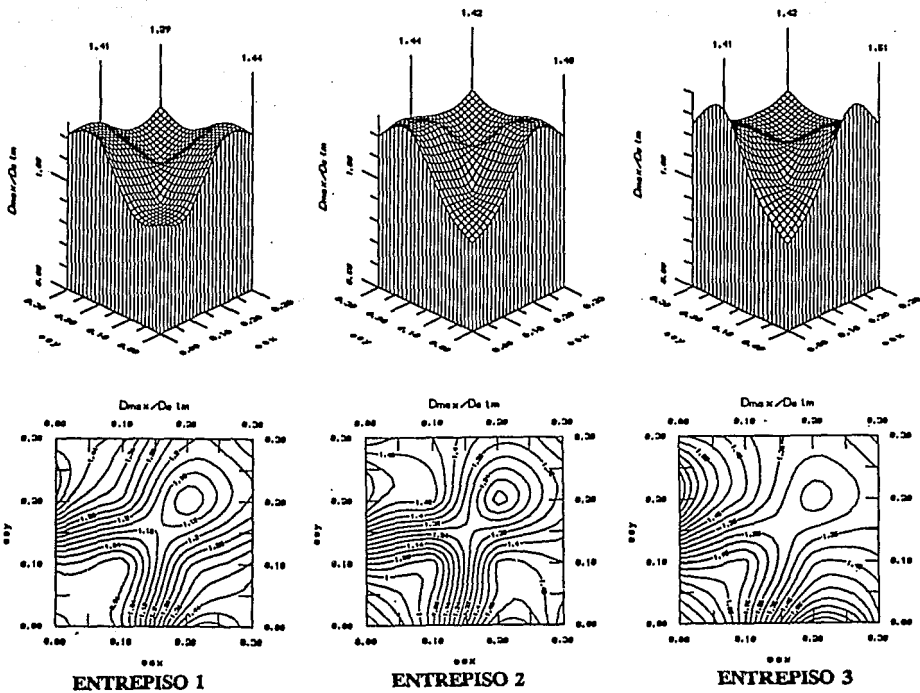
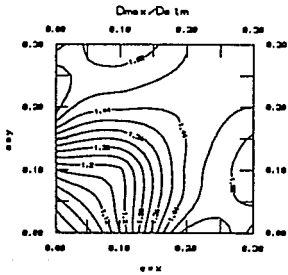
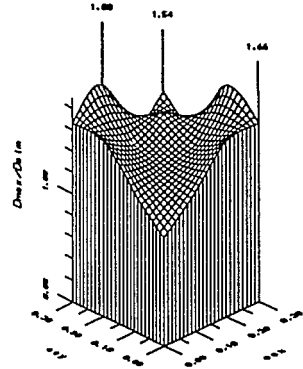
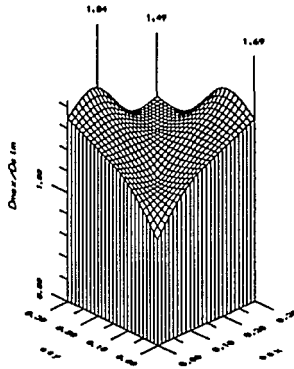
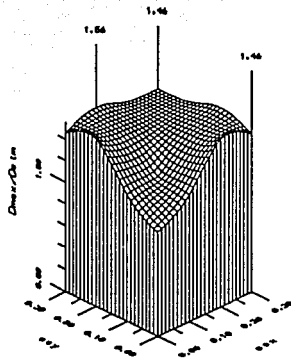
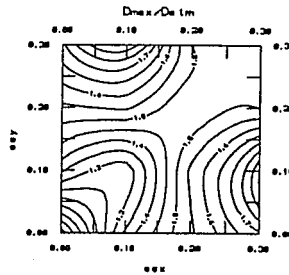


FIG. 5.20. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

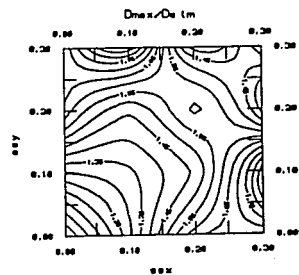
DISEÑO 1
 $D_x = D_y = 4.0$
 $T_x = T_y = 1.0 \text{ seg.}$
 SOBRE-RESISTENCIA = 3.0
 $D_{rel} = 1.07081$



ENTREPISO 1



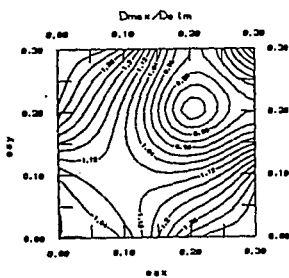
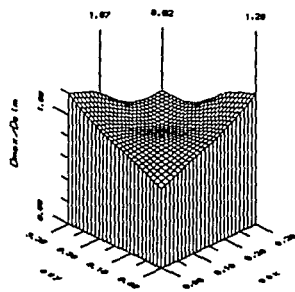
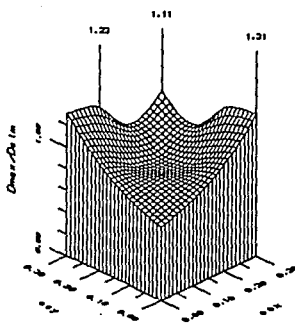
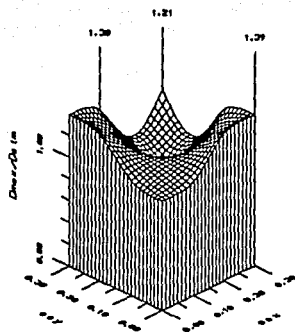
ENTREPISO 2



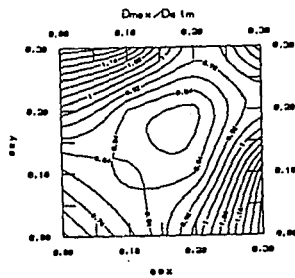
ENTREPISO 3

FIG. 5.21. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

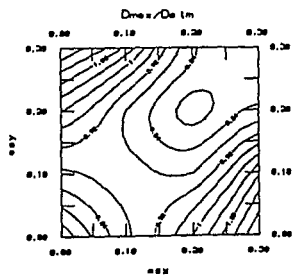
DISOÑO 1
 $D_x = D_y = 4.0$
 $T_x = T_y = 1.5$ seg.
 SOBRE-RESISTENCIA = 3.0
 $D_w / l_n = 2.27662$



ENTREPISO 1



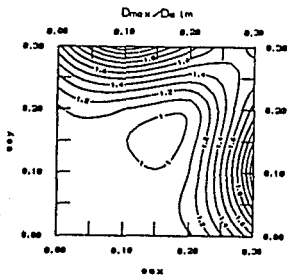
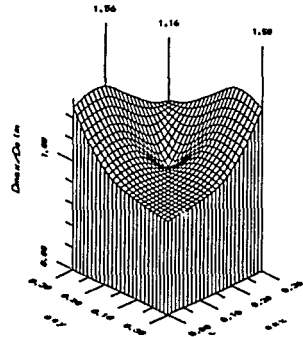
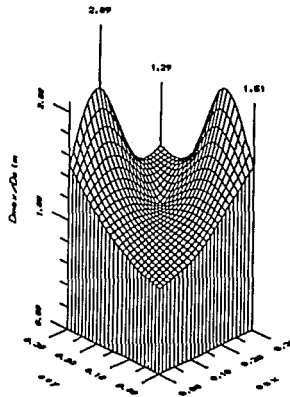
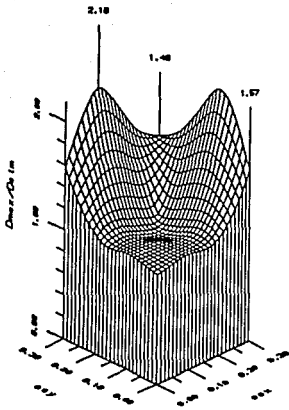
ENTREPISO 2



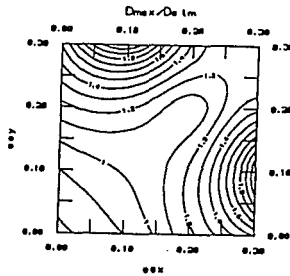
ENTREPISO 3

FIG. 5.22. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

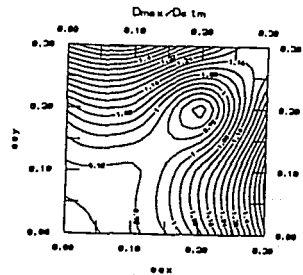
DISEÑO 1
 $D_x = D_y = 4.8$
 $T_x = T_y = 2.8$ seg.
 COEF. RESISTENCIA = 3.0
 $D_e \text{ (m)} = 2.36998$



ENTREPISO 1



ENTREPISO 2



ENTREPISO 3

FIG. 5.23. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

DISEÑO 1
 SIN CORTANTE NEGATIVO
 POR FUSION
 $D_x = D_y = 4.0$
 $T_x = T_y = 0.5 \text{ seg.}$
 SOBRE-RESISTENCIA = 3.0
 $D_x / D_c = 2.64336$

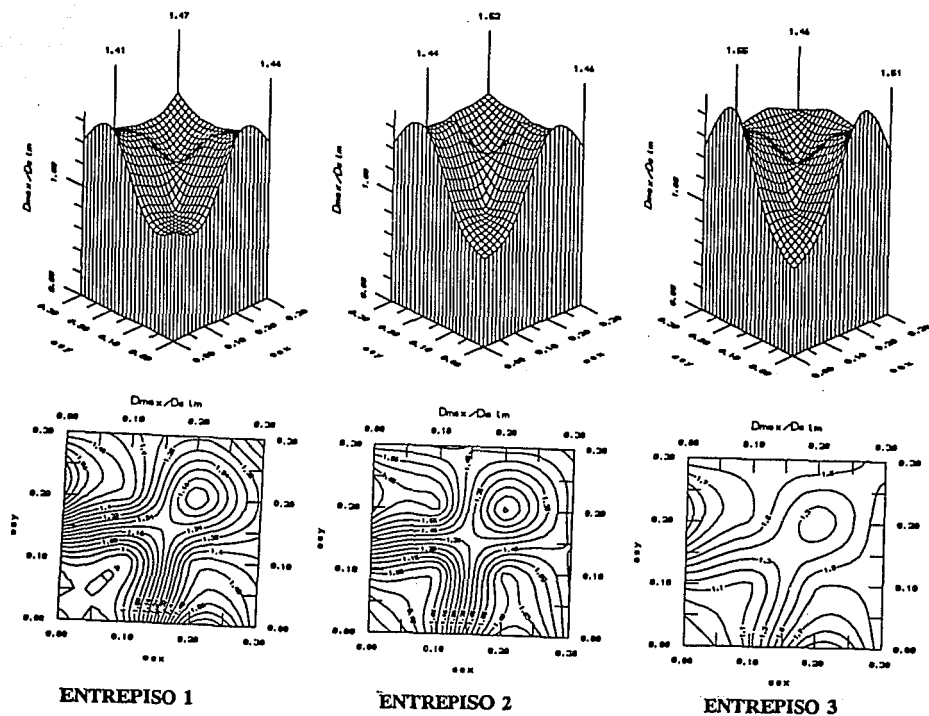
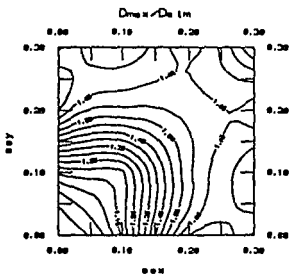
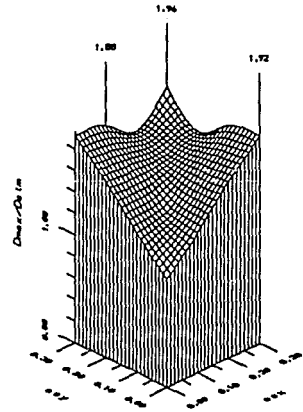
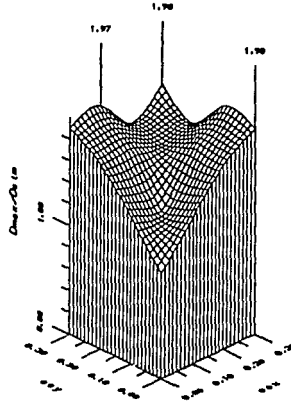
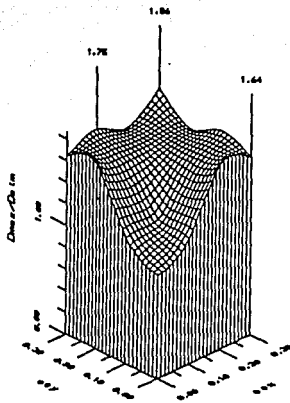
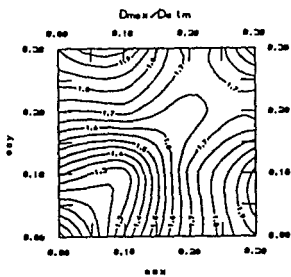


FIG. 5.24. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

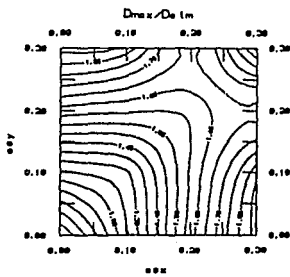
DISEÑO 1
 SIN CORTANTE NEGATIVO
 POR TORSIÓN
 $D_u = D_v = 4.0$
 $T_u = T_v = 1.0 \text{ seg.}$
 SOBRE-RESISTENCIA = 3.0
 $D_u \text{ (m)} = 1.69081$



ENTREPISO 1



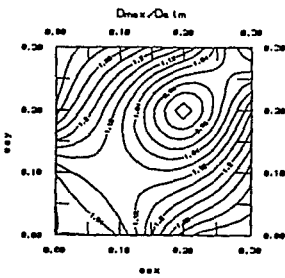
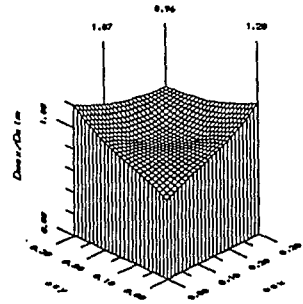
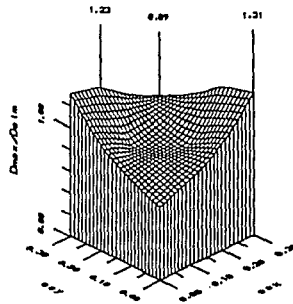
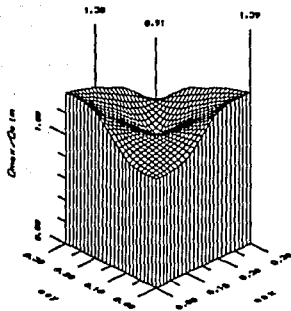
ENTREPISO 2



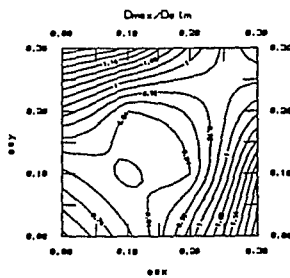
ENTREPISO 3

FIG. 5.25. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

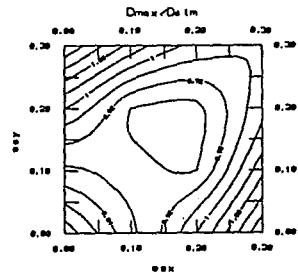
DISEÑO 1
 SIN CORTANTE NEGATIVO
 FOR TORSION
 $D_e = D_r = 4.8$
 $L_e = L_r = 1.25 D_e = 6.0$
 SOBRE-RESISTENCIA = 3.8
 $D_e L_e = 2.27682$



ENTREPISO 1



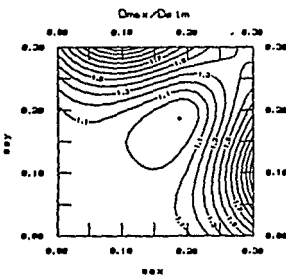
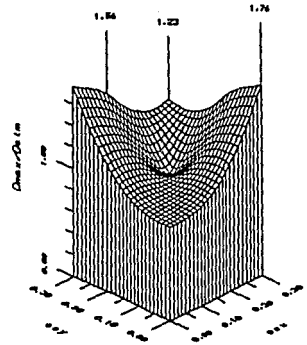
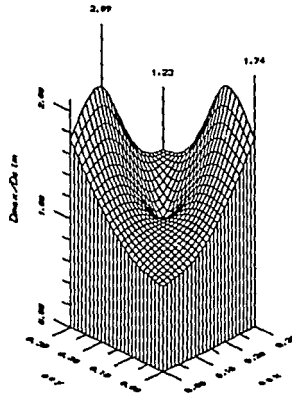
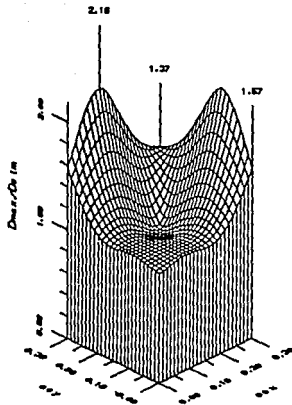
ENTREPISO 2



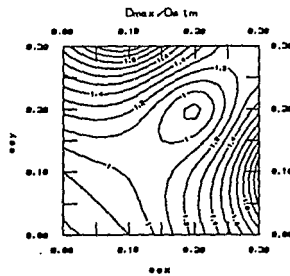
ENTREPISO 3

FIG. 5.26. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

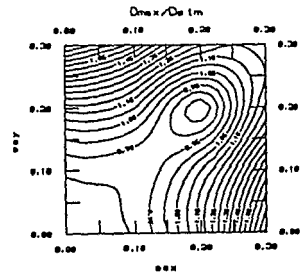
DISCO 1
 SIN CORTANTE NEGATIVO
 POR TORSION
 $D_e = D_y = 4.8$
 $T_e = T_y = 2.8$ mgs.
 SUPR. RESISTENCIA = 3.8
 $D_e I_e = 2.368998$



ENTREPISO 1



ENTREPISO 2



ENTREPISO 3

FIG. 5.27. ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES MAXIMAS PARA EXCENTRICIDAD ESTRUCTURAL EN CADA ENTREPISO

6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los resultados que aquí se presentan revelan características de comportamiento que incrementan el conocimiento en el tema de torsión sísmica de edificios. Es importante mencionar que, las fuerzas sísmicas en los elementos resistentes de un edificio obtenidas con el método estático son en general diferentes de las que resultarían de un análisis dinámico lineal que considere el acoplamiento de vibraciones de torsión y traslación. Esta diferencia es aún mayor si se considera un análisis dinámico no lineal ya que, una vez que cualquiera de los elementos resistentes incursionan en el rango inelástico la excentricidad estructural es, en sí, variable.

Una conclusión general de este estudio es que todas las estructuras, aún las aparentemente simétricas, pueden ser afectadas por la torsión sísmica durante sismos intensos si se consideran las incertidumbres en los valores y distribuciones de masas, rigideces y resistencias. Por lo anterior, es recomendable realizar estudios de esta naturaleza en los que se investigue también estructuras nominalmente simétricas.

6.1.- CONCLUSIONES

En esta investigación, debido al inmenso trabajo numérico involucrado fue necesario restringir el número de casos estudiados. Sin embargo, los resultados obtenidos permitieron obtener las siguientes conclusiones:

1. Estructuras con excentricidad en una sola dirección demandan mayores ductilidades máximas que las que tienen excentricidades en ambas direcciones.
2. La reducción de Q para excentricidades mayores a $0.10b$ no es suficiente para garantizar una distribución uniforme de ductilidad máxima.
3. Debido a su fundamentación, la aplicación del criterio por torsión con los parámetros recomendados en las NTC del RDF-87 puede ser cuestionable, especialmente cuando se diseñan estructuras con un factor de comportamiento sísmico alto, que permite deformaciones más allá del rango de comportamiento lineal.
4. No se observa una diferencia apreciable en la respuesta para los tres criterios de diseño por torsión empleados en el presente estudio.
5. En términos generales los tres criterios estudiados cumplen eficientemente la relación entre la estructura asimétrica y la correspondiente simétrica para excentricidades estructurales que no sobrepasen el 10% de la dimensión de la plata.
6. El no considerar, en el diseño sísmico de estructuras, el cortante negativo inducido por torsión, produce comportamientos que no son significativamente diferentes a los correspondientes a estructuras en las que sí se considera. Sin embargo, al igual que para modelos de estructuras de un nivel, la seguridad de los primeros es mayor al tener un comportamiento estable en la zona en la que la posición nominal de las fuerzas resistentes de entrepiso puede variar debido a las incertidumbres inherentes

en el problema.

7. De resultados preliminares se tiene que, si se considera la variabilidad estadística de los parámetros estudiados, los modelos más sensibles a efectos de torsión son los modelos simétricos. Lo anterior puede atribuirse al hecho de que son estas estructuras las que tienen la menor sobre-resistencia por torsión sísmica, lo que las hace más vulnerables en caso de variaciones en sus propiedades estructurales.

6.2.- RECOMENDACIONES

De las conclusiones de esta investigación se pueden dar las siguientes recomendaciones:

1. Ya que, el ignorar el cortante negativo permite obtener elementos más resistentes del lado donde se tiene mayor rigidez, lo cual lleva a un mejor comportamiento. Es oportuno reiterar la recomendación de los estudios que sirvieron de base al presente trabajo, en el sentido de que es conveniente, para efectos de torsión, mantener cierta proporcionalidad entre las resistencias y las rigideces. Incrementar arbitrariamente la resistencia en una estructura no necesariamente lleva a un mejor comportamiento bajo una excitación intensa.

2.- Los alcances del presente trabajo están limitados a modelos estructurales con comportamiento elastoplástico. Es recomendable para incrementar el conocimiento del problema de torsión sísmica de edificios continuar con el estudio de modelos más realistas que consideren entre otros aspectos el deterioro tanto en rigidez como en resistencia, siguiendo la misma estrategia de evaluación. Es necesario continuar estudiando modelos estructurales de varios pisos, para determinar la forma en la que se distribuye el daño en elevación para distintas distribuciones de rigideces y resistencias en cada una de las plantas. Si los resultados de modelos de un nivel son extrapolables a los de varios niveles; es de esperarse distribuciones de resistencias

que coloquen a las fuerzas resistentes de entrepiso en la vecindad del centro de torsión, proporcionando así mejores comportamientos.

3.- Para tener un conocimiento más amplio del problema de torsión sísmica en edificios, es necesario estudiar, además de los modelos de cortante, modelos cuyo comportamiento sea el correspondiente al de estructuras de flexión. Para esto, el índice de comportamiento hasta ahora empleado, ductilidad máxima de entrepiso, no es suficiente para caracterizar la respuesta estructural. Dentro del Instituto de Ingeniería se han iniciado estudios en esta dirección, sin embargo, es conveniente continuarlos y ampliar sus objetivos.

4.- Resultados de investigaciones recientes [ref 30], muestran que es posible idealizar edificios con elementos resistentes en dos direcciones ortogonales mediante modelos de un nivel con elementos resistentes en una sola dirección. Este procedimiento se debe evaluar, y de encontrarse adecuado, se deberá utilizar en estudios futuros para minimizar el esfuerzo de cálculo numérico involucrado.

5.- El hecho de mover aleatoriamente el punto de aplicación de las fuerzas resistentes; originado, por ejemplo, al ignorar el cortante negativo por torsión, o una parte de este; puede marcar diferencias apreciables en los tres criterios de diseño por torsión, como se ha observado en estudios previos [refs 3,4,5, y 7], por lo que es recomendable investigar más modelos en los que se considere la variación en la posición de la fuerza resultante de entrepiso.

6.- En relación con la incertidumbre en la posición del centro de masas de un entrepiso, recomendada por el RDF-87 y otros reglamentos, es necesario investigar la probabilidad de ocurrencia para cada una de estas posiciones. Es la opinión del autor que las posiciones del centro de masa más alejadas del centro de torsión, para un entrepiso, tienen una probabilidad de ocurrencia menor que las cercanas.

REFERENCIAS:

- [1]. Meli R. y E. Molina, "Aspectos Estadísticos de los Daños Ocasionados por los Sismos de Septiembre de 1985 en Edificaciones de la Ciudad de México", Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1986.
- [2]. Borja G., M. Díaz, A. Vásquez y E. Del Valle, "Estadísticas de los Daños Causados por el Sismo de Septiembre de 1985 en la Ciudad de México", Memorias, V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Veracruz, México, mayo de 1986, pp. A7-01 a A7-09.
- [3]. Gómez R., G. Ayala y J. D. Jaramillo, "Influencia de la Excentricidad en Resistencias de los Elementos Estructurales, sobre la Respuesta Sísmica de Edificios", VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Querétaro, Qro., noviembre de 1987, pp. C-15 a C-29.
- [4]. Ayala G., R. Barrón y U. Zapata. "Criterios de Diseño Sísmico Para Estructuras en Torsión", Memorias, IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Volumen II, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Manzanillo, Colima, septiembre de 1991, p.p. 6-49 a 6-57.

- [5]. Ayala G. y O. García, " Criterios de Diseño Sísmico para Estructuras en Torsión", Informe al CONACYT, Proyecto 0740, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1992.
- [6]. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México D.F., octubre 29, 1987.
- [7]. Gómez R., G. Ayala y J. D. Jaramillo, " Respuesta Sísmica de Edificios Asimétricos -Segunda Parte ", Informe al CONACYT, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1989.
- [8]. Chen W., E. Bazan y J. Bielak., " Inelastic Seismic Response of Torsionally-Coupled Multistory Buildings ". Department of Civil Engineering, Carnegie Mellon University, Report No. R-93-208, 1993.
- [9]. Guendelman-Israel, R. y G. H. Powell, " DRAIN-TABS a Computer Program for Inelastic Earthquake Response of Three-Dimensional Buildings ", Report No. UCB/EERC-77/08, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, marzo de 1977.
- [10]. Rosenblueth E., " Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos ", Ed. Limusa, IMCYC, México, 1991, pp. 50-83.
- [11]. Rosenblueth E., " Seismic Design Requirements in a Mexican 1976 Code ", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 7, 1979, 49-61.
- [12]. Earthquake Resistant Regulations a World List-1992. International Association for Earthquake Engineering. Edit. Board, Japón, julio de 1992.
- [13]. Comentarios al Código Colombiano de Construcciones Sismo-Resistentes, CCCSR-84, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1988, pag. A60-A62.
- [14]. Ayala G. y R. Barrón, " Evaluación de la Respuesta Sísmica de Estructuras de Edificios Asimétricos Diseñados de Acuerdo a una Norma ", Informe Interno, Proyecto 9704, Instituto de Ingeniería, Junio de 1990.
- [15]. Gómez, R., G. Ayala, y J. D. Jaramillo, " Respuesta Sísmica de Edificios Asimétricos ", Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1987.

- [16]. Escobar J. A. y G. Ayala, " Efecto de Propiedades Estructurales Inciertas Sobre la Respuesta Sísmica no Lineal de Modelos de Edificios Asimétricos ", Memorias IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural y VIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Manzanillo, Colima, México, noviembre de 1991, pp. 3-11 a 3-20.
- [17]. Escobar J. A. y G. Ayala, " Non-linear Seismic Response of Asymmetric Buildings With Uncertain Parameters". Sixth International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, Esteva L. and S. Ruiz, México, 1991, pp. 445-452.
- [18]. Arias, A., " A Measure of Earthquake Intensity, Seismic Desing for Nuclear Power Plants, Editor R. J. Hansen, MIT Press, 1970.
- [19]. Kanaan A. E. y G. H. Powell, " DRAIN-2D, A General Computer Program for Inelastic Analisis of Plane Structures ", Informe No. EERC 73-22. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 1975.
- [20]. Avila J. y R. Duran, " La Influencia de las Sobre-resistencias en la Respuesta Sísmica de un Edificio de Concreto Reforzado Dañado en 1985", IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Manzanillo, Colima, noviembre de 1991.
- [21]. Bruneau, M y S. A. Mahin, " Inelastic seismic response of structures with mass or stiffness eccentricities in plan ", Report No. UCB/EERC-87/12, septiembre 1987.
- [22]. Elorduy J. y E. Roseblueth, " Torsiones Sísmicas de Edificios de un Piso ", II Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, 1968.
- [23]. Rosenblueth E., " Tratamiento Inelástico ", Publicación No. 6, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México, 1964, pp. 8-1 a 8-33.
- [24]. Bertero V., "Implications of Recent Earthquakes and Research on Earthquake-Resistant Desing and Construction of Buildings", Rep. No. UCB/EERC-86/03, University of California, Berkeley, 1986.

- [25]. Meli R., " Code-prescribed Seismic Actions and Performance of Buildings ", Tenth World Conference on Earthquake Engineering, July 1992, Barcelona, España, pp. 5783-5788.
- [26]. Shahrooz, B.M., y J. P. Moehle, " Evaluation of Seismic Performance of Reinforced Concrete Frames ", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No. 5, mayo. 1990, pp. 1403-1422.
- [27]. Wilson, E. L. y H. H. Dovey, " TABS, Static and Earthquake Analysis of Three-dimensional Frame and Shear Wall Buildings ", Report No. EERC 72-1, University of California, Berkeley, Cal., mayo de 1972.
- [28]. Newmark, N. M. y E. Rosenblueth, " Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N.Y., 1971.
- [29]. Clough, R. W. y J. Penzien, " Dynamics of Structures", McGraw-Hill, New York, 1975.
- [30]. Bertero V. y R. Bertero. " Diseño Sismo-Resistente de Estructuras de Gran Altura en Suelo Blando ", XII Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Vol III, pp. 151-169, Buenos Aires, Argentina, 1992.
- [31]. Bazan, E. y R. Meli, " Manual de Diseño Sísmico de Edificios", Ed. LIMUSA, México, 1989, pp 83-98.

RECONOCIMIENTOS:

Mi más sincera gratitud al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por brindarme un espacio físico para aprender, discutir y entender aspectos, tanto académicos como cotidianos. Igualmente agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología CONACYT, la beca de intercambio Cuahutémoc que tanto bien le ha hecho a los estudiantes latinoamericanos y por ende a sus respectivos países.

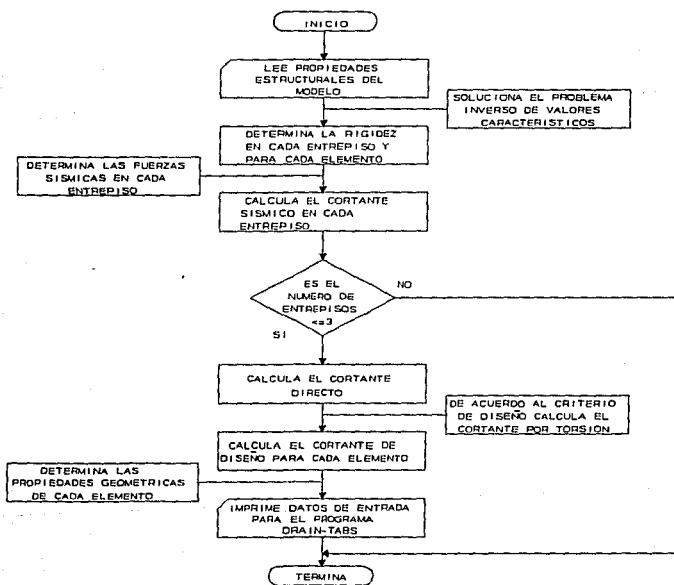
Mis más sinceros agradecimientos para el Dr. Gustavo Ayala M. que hizo valiosos comentarios y sugerencias que permitieron reorientar y concluir satisfactoriamente el presente trabajo. Al M. en I. José Alberto Escobar su ayuda, discusiones y constantes comentarios constructivos.

Igualmente se agradece la ayuda de los Ingenieros Lucía Camilo, Candido Zamora, Samuel Kobelkowsky y Ye Xianguo, en el desarrollo del presente trabajo.

A México por brindarme un hogar, una interesante forma de vida, un sentimiento, una nueva perspectiva.

ANEXO No. 1.

DIAGRAMA DE FLUJO PROGRAMA ANALISIS



El programa efectúa el análisis estático para estructuras de cortante de tres niveles; aún que, en algunas de sus partes se tiene en cuenta cualquier número de niveles, con la intención de posteriormente hacer los ajustes necesarios para que el programa no sea tan particular.

El programa parte de la selección de una masa y las proporcionalidades con la altura de la masa y la rigidez del primer entrepiso para cada una de las direcciones consideradas. Se asigna un período fundamental a la estructura, de tal manera que permita resolver el determinante planteado para los valores característicos; pudiéndose así conocer la rigidez de entrepiso requerida para evaluar todas las propiedades de la estructura, y así continuar con el análisis sísmico estático.

A continuación se describen las tres subrutinas de mayor interés dentro del programa ANALISIS, debido a que incorporan variaciones particulares para la presente investigación. Las demás partes del programa están basadas en los procedimientos establecidos por la ref. 31.

SUBROUTINA CUBICA

Resuelve la ecuación cúbica resultado de la solución del determinante de valores característicos, para una estructura de tres niveles, que permite hallar la rigidez del primer entrepiso en la dirección considerada. En esta ecuación característica se considera que el valor de la frecuencia natural está directamente relacionado con el período fundamental, que todas las masas son conocidas y se concentran a nivel de pisos y que las rigideces se expresan proporcionales a la rigidez del primer entrepiso; que es la incógnita.

La solución de la ecuación característica presenta tres raíces reales relacionadas con el período natural seleccionado, pero que solamente una de ellas corresponde al período fundamental del modelo. Se puede verificar que la mayor

rigidez de entrepiso, de las tres halladas, corresponde a la rigidez buscada para el primer entrepiso.

SUBROUTINA RIGID

Distribuye la rigidez de entrepiso entre los elementos resistentes para la dirección correspondiente. Ya que la rigidez de entrepiso es dada, lo mismo que el ancho de la planta; se tiene que la excentricidad en rigideces depende de la distribución de rigideces entre los elementos resistentes en cada planta.

Para evaluar la excentricidad en rigideces, se asume el criterio de asignar un tercio de la rigidez de entrepiso al elemento central y el resto se distribuye en los elementos extremos, efectuando la evaluación de acuerdo a la excentricidad e_s considerada.

De manera que la rigidez de cada elemento respecto a la rigidez de entrepiso se puede expresar:

$$K_1 = (0.333 - e_s/b) K_T$$

$$K_2 = (0.333) K_T$$

$$K_3 = (0.333 + e_s/b) K_T$$

Donde K_T corresponde a la rigidez de entrepiso para la dirección considerada.

SUBROUTINA CORRIGE

Efectúa las correcciones a los factores de comportamiento sísmico y al coeficiente sísmico en caso de ser requerido.

Se debe recordar que las fuerzas horizontales que actúan sobre cada una de las masas concentradas, son iguales al peso de la masa multiplicadas por un

coeficiente de proporcionalidad respecto a la altura de cada una de las masas referidas al nivel de desplante, donde el factor para el cortante basal se tomará de tal manera que sea igual a C/Q pero no menor que a_0 .

Para las correcciones del factor de comportamiento sísmico se deben tener en cuenta los períodos analizados y el espectro de aceleraciones de diseño sísmico, para edificaciones tipo B correspondientes a edificios de habitación y oficinas; y para el suelo tipo III, que es de particular interés.

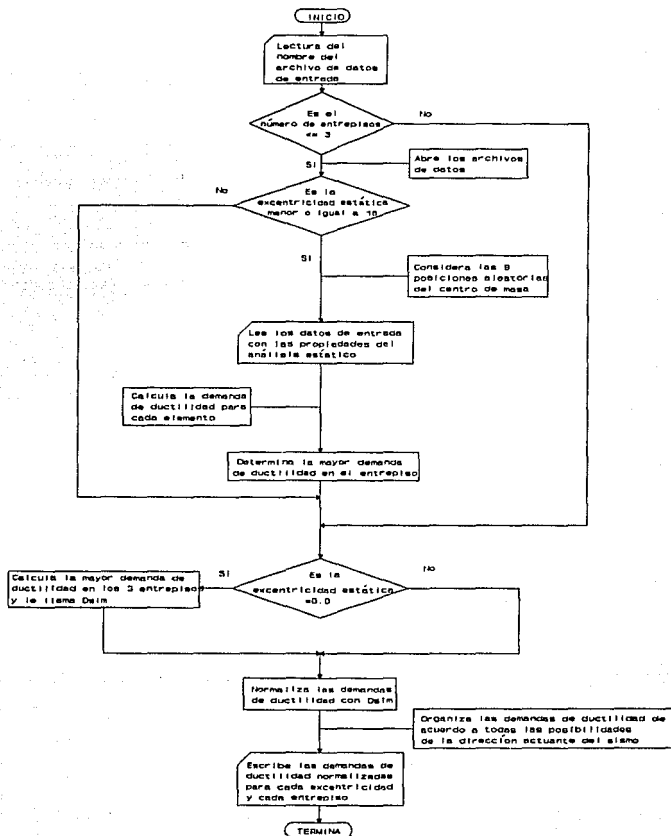
En vista de que uno de los períodos considerados es menor que T_a , se debe efectuar la siguiente corrección de acuerdo al RDF-87:

$$Q' = 1 + (Q - 1) T/T_a$$
$$CS_c = (a_0 + (c - a_0) T/T_a)/Q'$$

Donde T_a le hemos denominado período de quiebre.

ANEXO No. 2.

DIAGRAMA DE FLUJO PROGRAMA ORGANIZA-190



El programa ORGANIZA-190 ordena los archivos de salida del programa DRAIN-TABS y obtiene la máxima demanda de ductilidad de entrepiso, normalizandola con la máxima demanda de ductilidad de la estructura simétrica asociada; teniendo en cuenta todas las posibilidades de sismo perpendicular y nueve posiciones aleatorias del centro de masa que permiten considerar la excentricidad accidental en el análisis tridimensional.

El programa ORGANIZA-190, sigue el siguiente procedimiento:

1. Pide el nombre del archivo de datos de salida del programa DRAIN-TABS, con 5 caracteres alfa-numéricos que indican propiedades de la estructura así:
 - 1.1. Diseño considerado
 - 1.2. Factor de comportamiento Sísmico
 - 1.3. Distribución de rigidez con la altura
 - 1.4. Periodo traslacional de la estructura
 - 1.5. Sobre-resistencia suministrada
2. Evalúa la envolvente para los tres entrepisos, comenzando desde el superior, debido a que así se especifica para el archivo de datos de entrada del programa DRAIN-TABS.
3. Toma en cuenta 19 posiciones de excentricidad estática, debido a que tres puntos sobre la diagonal son evaluados con sismo en otra dirección.
4. Abre los archivos de lectura y escritura
 - 4.1. Archivos de escritura:
 - 4.1.1. Archivo 10 = Primer entrepiso (Adiciona la terminación 1)
 - 4.1.2. Archivo 11 = Segundo entrepiso (Adiciona la terminación 2)
 - 4.1.3. Archivo 12 = Tercer entrepiso (Adiciona la terminación 3)
 - 4.2. Archivos de lectura:

Abre un archivo para cada una de las nueve posiciones aleatorias del centro de masa y una adicional correspondiente al archivo de datos de entrada del programa DRAIN-TABS con siete caracteres alfa-numéricos

y la terminación 1, en la octava posición; este archivo corresponde a la excentricidad estática correspondiente y del cual solo se pretende obtener el valor de EI y el momento de fluencia calculado del análisis estático.

5. Lee todos los valores de EI y momentos de fluencia del análisis estático del archivo No. 13, para todos los entrepisos y los seis elementos.
6. Para cada entrepiso, cada excentricidad estática y cada posición aleatoria del centro de masa calcula la demanda de ductilidad por los seis elementos considerados.
7. Obtiene la máxima demanda de ductilidad de los seis elementos y la ubica de acuerdo a la posición del centro de masa considerado.
8. Para las nueve posiciones aleatorias del centro de masas, obtiene la máxima demanda de ductilidad.
9. Obtiene la máxima demanda de ductilidad de la estructura simétrica.

$$e_{ax} = 0.0$$

$$e_{ay} = 0.0$$

La mayor de los tres entrepisos, será el valor con el que se normalizara.

10. Escribe la máxima demanda de ductilidad normalizada con la máxima demanda de ductilidad de la estructura simétrica, para cada excentricidad estática y cada entrepiso considerado.