



**Universidad Nacional Autónoma de México**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE  
ESTRUCTURAS ASIMÉTRICAS DISEÑADAS  
CON EL RCDF**

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL

**P R E S E N T A**  
LEÓN MARCELINO HERRERA CAMPOS

DIRECTOR DE TESIS: DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SANCHEZ



MÉXICO, D.F.  
CIUDAD UNIVERSITARIA, MAYO DEL 2002



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**

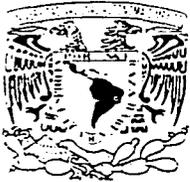


**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

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

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

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



REPUBLICA NACIONAL  
GUATEMALA DE  
CENTROAMERICA

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/144/00

Señor  
**LEON MARCELINO HERRERA CAMPOS**  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. JOSE ALBERTO ESCOBAR SANCHEZ**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS ASIMETRICAS  
DISEÑADAS CON EL RCDF"**

- I. INTRODUCCION
- II. ANALISIS DEL METODO DE DISEÑO POR TORSION ESPECIFICADO EN EL RCDF
- III. DTECCION DE DAÑO ESTRUCTURAL
- IV. MODELO ESTUDIADO
- V. DAÑO EN ESTRUCTURAS ASIMETRICAS CON COMPORTAMIENTO ELASTO-PLASTICO
- VI. DAÑO EN ESTRUCTURAS ASIMETRICAS CON DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ Y RESISTENCIA
- VII. RESULTADOS
- VIII. CONCLUSIONES
- IX. BIBLIOGRAFIA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria a/ 11 de enero de 2000.  
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO  
GFB/GMP/mstg.

## *Dedico este trabajo a:*

*Mi MADRE por demostrarme su amor a cada momento y enseñarme que el esfuerzo y sacrificio son la llave para lograr cualquier meta. Porque desde el momento que nació ella ha estado dispuesta a dar la vida por mí.*

*Mi PADRE por formarme ese espíritu insaciable que siempre busca nuevos retos y enseñarme que no existen límites. Por la educación que me dio que si antes no supe valorar su esfuerzo hoy quiero que sepa que lo aprecio en todo lo que vale.*

*Mi hermano Humberto por todo los cuidados que siempre ha tenido para conmigo y así tratar de hacerme entender que la sencillez y consideración para con los demás forma parte de un verdadero hombre.*

*Mi hermano Octavio por transmitirme parte de esa gran vitalidad que posee y enseñarme a afrontar mis problemas. Porque siempre ha sido un gran amigo y maestro.*

*Mi hermana Carmen porque sé que ella siempre estuvo, está y estará a mi lado para darme su apoyo y su amor. Por traer a la familia esa gran alegría que se llama Carritos.*

*Carritos ya que este pequeño bribón siempre consigue llenar de alegría nuestras vidas con su amor y vivacidad.*

*Muchas Gracias José Alberto por las enseñanzas, la ayuda pero sobre todo por la paciencia. Perdón por quitarle el grado pero si bien es cierto que usted vale mucho como doctor estoy seguro que vale mucho más como persona.*

*En mi opinión, he sido un niño pequeño, que jugaba en la playa, encontraba de tarde en tarde un guijarro más fino o una concha más bonita de lo normal. El océano de la verdad se extendía, inexplorado, delante de mí.*

Isaac Newton

# ÍNDICE

	<b>Página</b>
<b>Capítulo I. Introducción</b>	<b>8</b>
1.1. Objetivo	9
1.2. Alcances	10
1.3. Organización del trabajo	10
<b>Capítulo II. Diseño por torsión sísmica estática</b>	<b>12</b>
II .1. Antecedentes	12
II .2. Diseño sísmico	14
II.2.1. Rigidez y resistencia	14
II.2.2. Análisis sísmico estático equivalente	15
II.2.3. Objetivos del diseño por torsión sísmica	16
II.2.4. Diseño por torsión sísmica estática	17
II.2.5. Evolución del Reglamento de Construcciones para el DF y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo a partir de 1987	20
<b>Capítulo III. Detección de daño estructural</b>	<b>23</b>
III.1. Análisis inelástico	23
III.2. Daño estructural	25
III.3. Ductilidad máxima demandada	26
III.4. Pérdida de rigidez	26
III.4.1. Cálculo de la matriz de rigidez condensada	27
III.4.2. Obtención de la matriz de rigidez global a partir de modos y frecuencias de vibrar conocidos	28
III.4.3. Análisis estructural tridimensional	29
III.4.4. Detección de elementos estructurales dañados	31
<b>Capítulo IV. Modelo estudiado</b>	<b>34</b>
IV.1. Descripción del modelo	34
IV.2. Propiedades estructurales	35
IV.3. Cálculo de la resistencia de los elementos estructurales	36
IV.4. Relación entre rigidez y resistencia	38

<b>Capítulo V. Daño en estructuras elasto-plásticas asimétricas</b>	<b>41</b>
V.1. Relación carga-desplazamiento	41
V.2. Herramienta de cálculo	41
V.3. Caracterización del comportamiento estructural	42
<b>Capítulo VI. Daño en estructuras asimétricas con degradación de rigidez y resistencia</b>	<b>47</b>
VI.1. Relación carga-desplazamiento	47
VI.2. Herramienta de cálculo y calibración	47
VI.3. Caracterización del comportamiento estructural	49
VI.3.1. Ductilidad máxima demandada	49
VI.3.2. Degradación de rigidez	51
<b>Capítulo VII Conclusiones y recomendaciones</b>	<b>56</b>
<b>Referencias</b>	<b>60</b>
<b>Apéndice</b>	<b>62</b>
<b>Tablas y figuras</b>	<b>67</b>

# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN

Temblores de gran magnitud (por ejemplo los de septiembre de 1985 en México) han dejado como experiencia que el problema del diseño sísmico se acentúa en las estructuras asimétricas (Meli y Rosenblueth, 1986). En estos casos, el fenómeno de torsión que se presenta, genera fuerzas adicionales al cortante directo y que pueden provocar que se agote la capacidad de carga de alguno de los elementos estructurales, de esta manera, poner en riesgo la estabilidad del edificio en general. Es por ello que se tiene la necesidad de estudiar este fenómeno con mayor profundidad. Aunque el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) consideran explícitamente las fuerzas adicionales por los efectos de torsión en el diseño de edificios, existen ejemplos de fallas de estructuras cuando se combina el fenómeno de torsión con una respuesta inelástica de la estructura (Meli y Rosenblueth, 1986).

Actualmente, el conocimiento experimental del comportamiento de las estructuras reales cuando incursionan en el intervalo de comportamiento inelástico debido al fenómeno de torsión es limitado. Los reglamentos para diseño por torsión vigentes se basan en el estudio de la respuesta estructural dentro del intervalo de comportamiento lineal, de esta manera ignoran

fenómenos que afectan el comportamiento de los elementos estructurales tales como el agrietamiento de elementos de concreto reforzado, fluencia del acero de refuerzo o de secciones de acero, degradación de rigidez y resistencia, entre otros.

Para poder estudiar la respuesta local de los elementos estructurales así como la respuesta global de los edificios sometidos a efectos sísmicos intensos, se han desarrollado distintos índices de daño. Éstos han intentado caracterizar su respuesta para evaluar su comportamiento estructural, aunque en la actualidad no existe uno que sea del todo confiable y fácil de interpretar.

En el presente estudio se evaluó el daño que sufren los elementos estructurales de modelos de edificios asimétricos diseñados con las distintas versiones del RCDF, a partir de 1987, y otra alterna. Para ello se estudia un modelo de cortante de un piso.

Para caracterizar el daño se utilizó la ductilidad máxima demandada (Newmark y Rosenblueth, 1974) y la pérdida de rigidez, que es medida a través del método "Cálculo del cambio de rigidez" (CCR), que permite medir la pérdida de rigidez sin iterar y de forma cerrada.

Debido a que el daño se presenta cuando la estructura se encuentra dentro del intervalo de comportamiento no lineal, se utilizaron programas que cuentan con este tipo de análisis, como lo son el programa DYNDIR (Gillies, 1979) y CANNY-E (Kang-Ning, 1997).

### **I.1. Objetivo**

El presente trabajo tiene por objetivo principal estudiar el problema de torsión sísmica cuando la estructura se comporta de forma inelástica y evaluar el daño que sufre dependiendo de la asimetría que presenta. El diseño estructural estará dado por diferentes criterios, según han ido evolucionando las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo en lo referente al fenómeno de torsión. El análisis de esta evolución se tomó desde las normas

publicadas en 1987, dadas a conocer como medida preventiva después de los grandes daños que se presentaron en la ciudad de México por los sismos de septiembre de 1985.

Otro objetivo de este trabajo es el comparar dos parámetros para caracterizar el daño en estructuras, ductilidad máxima demandada y pérdida de rigidez. De esta manera, tratar de valuar qué tan confiable resulta medir el daño con estos índices.

## **1.2. Alcances**

En esta investigación se propuso un modelo de cortante para obtener una visualización clara de la fuerza directa y por torsión que se generan y lograr una mejor interpretación de los resultados.

Es pertinente señalar que los resultados obtenidos se ven influenciados por el tipo de comportamiento, en este caso no lineal, que se seleccionó en el programa que se utilizó, DYNDIR y CANNY-E. Este último contiene varios modelos histeréticos, los cuales deben ser propuestos según el tipo de material que se desee modelar.

## **1.3. Organización del trabajo**

En el capítulo II se presentan los antecedentes y evolución del Reglamento del DF así como de sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. También se señalan los objetivos del diseño sísmico en general y por torsión.

Para tener una referencia sobre el daño estructural, en el capítulo III se da una introducción del tema y se desarrolla la forma de obtener las dos medidas que se tomaron en la respuesta del modelo, ductilidad máxima demandada y degradación de rigidez. Además se presenta el método CCR para valuar el último parámetro mencionado.

En el capítulo IV se presenta el modelo estudiado, sus características, el cálculo de las resistencias de sus elementos estructurales, que dependen del criterio de diseño de la

normatividad utilizada, entre otros detalles. Se realiza una discusión sobre la forma de diseñar una estructura asimétrica.

Para seguir con el análisis de los criterios de diseño de estructuras asimétricas en el capítulo V se obtiene la respuesta del modelo con el programa DYNDIR, que tiene una ley de carga deformación elasto-plástica. Los resultados son graficados y comentados.

Como la modelación con el comportamiento histerético anterior no permite la caracterización del daño a través de la pérdida de rigidez, se realiza una segunda modelación en el capítulo VI, esta vez con un comportamiento histerético que considera la degradación de rigidez.

Por último, se presentan las conclusiones obtenidas de este trabajo en el capítulo VII.

## CAPÍTULO II

### DISEÑO POR TORSIÓN SÍSMICA ESTÁTICA

De acuerdo con la filosofía de diseño sísmico vigente en el Distrito Federal, las estructuras que son sometidas a sismos intensos deberán ser capaces de resistir deformaciones significativas que producen comportamiento no lineal conservando su capacidad de carga. En el caso de edificios asimétricos estas deformaciones inelásticas provienen fundamentalmente de la translación y rotación de cada uno de sus entresijos dentro de un plano horizontal.

#### II.1. Antecedentes

Cuando un sismo actúa en una estructura provoca que ésta se mueva originando diferentes fuerzas en cada uno de sus entresijos (de inercia, restauradoras y disipadoras) figura 2.1. Las fuerzas disipadoras,  $F_d$ , son debidas al amortiguamiento, que es una propiedad de la estructura y básicamente dependerá del tipo de material con el que se construya (concreto, acero, madera, etc.). Las fuerzas de inercia,  $F_i$ , son generadas por la aceleración de la masa de cada entresijo de la edificación. Aunque ésta se encuentra distribuida en toda la estructura, para simplificar el estudio se considera concentrada en un punto, pero la acción de ésta es equivalente a la que tendría la masa distribuida. A este punto se le conoce como centro de masa (CM) y por éste pasa la resultante de las fuerzas de inercia.

Por último, las fuerzas restauradoras,  $F_R$ , tratan de hacer que la estructura regrese a su estado inicial y son producidas por su rigidez estructural. La que depende de los elementos que se opongan al movimiento de la estructura.

Para el sistema de un grado de libertad que se muestra en la figura 2.1 que está ligado al terreno mediante varios elementos verticales representados esquemáticamente por dos columnas y por un amortiguador  $c$ . Suponiendo que la masa está concentrada, cuando el suelo experimenta una aceleración horizontal  $s$ , la ecuación de equilibrio dinámico que describe el movimiento del sistema es:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = m\ddot{s} \quad (2.1)$$

donde:

$m$  = masa del sistema

$\ddot{u}$ ,  $\dot{u}$  y  $u$  = aceleración, velocidad y desplazamiento de la masa, respectivamente

En el caso de estructuras con comportamiento lineal, las fuerzas restauradoras y disipadoras son, respectivamente, proporcionales al desplazamiento y velocidad de la masa con respecto a la base. Sean  $k$  y  $c$  las correspondientes constantes de proporcionalidad que no cambian con el tiempo;  $k$  es lo mismo que la matriz de rigidez lateral, y  $c$  se llama coeficiente o relación de amortiguamiento. El conjunto de  $m$ ,  $c$  y  $k$  constituyen un sistema lineal de un grado de libertad dinámico, con amortiguamiento viscoso o lineal.

En la ecuación anterior sólo se considera la traslación en una sola dirección de la estructura. Un edificio se puede analizar por medio de distintos marcos formados por estructuras similares a la analizada anteriormente, aunque sus grados de libertad aumentarán dependiendo de la cantidad de pisos que posea. Si se desea realizar un análisis tridimensional se debe contemplar que el edificio se puede desplazar en dos direcciones ortogonales así como también puede rotar cada uno de sus entresijos dentro de su plano horizontal, por lo que la ecuación (2.1) se puede escribir en forma general:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 a^2 / 2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 & 0 & 0 \\ 0 & c_2 & 0 \\ 0 & 0 & c_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \theta \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 a^2 / 2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \ddot{s}$$

donde:

$m_3 a^2 / 2$ : masa rotacional de la estructura compactando se tiene:

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = M_I \ddot{s} \quad (2.2)$$

donde:

$M$  = matriz de masas

$I$  = vector de aceleración

$C$  = matriz de amortiguamiento

$\dot{U}$  = vector de velocidad

$K$  = matriz de rigidez

$U$  = vector de desplazamientos

## II.2. Diseño sísmico

El diseño estructural se basa en la rigidez y resistencia que puede proporcionar cada uno de los elementos.

### II.2.1. Rigidez y resistencia

La resistencia de un elemento estructural es la capacidad de soportar cierta cantidad de carga hasta llegar a su falla. Se dice que un elemento llega a la falla cuando pierde la capacidad de soportar la carga ó disminuye ésta de forma substancial, este tipo de falla se le conoce como frágil. También se considera que el elemento llega a la falla si la deformación que sufre es muy grande y por ello pierde serviciabilidad el elemento estructural, se le conoce como falla dúctil.

Ningún tipo de falla se desea, pero si se presenta, es preferible que sea del tipo dúctil, ya que contribuye a la disipación de energía en la estructura y tal vez no producir el colapso de ésta.

Un elemento estructural puede presentar diversos tipos de relación entre su desplazamiento y la cantidad de carga que se le aplica. Cuando sigue una relación lineal el desplazamiento,  $d$ , producido por la carga aplicada,  $f$ , se dice que el elemento se encuentra dentro de su límite de comportamiento elástico y la pendiente de la recta es la rigidez del elemento estructural. Pero si sigue otro tipo de relación el desplazamiento con respecto a la carga aplicada se dice que se comporta de forma inelástica o no lineal. La figura 2.2 muestra una gráfica idealizada de algunos de los tipos de comportamiento que puede tener un elemento estructural.

El funcionamiento adecuado de las estructuras depende de la rigidez y la resistencia. Para que una estructura sea funcional debe tener la resistencia necesaria para soportar tanto las fuerzas externas como internas que se le presentan, y sus desplazamientos no deben ser grandes para no causar daño al edificio, ni sensación de peligro a las personas que lo ocupan.

### II.2.2. Análisis sísmico estático equivalente

En el RCDF se permite realizar un análisis más sencillo que un análisis dinámico. Este se llama método de análisis sísmico estático equivalente, que resulta ser de utilidad ya que permite realizar un análisis más simple.

El método de análisis sísmico estático equivalente sólo considera el modo fundamental de vibrar, el coeficiente de amortiguamiento se encuentra implícito en un espectro de diseño, entre otras.

El método consiste en determinar la fuerza inercia  $F_i$  para cada entrepiso, que será una fracción del peso del edificio:

$$F_i = cW \quad (2.3)$$

donde:

$c$  = coeficiente sísmico

$W$  = peso del entrepiso

El valor de dicha fracción dependerá de la ubicación de la estructura y su periodo fundamental de vibración, se podrá reducir dependiendo de la capacidad para disipar la energía al incursionar en el intervalo de comportamiento no lineal (factor de comportamiento sísmico,  $Q$ ):

$$F_i = \frac{cW}{Q} \quad (2.4)$$

Si la estructura no cumple con las condiciones de regularidad que se piden en el Reglamento para construcciones del DF y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, el valor del factor de comportamiento sísmico será reducido:

$$F_i = \frac{cW}{0.8Q} \quad (2.5)$$

Con el cortante de entrepiso se calcularán las fuerzas generadas por la torsión de la estructura. Con ella se obtiene la resistencia total que debe tener cada uno de los elementos de la estructura.

### II.2.3. Objetivos del diseño sísmico por torsión

El diseño estructural tiene por objetivo conocer las fuerzas actuantes y reacciones en la estructura para así poder diseñar las piezas estructurales de tal forma que las resistan y que no provoquen el colapso general de la estructura.

El problema del diseño sísmico no estriba sólo en la complejidad de la respuesta estructural debido a los efectos dinámicos de los sismos, sino sobre todo, se deriva de lo poco

predecible que son éstos y de las magnitudes extraordinarias que pueden alcanzar (Bazán y Meli, 1998). Por lo anterior, mientras que en el diseño para otras acciones se pretende que el comportamiento de la estructura permanezca dentro del límite de comportamiento lineal y sin daño, en el diseño sísmico se reconoce que no es económicamente viable diseñar las edificaciones en general, para que se mantengan dentro de su comportamiento elástico. Por lo que el diseño debe ser tal que la probabilidad de falla de la estructura sea pequeña durante un sismo intenso y además tener un costo razonable que se justifique durante la vida útil de ésta (Escobar, 1994).

Al realizar el diseño sísmico se debe considerar que la estructura puede ser asimétrica. Si ésta presenta características de una estructura de este tipo se debe diseñar para que resista las fuerzas de inercia generadas directamente por la acción del movimiento del suelo, así como también para resistir las fuerzas generadas por la rotación del entrepiso.

En el RCDF el análisis sísmico se hace incluyendo el efecto de la torsión de la estructura, pero dentro del límite de comportamiento lineal de ésta ya que las ecuaciones con las que se calculan las fuerzas son directamente proporcional a la rigidez del elemento estructural. Dicho Reglamento acepta que el edificio o los elementos estructurales pueden sufrir daño. Proponiendo un factor de comportamiento sísmico (Q), se puede llegar a reducir la resistencia de los elementos hasta en un 25 por ciento.

#### II.2.4. Diseño por torsión sísmica estática

Si una estructura, en su planta, tiene varios elementos que se oponen al desplazamiento lateral, se puede determinar un punto donde, al aplicar una fuerza, producirá sólo desplazamiento lateral a la estructura. A este punto se le conoce como centro de rigideces o de torsión (CT) y para una estructura de un piso se determina de la siguiente manera:

$$CT = \frac{\sum k_i d_i}{\sum k_i} \quad (2.6)$$

donde :

$k_i$  = rigidez del  $i$ -ésimo elemento de la estructura

$d_i$  = distancia del  $i$ -ésimo elemento a un origen establecido

En las estructuras asimétricas el centro de masas, CM, no coincide con el centro de torsión o de rigideces, figura 2.3, provocando rotación de la estructura al rededor de un eje vertical. Dicha rotación produce fuerzas adicionales en los elementos estructurales. Estas fuerzas son generalmente perpendiculares a las columnas por lo que producen cortante en éstas, que se debe adicionar al cortante que ya existía por el desplazamiento del entrepiso.

Para realizar el diseño por torsión sísmica estática, el RCDF señala que debe considerarse la distancia que existe entre el centro de masas y el centro de rigideces a la que se llama excentricidad estática ( $e_s$ ), la que se debe afectar por un factor de amplificación dinámica, más una excentricidad accidental debida a las incertidumbres que existen en el cálculo del centro de masas y de torsión. Al realizar estas correcciones se obtiene otra excentricidad que se llama de diseño ( $e_{di}$ ). Existen dos ecuaciones para el cálculo de ésta y se debe usar la que genera el efecto más desfavorable en los elementos resistentes:

$$e_{di1} = 1.5e_s + 0.1b \quad (2.7)$$

$$e_{di2} = e_s - 0.1b \quad (2.8)$$

donde :

$e_{di}$  = excentricidad de diseño

$b$  = es la mayor dimensión de la estructura en planta perpendicular a la dirección de aplicación del sismo.

El momento torsionante de diseño se calcula a partir de la distancia que existe entre el CM y CT ( $e_{di}$ ) multiplicado por el cortante de entrepiso figura 2.3:

$$M_i = e_{di} V_j \quad (2.9)$$

donde :

$M_i$  = momento torsionante

$V_j$  = cortante j-ésimo de entrepiso

El cortante directo del i-ésimo elemento estructural se calcula:

$$V_{di} = \frac{V_j k_i}{\sum k_i} \quad (2.10)$$

donde :

$V_{di}$  = fuerza cortante del i-ésimo elemento estructural

$k_i$  = rigidez del i-ésimo elemento estructural

De la figura 2.4 se observa la planta de una estructura con  $n$  elementos rígidos. Si se genera un giro, el i-ésimo elemento tendrá un desplazamiento:

$$\Delta = \theta d$$

donde:

$\Delta$  = desplazamiento del piso

$\theta$  = giro del piso con centro en el CT

tal desplazamiento generará una fuerza que es igual a:

$$F_i = k_i \Delta = k_i \theta d$$

donde:

$F_i$  = fuerza resultante en el  $i$ -ésimo elemento estructural debida a la torsión de la estructura.  
 $k_i$  = rigidez del  $i$ -ésimo elemento estructural.

Entonces, el momento que genera el  $i$ -ésimo elemento estructurales:

$$M_{ii} = k_i \theta d_i^2$$

donde:

$d_i$  = distancia del rigideces al  $i$ -ésimo elemento estructural a l centro de torsión

El momento total será la suma de los momentos de los elementos estructurales

$$M_T = \sum M_{ii} = \sum k_i \theta d_i^2$$

donde :

$M_T$  = momento torsionante total

despejando  $\theta$  de la ecuación anterior se tiene:

$$\theta = \frac{M_T}{\sum k_i d_i^2}$$

Sustituyendo  $\theta$  en la ecuación de equilibrio estático se tiene:

$$F_i = \frac{k_i d_i M_T}{\sum k_i d_i^2}$$

Por lo que la fuerza cortante debida a éste es:

$$V_{ii} = \frac{k_i d_i M_T}{\sum k_i d_i^2} \quad (2.11)$$

donde :

$V_{ii}$  = cortante por torsión en el i-ésimo elemento estructural

Generalizando la ecuación anterior:

$$V_{ii} = \frac{k_i d_i M_T}{(\sum k_{xi} d_{xi}^2 + \sum k_{yi} d_{yi}^2)} \quad (2.12)$$

la magnitud del cortante total ( $V_{Ti}$ ) del elemento estructural es:

$$V_{Ti} = V_{di} + V_{ii} \quad (2.13)$$

El signo del cortante por torsión dependerá de la ubicación del elemento estructural con respecto al centro de torsión.

### II.2.5. Evolución del Reglamento de Construcciones para el DF y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo a partir de 1987

Un porcentaje del daño presentado por algunos edificios debido al sismo de 1985 en la ciudad de México se puede atribuir al fenómeno de torsión y la incursión en el intervalo de comportamiento inelástico (Rosenblueth y Meli, 1986). Desde entonces la normatividad ha cambiado para prevenir catástrofes parecidas. El Reglamento ha ido estableciendo una normatividad cada vez más estricta con el paso del tiempo a partir de investigaciones realizadas con el objetivo de mejorar el comportamiento de las estructuras.

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de 1987 (NTCDS1987) se establecen las condiciones de regularidad que debe cumplir un edificio. Previniendo el incremento de la problemática del fenómeno de torsión, entre otros. Si alguna de las

condiciones no se cumple, se deberá multiplicar el factor de comportamiento sísmico por 0.8 y así aumentar la resistencia de los elementos estructurales.

También se introduce el concepto de centro de resistencia, que no se vuelve a mencionar en las normas subsecuentes. Éste no tiene una definición precisa, aunque aparentemente se puede expresar como el punto por donde pasa la resultante de la resistencia de los elementos estructurales de un entrepiso.

En el año 1995, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo se modificaron nuevamente en ese apartado (NTCDS1995), proponiendo esta vez que el factor de comportamiento sísmico no pueda sobrepasar ciertos valores dependiendo de la excentricidad de la estructura, esto es:

“En las estructuras para las que el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , que se especifican en la sección 5, sea igual o mayor que 3, en ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estática,  $e$ , deberá exceder de  $0.2b$ .”

Las modificaciones más recientes para el diseño de estructuras asimétricas fueron realizadas en las Normas de 2000 (NTCDS2000), en las que se indica que los elementos estructurales deben conservar, por lo menos, la resistencia que se calculó para soportar el cortante directo. Es decir, el cortante por torsión de los elementos de mayor rigidez no debe ser restado.

También, se hace una clasificación de las estructuras irregulares. Existen tres tipos: irregular con una sólo condición no cumplida, irregular con más de dos condiciones no cumplidas y fuertemente irregular que se genera cuando se tiene una excentricidad mayor a  $0.2b$  en cualquier entrepiso. Los valores que afectan al factor de comportamiento sísmico son 0.9, 0.8 y 0.7 respectivamente. Con lo que se logra incrementar la resistencia lateral de las estructuras.

### Comentarios

De lo expuesto en este capítulo, se aprecia que el fenómeno de torsión sísmica no ha sido del todo comprendido. Conforme la reglamentación del diseño sísmico por torsión estática ha evolucionado, a lo que se ha llegado es simplemente a incrementar la resistencia de los elementos estructurales.

También se observó que para tratar de lograr que las estructuras tengan un mejor comportamiento sísmico se han propuesto cambios en los factores que afectan a las expresiones para el cálculo del cortante directo y por torsión, pero no existe un cambio de fondo en dichas ecuaciones.

## CAPÍTULO III

### DETECCIÓN DE DAÑO ESTRUCTURAL

Para representar de manera cuantitativa el daño estructural en edificios que se han sometido a grandes cargas, se han establecido distintos índices. A través de éstos se trata de prevenir el colapso de la estructura o controlar la cantidad del daño que es capaz de soportar. Sin embargo, en la actualidad no se conoce un índice que pueda evaluar de manera confiable dicho comportamiento.

#### III.1. Análisis sísmico inelástico

Al presentarse sismos de magnitud muy grande, algunos elementos estructurales sobrepasan su límite de comportamiento elástico lineal. Cuando un edificio incursiona en el intervalo de comportamiento inelástico, dado que no se conoce la relación fuerza-desplazamiento que se presenta en los elementos estructurales, no es simple evaluar si su respuesta es adecuada.

En las NTCDS se acepta que los elementos estructurales se puedan diseñar con resistencias menores a las fuerzas que se generarían al presentarse un sismo de intensidad

considerable. La reducción de las resistencias dependerá de las características que presente el edificio, y se maneja a través del factor de comportamiento sísmico. Al reducir la resistencia de los elementos se permite que la estructura incurra en el intervalo de comportamiento inelástico y que pueda presentar daño.

Hacer el análisis inelástico resulta complicado, porque además de las dificultades que puede tener cualquier tipo de análisis, por ejemplo, recabar la información para realizarlo y que en ocasiones no se encuentra, existen otras como realizar un análisis paso a paso, que requieren usar registros de los sismos ocurridos de la zona donde se va a construir el edificio. Puede resultar complicado encontrar estos registros debido a que algunas zonas no han sido instrumentadas para grabar dichos eventos. Y si se llegan a obtener los acelerogramas, la cuestión es decidir sobre cuál o cuáles se deberán usar para que el análisis resulte ser el más significativo.

El siguiente problema que se presenta es cómo realizar el análisis propiamente dicho, en la actualidad existen programas de computadora, pero son pocos los que trabajan con estructuras que sobrepasan el comportamiento lineal. Los programas que realizan el análisis inelástico dan como resultado distintos parámetros que se han establecido a través de diferentes estudios, pero a éstos no se puede dar una interpretación clara, es decir, en la mayoría de los casos es sólo un número que no puede indicar si está bien o mal el comportamiento que presenta la estructura y la cantidad de daño que puede llegar a presentar.

Otro problema consiste en conocer qué modelo histéretico utilizar para definir la relación fuerza-desplazamiento de los elementos estructurales debido a que no se conoce cuál será su comportamiento real. Lo anterior implica cambios en las propiedades dinámicas de la estructura, que modificarán su respuesta. En términos generales, la rigidez tiende a disminuir y el amortiguamiento a aumentar (Díaz, 1988).

Por lo expuesto anteriormente se observa que realizar un análisis sísmico inelástico no es simple, por lo que en la mayoría de los casos prácticos no es costeable, teniéndose que hacer el

análisis con planteamientos que resulten más fáciles de realizar y proporcionen un resultado aceptable.

Cuando en el diseño estructural se acepta que la respuesta de la estructura puede llegar a estar dentro del intervalo de comportamiento no lineal se busca que ésta sea dúctil. El objetivo principal del diseño debe proveer de una forma controlada, una capacidad de deformación inelástica significativa a la vez de presentar capacidad de soportar la carga lateral aplicada al sistema. Idealmente, los elementos resistentes a carga lateral, tales como marcos y muros deben tener claramente definidos mecanismos plásticos para poder desarrollar el comportamiento histerético deseado, contando con una ductilidad adecuada. Las demandas de deformación impuestas en dichos elementos deben incluir tanto las inducidas por la traslación del entrepiso como las debidas a la rotación del mismo.

### III.2. Daño estructural

El daño que sufre una estructura debido a cargas sísmicas, es difícil de cuantificar de manera confiable. El daño puede ser menor y sin consecuencias en la capacidad de respuesta de la estructura, por ejemplo desprendimiento de acabados o recubrimientos. Al presentarse grandes sollicitaciones o esfuerzos repetitivos la estructura puede sufrir pérdida de rigidez y de resistencia, así como también agrietamiento y desplazamientos superiores al de fluencia indicando que incurrió en el intervalo de comportamiento no lineal.

Para caracterizar el daño estructural se han propuesto distintos parámetros. Según la forma de evaluación se pueden organizar en cuatro grupos:

- Ductilidad (desplazamiento, rotación, curvatura).
- Disipación de energía.
- Combinación de ductilidad y disipación de energía.
- Degradación de rigidez o cambio de modos y frecuencias de vibrar.

En el presente trabajo se eligieron dos parámetros para valuar el daño estructural, éstos se describen a continuación.

### III.3. Ductilidad máxima demandada

Una de las medidas individuales más utilizada para evaluar la respuesta sísmica de edificios es el desplazamiento máximo. Ya que además de su facilidad de cálculo, se relaciona con la amplitud de las vibraciones, con daños en elementos estructurales y no estructurales y con las fuerzas y momentos máximos. En el caso de estructuras que incursionan en el intervalo de comportamiento no lineal a causa de un temblor severo, se presentan desplazamientos que son mayores al de fluencia  $u_y$ . Para medir el grado de incursión en el intervalo de comportamiento inelástico, se usa la ductilidad máxima demandada (Newmark y Rosenblueth, 1974), definida como el cociente entre el desplazamiento máximo  $u_{max}$  y el de fluencia, esto es:

$$\mu_d = \frac{u_{max}}{u_y} \quad (3.1)$$

Con este parámetro se intenta cuantificar el nivel de daño que sufre la estructura. Uno de los inconvenientes que presenta este parámetro es que sólo se considera el desplazamiento máximo, el cual se presenta en un cierto instante ignorando la historia de desplazamientos que sufre la estructura. Otro inconveniente, es que no se da importancia a la duración del evento sísmico. Además, los resultados que se obtienen no son fáciles de interpretar de manera práctica.

### III.4. Pérdida de rigidez

Al tener presentes las carencias del índice anterior se propuso otro parámetro que si toma en cuenta todo el evento sísmico ya que conforme se produce éste el elemento puede sufrir la pérdida de su rigidez.

Para el análisis dinámico de una estructura, interesan los grados de libertad en los que se generan fuerzas de inercia significativas; es decir, fuerzas generadas por el producto de la masa por aceleración. En la figura 3.1 se muestra un marco que tiene 12 grados de libertad. Se

denomina grado de libertad estático a la posibilidad que tiene un nodo de moverse en forma independiente, en cierta dirección. Sin embargo, si las fuerzas de inercia importantes son solamente las que se generan por la masa traslacional de cada entrepiso,  $m_1$  y  $m_2$ , al moverse lateralmente, y las deformaciones de los pisos en su plano son despreciables, se tiene un sistema de dos grados de libertad dinámicos.

#### III.4.1. Cálculo de la matriz de rigidez condensada

Si se conocen los grados de libertad estáticos de una estructura se puede calcular su matriz de rigidez global  $[K]$ . A partir de ésta se obtiene una matriz que sólo considera los grados de libertad dinámicos de la estructura y recibe el nombre de matriz de rigidez condensada  $[\bar{K}]$ .

Al subdividir la matriz de rigidez global se obtiene:

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{\theta\theta} & k_{\theta\Delta} \\ k_{\Delta\theta} & k_{\Delta\Delta} \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

donde:

$k_{\theta\theta}$  = submatriz de rigidez para giro

$k_{\Delta\theta}$  = submatriz de rigidez combinada

$k_{\Delta\Delta}$  = submatriz de rigidez para desplazamiento

Por otro lado, se tiene que la ecuación de equilibrio estático es:

$$\{F\} = [K]\{d\} \quad (3.3)$$

donde:

$\{F\}$  = vector de fuerzas

$\{d\}$  = vector de desplazamientos

Estos vectores también pueden subdividirse. El vector de fuerzas, en uno de fuerzas lineales y en momentos flexionantes; el vector de desplazamientos en uno de desplazamientos laterales y en giros. Por lo que la ecuación (3.3) se puede escribir de la siguiente forma:

$$\begin{Bmatrix} g \\ f \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{\theta\theta} & k_{\theta\Delta} \\ k_{\Delta\theta} & k_{\Delta\Delta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta \\ \Delta \end{Bmatrix} \quad (3.4)$$

donde:

$g$  = subvector de momento flexionante

$f$  = subvector de fuerzas laterales

Desarrollando la ecuación anterior, y, como se desea encontrar la rigidez lateral, se propone que las fuerzas que inducen el giro sean cero, esto es:

$$k_{\theta\theta}\theta + k_{\theta\Delta}\Delta = 0 \quad (3.5)$$

$$k_{\Delta\theta}\theta + k_{\Delta\Delta}\Delta = F \quad (3.6)$$

despejando el giro,  $\theta$ , de la ecuación (3.5):

$$\theta = -k_{\theta\theta}^{-1}k_{\theta\Delta}\Delta \quad (3.7)$$

sustituyendo (3.7) en (3.6):

$$F = k_{\Delta\theta}(-k_{\theta\theta}^{-1}k_{\theta\Delta}\Delta) + k_{\Delta\Delta}\Delta \quad (3.8)$$

factorizando la ecuación anterior:

$$F = [k_{\Delta\Delta} - (k_{\Delta\theta}k_{\theta\theta}^{-1}k_{\theta\Delta})]\Delta = [K]\{\Delta\} \quad (3.9)$$

de donde

$$[\bar{K}] = [k_{\Delta\Delta} - (k_{\Delta\theta} k_{\theta\theta}^{-1} k_{\theta\Delta})] \quad (3.10)$$

El procedimiento anterior se conoce como condensación estática.

#### III.4.2. Obtención de la matriz de rigidez global a partir de modos y frecuencias de vibrar conocidos

Al diseñar un edificio es posible conocer la rigidez inicial de cada uno de sus elementos estructurales y con ello la matriz de rigidez de la estructura en su estado original. Esta matriz no es la de la estructura real, ya que existen diferencias entre la rigidez calculada. Para obtener una matriz de rigidez global más cercana a la real, se pueden medir los modos y frecuencias de vibrar y a partir de estos obtener la matriz de rigidez global resolviendo un problema de valores y vectores característicos inversos, esto es:

$$[\bar{K}] = [M] [\Phi] [\Omega^2] [\Phi]^T [M] \quad (3.11)$$

Con el paso del tiempo, por diversas circunstancias, la estructura sufre daño perdiendo rigidez y resistencia provocando que la matriz de rigidez global sea diferente a su matriz inicial. Esta información es de gran utilidad para determinar el estado de daño de una estructura. Por ejemplo la matriz será diferente antes y después de un sismo intenso.

#### III.4.3. Análisis estructural tridimensional

Para realizar el análisis estructural tridimensional se usó un modelo como el que se muestra en planta en la figura 3.2a. Consta de cuatro columnas y un muro estructural empotradas en su base. En este modelo, el centro de masas coincide con el centro geométrico; la rigidez de las columnas es la misma para cada una de ellas; y el sistema de piso es infinitamente rígido en su plano por lo que tiene un comportamiento de diafragma rígido.

Al aplicar un desplazamiento unitario en la dirección X, permitiendo solo el desplazamiento en esta dirección (figuras 3.2b, 3.2c y 3.2d). Las ecuaciones de equilibrio en dirección X, Y y de rotación en Z son:

$$\sum F_X = F_X - R_{X1} - R_{X2} = 0 \quad \Rightarrow \quad F_X = R_{X1} + R_{X2} = k_{11} \quad (3.12)$$

$$\sum F_Y = 0 = k_{21}$$

$$\sum M_{CM} = M_\theta - R_{X1} \frac{h}{2} + R_{X2} \frac{h}{2} = 0 \quad \Rightarrow \quad M_\theta = (R_{X1} - R_{X2}) \frac{h}{2} = k_{31} \quad (3.13)$$

donde:

$\sum F_X$  = suma de fuerzas en la dirección X

$\sum F_Y$  = suma de fuerzas en la dirección Y

$\sum M_{CM}$  = suma de momentos respecto al centro de masas

$R_{Xi}$  = reacción o rigidez del i-ésimo elemento estructural

$M_\theta$  = momento generado por el desplazamiento impuesto

$k_{ii}$  = rigidez de la estructura en la dirección del desplazamiento

Para desplazamiento en la dirección Y (fig. 3.2c)

$$\sum F_X = 0 = k_{12}$$

$$\sum F_Y = F_Y - R_{Y1} - R_{Y2} = 0 \quad \Rightarrow \quad F_Y = R_{Y1} + R_{Y2} = k_{22} \quad (3.14)$$

$$\sum M_{CM} = M_\theta - R_{Y1} \frac{a}{2} + R_{Y2} \frac{a}{2} = 0 \quad \Rightarrow \quad M_\theta = (R_{Y1} - R_{Y2}) \frac{a}{2} = k_{32} \quad (3.15)$$

Por último, al aplicar un giro unitario sobre el CM:

$$\sum F_x = F_x + R_{x2} \frac{h}{2} - R_{x1} \frac{h}{2} = 0 \quad \Rightarrow \quad F_x = (R_{x1} - R_{x2}) \frac{h}{2} = k_{13} \quad (3.16)$$

$$\sum F_y = F_y - R_{y1} \frac{a}{2} + R_{y2} \frac{a}{2} = 0 \quad \Rightarrow \quad F_y = (R_{y2} - R_{y1}) \frac{a}{2} = k_{23} \quad (3.17)$$

$$\sum M_{CM} = F_\theta - (R_{x1} + R_{x2}) \frac{h}{2} \frac{h}{2} - (R_{y1} + R_{y2}) \frac{a}{2} \frac{a}{2} = 0 \quad \Rightarrow$$

$$F_\theta = (R_{y1} + R_{y2}) \frac{a^2}{4} + (R_{x1} + R_{x2}) \frac{h^2}{4} = k_{33} \quad (3.18)$$

A partir de estas ecuaciones se obtiene la matriz de rigidez global de la estructura, esto es:

$$\begin{bmatrix} \frac{R_{x1} + R_{x2}}{0} & 0 & (R_{x1} - R_{x2}) \frac{h}{2} \\ 0 & \frac{R_{y1} + R_{y2}}{2} & (R_{y2} - R_{y1}) \frac{a}{2} \\ (R_{x1} - R_{x2}) \frac{h}{2} & (R_{y2} - R_{y1}) \frac{a}{2} & (R_{x1} + R_{x2}) \frac{h^2}{4} + (R_{y1} + R_{y2}) \frac{a^2}{4} \end{bmatrix} = [K] \quad (3.19)$$

compactando:

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix} \quad (3.20)$$

#### III.4.4. Detección de elementos estructurales dañados

Para determinar el daño en una estructura como la de la figura 3.2 pero que ahora sólo tiene dos elementos estructurales y sólo se puede desplazar en una sola dirección y rotar sobre su centro de masa se propone el método "Cálculo del Cambio de Rigidez" (CCR) que tiene lo siguiente:

La matriz global de la estructura está compuesta por la suma de la matriz de rigidez de cada elemento:

$$[K] = [k]_1 + [k]_2 \quad (3.21)$$

donde:

$$[k]_i = \text{matriz de rigidez del } i\text{-ésimo elemento}$$

Por otro lado, la  $[K]$  se calculó con los modos y frecuencias de vibrar según la ecuación (3.11) por lo que es conocida.

Se desea conocer la rigidez lateral que aporta cada elemento estructural, igualando los miembros de la matriz de rigidez global calculada con la ecuación (3.11) con los miembros de la matriz de rigidez de la ecuación (3.19):

$$(R_{y1} - R_{y2}) \frac{h}{2} = k_{13} \quad (3.22)$$

$$(R_{y1} + R_{y2}) \frac{a^2}{4} + (R_{x1} + R_{x2}) \frac{h^2}{4} = k_{33} \quad (3.23)$$

Como los únicos valores que se desconocen son  $R_{vi}$  se tiene un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas, que al resolverlas produce como resultado la rigidez lateral de cada uno de los elementos estructurales.

Para determinar el daño en cada elemento estructural, basta con realizar este procedimiento antes y después de la excitación sísmica para determinar el cambio de la rigidez de cada uno. El daño se presenta como el porcentaje de rigidez que perdió el elemento estructural:

$$dk_i = 1 - \frac{R_{vi}^*}{R_{vi}} \quad (3.24)$$

donde:

$dk_i$  = rigidez que conserva el i-ésimo elemento

$R_{vi}^*$  = rigidez lateral del i-ésimo elemento después de la excitación

$R_{vi}$  = rigidez lateral del i-ésimo elemento antes de la excitación

### Comentarios

Aunque la determinación de la ductilidad máxima demandada es relativamente sencillo, por lo que su uso es frecuente para caracterizar el daño, posee limitaciones.

El método CCR puede ser de gran utilidad para determinar la pérdida de rigidez en los elementos estructurales. Otros métodos también caracterizan el daño (Sosa, 1998, Fierro, 2001) de esta forma, pero la ventaja de este método es que el procedimiento es sencillo y el resultado se obtiene de forma cerrada.

## **CAPÍTULO IV**

### **MODELO ESTUDIADO**

En este capítulo se presenta el diseño del modelo estudiado así como el análisis de la relación que existe entre la resistencia y la rigidez de los elementos estructurales al ser diseñados de acuerdo con las NTCDS.

#### **IV.1. Descripción del modelo**

El modelo estudiado es una estructura de cortante que tiene dos elementos resistentes empotrados en la base unidos a través de un piso infinitamente rígido en su plano (figura 4.1a y 4.1b). El diseño se hace de acuerdo con las diferentes versiones de las NTCDS a partir de 1987 y un criterio adicional que consiste en no restar el cortante por torsión en el criterio de diseño de 1987.

Al proponer una estructura simple se facilita el observar los efectos que tiene el fenómeno de torsión en los elementos estructurales.

En el caso de una estructura simétrica, la rigidez de los elementos estructurales será igual entre sí, después se varió la rigidez en cada uno de ellos, manteniendo constante la rigidez lateral del entrepiso. Para generar valores de excentricidad de 0.1b a 0.4b, al elemento 1 se le incrementó su rigidez (elemento más rígido), mientras que la del elemento 2 (elemento menos rígido) se redujo.

Al diseñar, se calcularon diferentes resistencias en los elementos estructurales por lo que el modelo también es asimétrico en resistencias.

Para el cálculo de la resistencia de los elementos estructurales se utilizan las ecuaciones (2.10), (2.11), y (2.13) determinando el cortante directo, por torsión y total.

Debido que la losa se comporta como un diafragma rígido, el movimiento del sistema puede ser descrito con dos grados de libertad, es decir, traslación  $u(t)$  y rotación  $\theta(t)$  del centro de masas figura 4.1b.

#### IV.2 Propiedades estructurales

Las características dinámicas y las propiedades geométricas del modelo se proponen de tal manera que pueda representar un entrepiso de un edificio de varios niveles. Con estos datos y las siguientes ecuaciones se calculó la frecuencia circular ( $\omega$ ) y la masa traslacional ( $m$ ):

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (4.1)$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \therefore$$

$$m = \frac{k}{\omega^2} \quad (4.2)$$

Las características dinámicas y propiedades geométricas de la estructura se presentan en la tabla 4.1.

### IV.3. Cálculo de la resistencia de los elementos estructurales

El factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ), que se propuso para el diseño de la resistencia de los elementos estructurales, fue el valor máximo que permite el Reglamento que depende del año que se publicó. Para el caso de las NTCDS1987 el valor de  $Q$  es igual a 4 para todos los valores de excentricidad estática. Para las Normas de 1995 y 2001 el valor de  $Q=4$  para una excentricidad estática menor de 0.2b y para mayores se utilizó una  $Q=2$ . El modelo se ubicó en la zona sísmica III, por lo que el coeficiente sísmico ( $c$ ) es igual a 0.4. En todas las versiones de las Normas editadas en 1987 y 1995 se indica que la estructura que no satisfaga las condiciones de regularidad el factor de comportamiento sísmico se debe multiplicar por 0.8. En este caso, la condición de regularidad que no cumple el modelo es cuando se presentan excentricidades mayores a 0.1b. En las normas del 2001 este valor cambia, pudiendo ser 0.9, 0.8 ó 0.7 dependiendo de la irregularidad del edificio.

El cálculo del cortante directo de cada elemento se realizó utilizando la ecuación (2.10). Se calculó el cortante total de acuerdo a las diferentes versiones de las normas técnicas y uno adicional que también corresponde a las normas de 1987 pero sin restar el cortante por torsión.

A continuación se muestran los cálculos de diseño para el caso de  $e/b = 0.1$  de acuerdo a las NTCDS1995:

$$W= 3,727.25 \text{ kg}$$

$$Q= 4$$

El cociente del coeficiente sísmico entre el factor de comportamiento sísmico

$$\frac{c}{Q} = 0.1$$

Este valor indica cuál es la proporción del peso de la estructura que se debe tomar para el diseño sísmico estático, esto es:

$$I_s = 0.1W = 372.73 \text{ kg}$$

Proporcionalmente a la rigidez de cada elemento se distribuye el cortante directo

$$k_1 = 9,000 \text{ kg/m}$$

$$k_2 = 6,000 \text{ kg/m}$$

$$I_{d1} = \frac{9000 * 372.73}{15000} = 223.65 \text{ kg}$$

$$I_{d2} = 149.1 \text{ kg}$$

Se establece la distancia de cada elemento al CT

$$y_1 = 4.8 \text{ m}$$

$$y_2 = 7.2 \text{ m}$$

Se obtiene el producto de la rigidez de cada elemento por el cuadrado de su distancia al CT

$$k_1 * y_1^2 = 207260 \text{ kg-m} = 207.26 \text{ t-m}$$

$$k_2 * y_2^2 = 311.04 \text{ t-m}$$

Se calcula la excentricidad de diseño con las ecuaciones (2.7) y (2.8)

$$e_{d1} = 1.5 * 1.2 + 0.1 * 12 = 3.0 \text{ m}$$

$$e_{d2} = 1.2 - 0.1 * 12 = 0$$

Para calcular el cortante por torsión se toma la excentricidad que resulte más desfavorable para el elemento estructural

$$M_{11} = 0 \cdot 0.372.73 = 0$$

$$M_{12} = 3 \cdot 0.37273 = 1.1182 \text{ t-m}$$

Con la ecuación (2.11) se calculó el cortante por torsión

$$V_{t1} = \frac{9 \cdot 4.8 \cdot 0}{518.3} = 0$$

$$V_{t2} = \frac{6 \cdot 7.2 \cdot 1.1182}{518.3} = 93.2 \text{ kg}$$

Sumando cortante directo y el cortante por torsión de cada elemento se obtiene el cortante de diseño de cada uno de ellos:

$$V_{T1} = 223.65 + 0 = 223.65 \text{ kg}$$

$$V_{T2} = 186.37 + 93.2 = 242.3 \text{ kg}$$

Los resultados de los otros casos estudiados se presentan en la tabla (4.2).

#### IV.4. Relación entre rigidez y resistencia

La rigidez de los elementos estructurales se relaciona con su resistencia al ser diseñado por torsión de acuerdo con las Normas Técnicas. Para observar dicha relación se efectuó el cociente de la rigidez del elemento más rígido (elemento 1) entre elemento menos rígido (elemento 2). Los resultados fueron graficados poniendo la excentricidad estática en el eje de las abscisas y al cociente en el eje de las ordenadas. También, se calculó la relación de rigidez, estos resultados también fueron graficados poniendo a la excentricidad estática en el eje de las abscisas y el cociente en el eje de las ordenadas.

La resistencia de los elementos estructurales se calculó de dos formas, una restando el cortante por torsión y otra sin restarlo. Cabe señalar que el factor de comportamiento sísmico o el factor por irregularidad, que aumentan la resistencia, no influyen en esta relación ya que la afectación de estos factores incrementa de igual manera la resistencia de los elementos. Por ello sólo se tomó los dos casos anteriormente mencionados.

En la figura 4.2 se graficó la relación de resistencias donde se consideró el cortante negativo por torsión. Se observa que conforme crece la asimetría de la estructura, es decir, al aumentar la rigidez del elemento 1, la resistencia de éste es menor que la del elemento 2. Lo anterior se debe a que al diseñar, el elemento 1 tiene una descarga debido al cortante por torsión. Por otra parte, el elemento 2 tiende a ser el más resistente por el cortante por torsión que se le adiciona al cortante directo. Es por ello que la gráfica empieza con el valor de 1 (estructura simétrica) y tiende a disminuir.

En la figura 4.3 se presenta la gráfica de la relación de rigideces. Al ir cambiando la rigidez de los elementos la curva tiende a crecer lo que indica que el cortante directo que tiene que soportar el elemento 1 crece también, y por tanto el cortante directo del elemento 2 disminuye.

Al comparar la gráfica de relación de resistencias donde se resta el cortante por torsión con la gráfica de relación de rigideces, se observó que presentan un comportamiento inverso. Esto resulta contradictorio, ya que por la relación que existe entre la rigidez y el cortante directo se esperaría que, el elemento más rígido fuera el más resistente, sin embargo, resulta lo contrario. Esto se debe a que se acepta que el cortante por torsión llega a generar descarga, por lo que el fenómeno de torsión genera una fuerza contraria al cortante directo del elemento 1.

La gráfica de relación de resistencias donde no se resta el cortante por torsión figura 4.4 tiene en su inicio un comportamiento decreciente, pero al ir aumentando la excentricidad, éste va cambiando hasta que se vuelve creciente de forma discreta. Este comportamiento se debe a que, en su inicio, la excentricidad de diseño para el elemento 2 es mayor que la del elemento 1.

ocasionando que el cortante por torsión y total sea mayor en el elemento 2. Pero al ir incrementando la excentricidad, el cortante total del elemento 1 que es proporcional a su rigidez va aumentando de tal manera que llega a superar al que se genera en el elemento 2 por lo que la curva tiende a crecer.

Comparando la gráfica descrita anteriormente con la de relación de rigidez se observó que el comportamiento de éstas es parecido en un tramo. Porque al no restar el cortante por torsión al elemento 1 se conserva la proporción de rigidez y resistencia. Al aumentar la excentricidad estructural, esta proporción causa que la resistencia del elemento 1 llegue a ser mayor a la del elemento 2, a partir de valores de excentricidad mayores a 0.2b, a pesar de que a éste último se le suma el cortante por torsión. Como ambas curvas presentan comportamiento similar, se observó que el diseño es más adecuado pues el elemento más rígido es el más resistente y esto se logró considerando sólo la fuerza desfavorable generada por el momento torsionante.

### Comentarios

En los elementos estructurales que se diseñan restando el cortante por torsión, se genera desproporción entre su resistencia y rigidez.

Por otra parte, el comportamiento de la relación de resistencias y de rigideces cuando no se resta el cortante por torsión, es más adecuada en lo referente a proporción entre rigidez y resistencia. Pues el elemento más rígido se hace el más resistente a partir de excentricidades mayores a 0.2b.

Cuando ocurren sismos de gran magnitud y si los elementos estructurales sufren daño, la relación de rigidez o la de resistencia cambian debido a que, generalmente, existe pérdida de rigidez y/o resistencia. Para poder evaluar de manera más realista el diseño de la resistencia de los elementos estructurales que se propone en el RCDF y sus NTCDS en los capítulos siguientes se presenta un análisis paso a paso del modelo propuesto con dos tipos de comportamiento no lineal.

## CAPÍTULO V

# DAÑO EN ESTRUCTURAS ELASTO-PLÁSTICAS ASIMÉTRICAS

En el presente capítulo se estudió la respuesta del modelo propuesto en el capítulo anterior. El análisis se realizó para los cuatro diseños de los elementos estructurales. Será excitado por un acelerograma originado a partir de la componente E-W del registro del sismo del 19 de septiembre de 1985 (figura 5.1). Este registro tiene una intensidad de Arias similar al acelerograma original (Escobar, 1994).

### V.1. Relación carga-desplazamiento

El comportamiento de los elementos resistentes se idealizó como un modelo elasto-plástico sin degradación.

### V.2. Herramienta de cálculo

Para realizar el análisis dinámico no lineal de las estructuras se utilizó el programa DYNDIR, desarrollado en la Universidad de Auckland, Nueva Zelandia (Guillis, 1979), modificado y actualizado en la Universidad de Cornell (Escobar, 1994). Este programa es capaz

de modelar el comportamiento inelástico de elementos viga y viga-columna con diferentes criterios de fluencia, que van desde el comportamiento de flexión alrededor de un eje de simetría, hasta el que toma en cuenta la interacción entre flexión biaxial y carga axial, lo que permite calcular la respuesta de estructuras tridimensionales. El programa DYNDIR utiliza el concepto de articulaciones plásticas para modelar la fluencia, pudiendo reproducir comportamiento tanto elastoplástico como bilineal, siendo necesario en este último caso definir la pendiente de la inelástica del diagrama fuerza-desplazamiento.

El método de integración numérica utilizado en el DYNDIR se basa en la hipótesis de que la aceleración es constante durante el intervalo de integración (llamado  $\beta$  de Newmark, utilizando el valor de  $\beta=1/4$ ), método incondicionalmente estable. La precisión de los resultados depende del tamaño del paso de integración. Para nuestro caso el paso de integración será igual al intervalo de digitación de la excitación sísmica, 0.02 s.

Este programa proporciona como una medida de daño la ductilidad máxima demandada, la energía histerética, la ductilidad acumulada y el número de incursiones en el intervalo inelástico, entre otros. En este caso sólo se tomó como medida de daño la ductilidad máxima demandada debido a que es un modelo elasto-plástico no presenta degradación de rigidez.

### V.3. Caracterización del comportamiento estructural

Al diseñar el modelo de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS1987), se obtuvo la figura 5.2 al graficar la excentricidad estática en el eje de las abscisas y la ductilidad máxima demandada normalizada, que consistió en determinar la relación de la ductilidad de los elementos entre la correspondiente ductilidad del modelo simétrico, en el eje de las ordenadas. Se observa el siguiente comportamiento de los elementos estructurales así como de la estructura en forma global:

El elemento I presentó mayor daño, debido a que la ductilidad máxima demandada que presentó fue de magnitud mayor, que el modelo simétrico para excentricidades menores de

0.14b aproximadamente. Lo anterior indica que la resistencia proporcionada a este elemento en dicho intervalo no fue la adecuada para mantener una respuesta con el mismo daño o menor, que el simétrico. Para valores mayores de excentricidad a 0.14b se observó que la ductilidad máxima demandada es menor que la del modelo simétrico, lo que indica que el elemento estructural tiene un mejor comportamiento conforme aumenta la excentricidad estática. A pesar de que el elemento presentó una mejor respuesta, se tuvo otro problema que fue la carencia de uniformidad ya que se observaron altibajos a lo largo de todo su comportamiento, lo que indica que las medidas adoptadas no proporcionan un comportamiento uniforme a lo largo de todo del intervalo.

Para el elemento 2 se observó que el daño, tiende a disminuir conforme aumenta la excentricidad. Este comportamiento es aceptable pues se puede suponer un comportamiento regular del elemento por lo que se puede establecer que conforme aumenta la excentricidad el elemento ofrece una respuesta cada vez más adecuada.

Al analizar la semejanza del comportamiento de los elementos estructurales se encontró que el daño con las diferencias más grandes para valores de  $e/b$  inferiores a 0.2, que el presentado para valores mayores a éste. Por lo que el comportamiento observado para excentricidades menores a 0.2b no es deseable.

La siguiente etapa se realizó diseñando los modelos de acuerdo con las NTCDS1987, pero con una modificación. Al calcular la resistencia total de los elementos estructurales no se restó el cortante por torsión al elemento de mayor rigidez. Nuevamente se graficó la ductilidad máxima demandada vs excentricidad estática y se obtuvo la figura 5.3 en la que se observa lo siguiente:

Se presentó más daño en el elemento 1 para modelos asimétricos que el obtenido en el simétrico para valores de excentricidad menores de 0.14b, aproximadamente. Sin embargo, para valores de excentricidad mayores a 0.14b el elemento tiene una respuesta más adecuada, obteniendo menor daño que el simétrico. También se observa que presenta una tendencia a

disminuir el daño, y así se logra más uniformidad en el comportamiento comparado con el modelo anterior.

La modificación realizada para este diseño no afectó de manera significativa el comportamiento del elemento 2, si bien se presentan ductilidades menores que las anteriores la variación no es considerable.

Al analizar la comparación del comportamiento de los elementos estructurales se encontró un cambio favorable en las respuestas. Se logró que la respuesta de los elementos fuera más similar entre ellos que en el diseño anterior. El comportamiento descrito se presentó para valores de excentricidad mayores de  $0.17b$ . Para valores de excentricidad menores se continuó presentando el problema de comportamiento distinto de los elementos estructurales ya que las curvas tienen pendientes de distinto signo.

Para el siguiente criterio de diseño se calcularon las resistencias de acuerdo con las NTCDS1995. El modelo se sometió al mismo acelerograma que los anteriores y los resultados se presentan en la figura 5.4 y se concluyó:

Para el elemento 1 se obtuvo una curva que tiene una pendiente ascendente hasta una excentricidad de  $0.1b$ , lo que indica que el elemento estructural presenta un comportamiento menos adecuado que el simétrico en ese intervalo. Después de este punto, muestra una tendencia a descender de manera pronunciada, lo que permite observar que las medidas propuestas para prevenir problemas por torsión fueron efectivas. Cuando la excentricidad es mayor a  $0.3b$  se observa que la curva se estabiliza en un intervalo.

Para este criterio de diseño el elemento 2 continua presentando una curva descendente como en los diseños anteriores, pero ahora la ductilidad máxima demandada que se obtiene es menor que la de los anteriores criterios.

Al comparar el comportamiento de los elementos 1 y 2 se observa que continúa existiendo una diferencia para excentricidades menores a  $0.2b$ . Sin embargo, para

excentricidades mayores que el valor anteriormente mencionado se observó que las curvas de los elementos se vuelven similares, además que el daño se reduce alrededor de un 80% del modelo simétrico.

Por último, se analizó la respuesta que presentan los elementos estructurales al ser diseñados de acuerdo a las NTCDS2001, que contienen las más recientes modificaciones respecto al diseño sísmico por torsión. Los resultados obtenidos se muestran en la figura 5.5 en la que se observa lo siguiente:

La respuesta presentada por el elemento 1 continuó siendo mayor que la del modelo simétrico para valores de excentricidad menores de 0.14b, aproximadamente. Para excentricidad mayores se observó que este elemento es el que tiene el mejor comportamiento de todos los criterios de diseño revisados. La curva que presentó muestra una pendiente descendente a partir de 0.1b hasta 0.3b lo que indica que conforme aumenta la excentricidad el elemento responde de mejor forma, además, aunque para valores mayores a 0.3b la ductilidad no disminuye, su valor se mantiene dentro de un intervalo presentando un buen comportamiento.

Para el elemento 2 el daño disminuye de manera poco notoria por lo que su curva de ductilidad máxima demandada presenta una pendiente semejante a la obtenida con el criterio de diseño de acuerdo con las NTCDS1995.

Con este nuevo criterio de diseño se logró que la respuesta de los elementos sea más parecida entre ellas, aunque sigue presentándose el problema para valores de  $e/b$  menores que 0.14 aproximadamente.

Después de haber realizado el análisis de las distintas Normas de diseño sísmico se puede observar que el comportamiento estructural que se obtiene al diseñar de acuerdo con las NTCDS1987 es el más desfavorable comparado con las versiones más recientes, lo que indica que la normatividad ha cambiado para ofrecer mayor seguridad a las personas e inmuebles.

Para el diseño de acuerdo con las NTCDS1987 pero sin restar cortante por torsión se observó una mejoría en el comportamiento respecto a las normas originales. Además, al comparar los resultados obtenidos con esta propuesta y los que se presentaron al diseñar con las NTCDS1995 se observó que el comportamiento en conjunto de los elementos fue mejor en el caso de las NTCDS1987 sin restar cortante por torsión pues las curvas de sus elementos estructurales son similar entre si en un intervalo más amplio que para el caso de las NTCDS1995.

Un problema que se presentó en todos los criterios de diseño fue la ductilidad máxima demanda que se obtuvo como respuesta del elemento 1 para valores excentricidad inferiores a 0.15b aproximadamente. Este problema continuó ya que no se ha propuesto una modificación en la normatividad que afecte a este intervalo.

### **Comentarios**

De acuerdo a los resultados obtenidos en este capítulo se puede concluir que el criterio de diseño de acuerdo con las NTCDS1987 pero sin restar el cortante por torsión mejoró el comportamiento de los elementos estructurales sin tener que aumentar la resistencias de los elementos estructurales al doble como se hace al diseñar con el criterio de las Normas publicadas en 1995.

Al tener incertidumbre en el comportamiento inelástico por torsión sísmica en las estructuras en algunos casos los cambios en las Normas han reforzado todos los elementos de la edificación sin poner énfasis a los que resultan con mayor magnitud de daño. Tal es el caso la disminución del valor del factor de comportamiento sísmico.

Al tener presente que para valores de excentricidad mayores se agudiza la problemática ocasionada por del fenómeno de torsión las Normas Técnicas han reforzado a la estructura para valores de excentricidad mayores a 0.2b y sólo se hacen modificaciones pequeñas para valores de excentricidad menores a éste por lo que los elementos estructurales pueden sufrir más daño que el modelo simétrico, lo que se puede observar en los resultados obtenidos.

## CAPÍTULO VI

# DAÑO EN ESTRUCTURAS ASIMÉTRICAS CON DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ Y RESISTENCIA

Se presentan los resultados obtenidos después de someter al modelo a la excitación sísmica de la componente E-W del registro SCT, que presentó la aceleración máxima en el temblor del 19 de septiembre de 1985 (figura 6.1). Se utiliza el programa CANNY-E (Kang-Ning, 1997) para obtener parámetros que permitan medir la pérdida de rigidez que es usado para caracterizar el comportamiento de los elementos estructurales.

### VI.1. Relación carga-desplazamiento

El comportamiento de los elementos resistentes del modelo se idealizó de acuerdo con una ley de degradación bilineal que consiste en la degradación de rigidez y resistencia de los elementos. La degradación de estas propiedades dependerá de la magnitud de la fuerza inducida por el movimiento del suelo y del número de ciclos histeréticos que se presenten.

## VI.2. Herramienta de cálculo y calibración

Para realizar el análisis dinámico no lineal de las estructuras se utilizó el programa CANNY-E (Kang-Ning, 1997), es un programa desarrollado para el análisis tridimensional de estructuras de distintos materiales (concreto, acero, mampostería, entre otros), la integración numérica de la ecuación de movimiento se realiza con el método  $\beta$  Newmark. Incluye diferentes tipos de modelos de histéresis para representar el comportamiento no lineal de varios materiales. Este programa realiza los siguientes tipos de análisis:

- elástico bajo cargas estáticas.
- modos y periodos de vibración,
- inelástico bajo cargas estáticas,
- pseudodinámico (modelos simplificados formados por masas y resortes) y dinámicos a partir de la aceleración del suelo.

El programa puede simular el comportamiento de elementos viga-columna y elementos armadura con orientación arbitraria, elementos muro, elementos resorte, elementos cable y elementos de varios resortes (multiresortes).

Las vigas, pueden estar sujetas a flexión uniaxial y a deformaciones por cortante, así como a cargas axiales. Los elementos columna pueden estar sujetos a flexión unitaria (marcos planos) o biaxial (marcos tridimensionales), así como a deformación por cortante y por carga axial.

Para conocer el nivel de aproximación del programa CANNY-E se calculó el periodo traslacional del modelo, que fue propuesto anteriormente. Además, se realizó una comparación de la respuesta obtenida con el programa DYNDIR y el CANNY-E de la estructura, asignando un comportamiento elástico.

La calibración consistió en calcular el periodo de vibración de la estructura con los dos programas mencionados anteriormente.

También se calcularon las historias de desplazamientos del centro del piso figura (6.2a y 6.2b). Como se puede observar, las respuestas elásticas calculadas son prácticamente iguales en los dos programa.

### **VI.3. Caracterización del comportamiento estructural**

Después de haber realizado la calibración del modelo, se realizó el análisis del modelo con los criterios de diseño mencionados. Para presentar los resultados se graficó nuevamente la ductilidad máxima demandada normalizada respecto a la del modelo simétrico vs excentricidad estática normalizada con respecto a la dimensión de la plata  $b$  y adicionalmente la pérdida de rigidez vs excentricidad estática. Lo anterior tuvo por objetivo tratar de evaluar qué tan efectiva es la ductilidad máxima demanda para cuantificar el daño.

#### **VI.3.1. Ductilidad máxima demandada**

Los resultados del modelo diseñado según el criterio de las NTCDS1987 se presentan en la figura 6.3 en donde se presenta la ductilidad máxima demandada vs excentricidad estática. En esta gráfica se puede observar lo siguiente:

Para el elemento 1 se observa que la tendencia de la ductilidad máxima demandada está por debajo del daño presentado por el modelo simétrico en todo el intervalo. Cabe señalar, que el menor valor de la ductilidad máxima demanda se presentó para una excentricidad de  $0.2b$  lo que indica que el diseño para valores de excentricidad mayores, la resistencia no fue lo suficientemente efectiva para mantener el daño en descenso.

El elemento 2 presentó también una curva con tendencia a descender y por lo tanto el elemento sufre cada vez menos daño al ir aumentando la excentricidad.

Al comparar la respuesta del elemento 1 con la del 2 se observó que presentan curvas semejantes en casi todo el intervalo, lo que indica que el daño que se pueda presentar no varía

demasiado. Aunque para excentricidades mayores a  $0.3b$  la diferencia en la ductilidad máxima demandada se fue incrementando indicando que para valores de excentricidad mayores a  $0.3b$  se tiene un comportamiento más deficiente que el presentado en el intervalo de  $0.0$  a  $0.3b$ .

Al realizar los análisis para el modelo diseñado de acuerdo con las NTCDS1987 pero sin restar el cortante por torsión se obtuvo la respuesta que se muestra en la figura 6.4.

En esta figura se observa que la ductilidad máxima demandada del elemento 1 presenta una curva con tendencia a disminuir hasta  $e/b=0.3$  y a partir de allí tiende a crecer con una pendiente menor a la anterior. La curva indica que conforme el modelo gana asimetría la estructura se comporta mejor.

Para la respuesta del elemento 1 se obtuvo una curva de ductilidad máxima demandada con pendiente negativa a lo largo de todo el intervalo de  $e/b$ . Por lo que este elemento estructural tiene un comportamiento más aceptable al aumentar la excentricidad.

Al comparar el comportamiento de los elementos 1 y 2 se observa que no difieren de manera considerable. Además, las curvas de ductilidad máxima demandada de cada uno de los elementos son parecidas entre sí. Se observa que al no restar el cortante por torsión se logra un mejor comportamiento del elemento 1, el más rígido.

Al diseñar el modelo de acuerdo con las NTCDS1995 se obtuvieron los resultados que se muestran en la figura 6.5 y en los cuales se observa que:

La curva del elemento 1 presentó un comportamiento similar al mostrado por los criterios de diseño anteriormente analizados. Aunque para excentricidades mayores a  $0.2b$  se obtuvo una disminución de la magnitud del daño. Sin embargo, para una excentricidad de  $0.4b$  la magnitud de daño que se presentó es parecido al obtenido con el diseño anterior.

Se observó que para el elemento 2 las medidas implantadas según estas normas ayudaron a disminuir el daño para valores de excentricidad mayores que  $0.2b$ , pero no de forma significativa. La pendiente que presentó a partir de  $0.1b$  es más pronunciada que la observada en los criterios de diseño anteriores, indicando que mejoró la respuesta.

Con las modificaciones realizadas en estas Normas se obtuvo una respuesta de cada uno de los elementos fuera más parecido entre ellas respecto a los anteriores criterios de diseño.

Para el diseño de acuerdo con las NTCDS2001 se obtuvo el comportamiento mostrado en la figura 6.6 observando que:

La curva del elemento 1 presentó una pendiente negativa a lo largo de todo el intervalo, aunque para valores de excentricidad mayores que  $0.3b$  la pendiente disminuye. Lo anterior indica que la propuesta de no restar el cortante por torsión es adecuada ya que se genera una estructura con un mejor comportamiento conforme aumenta la excentricidad.

Para el elemento 2 se obtuvo una curva de ductilidad máxima demandada que también es descendente para todo  $e/b$ , no se observa que su comportamiento mejorara comparando con los anteriores criterios de diseño ya que las curvas de ductilidad máxima demandada son similares.

### **VI.3.2. Degradación de rigidez**

La respuesta del modelo diseñado con las NTCDS1987, caracterizada como la pérdida de rigidez se presenta en la figura 6.7 observándose lo siguiente:

La curva del elemento 1 tiene una pendiente negativa hasta llegar a  $0.3b$ , aunque menor que la presentada cuando se obtuvo al caracterizar el daño con la ductilidad máxima demandada. Después de  $e/b=0.3$  la pendiente cambia a positiva pero con una magnitud menor que la de la negativa. Lo anterior indica que a medida que aumenta la excentricidad se obtiene una respuesta más adecuada del elemento, comparando respecto al modelo simétrico.

La respuesta del elemento 2 es parecida a la del elemento 1, es decir, la curva de éste tiene una tendencia a descender hasta llegar a  $0.3b$ , después presenta un ligero crecimiento aunque el daño presentado es menor que el del elemento 1. Este comportamiento indica que el elemento 2 tiene mejor respuesta al aumentar la excentricidad.

La pérdida de rigidez de ambos elementos estructurales prácticamente no difiere para valores de excentricidad menores a  $0.2b$ . Para valores mayores la diferencia aumenta, pero es menor a la presentada con la caracterización por medio del comportamiento de la ductilidad máxima demandada.

Para el criterio de diseño de acuerdo con las NTCDS1987 pero sin restar el cortante por torsión se obtuvieron las siguientes curvas de pérdida de rigidez, figura 6.8 en las cuales se observa que:

El elemento 1 muestra una disminución del daño conforme aumenta la excentricidad y la pendiente es de magnitud mayor que la obtenida en la respuesta del criterio de diseño anterior. Para valores de excentricidad de  $0.3b$  en adelante se observó que la curva tiende a crecer aunque el elemento tiene un mejor comportamiento que en el criterio de diseño anterior.

De la curva de pérdida de rigidez del elemento 2 se observa que es más pronunciada que la del criterio de diseño anterior, es decir, aunque su resistencia no se modifica y sólo se realizó el aumento de resistencia en el elemento 1, ésto sirvió para mejorar la respuesta del elemento 2.

Al comparar la respuesta de los elementos 1 y 2 se observa que su comportamiento sigue siendo aceptable, los elementos presentan curvas similares entre sí y los valores obtenidos de daño no difieren en más de un diez por ciento.

Los resultados del modelo diseñado con las NTCDS1995 se presentan en la figura 6.9 donde se observa:

La respuesta del elemento 2 es parecida a la del elemento 1, es decir, la curva de éste tiene una tendencia a descender hasta llegar a 0.3b, después presenta un ligero crecimiento aunque el daño presentado es menor que el del elemento 1. Este comportamiento indica que el elemento 2 tiene mejor respuesta al aumentar la excentricidad.

La pérdida de rigidez de ambos elementos estructurales prácticamente no difiere para valores de excentricidad menores a 0.2b. Para valores mayores la diferencia aumenta, pero es menor a la presentada con la caracterización por medio del comportamiento de la ductilidad máxima demandada.

Para el criterio de diseño de acuerdo con las NTCDS1987 pero sin restar el cortante por torsión se obtuvieron las siguientes curvas de pérdida de rigidez, figura 6.8 en las cuales se observa que:

El elemento 1 muestra una disminución del daño conforme aumenta la excentricidad y la pendiente es de magnitud mayor que la obtenida en la respuesta del criterio de diseño anterior. Para valores de excentricidad de 0.3b en adelante se observó que la curva tiende a crecer aunque el elemento tiene un mejor comportamiento que en el criterio de diseño anterior.

De la curva de pérdida de rigidez del elemento 2 se observa que es más pronunciada que la del criterio de diseño anterior, es decir, aunque su resistencia no se modifica y sólo se realizó el aumento de resistencia en el elemento 1, esto sirvió para mejorar la respuesta del elemento 2.

Al comparar la respuesta de los elementos 1 y 2 se observa que su comportamiento sigue siendo aceptable, los elementos presentan curvas similares entre sí y los valores obtenidos de daño no difieren en más de un diez por ciento.

Los resultados del modelo diseñado con las NTCDS1995 se presentan en la figura 6.9 donde se observa:

La pérdida de rigidez para el elemento 1 no mejoró para valores de excentricidad menores que 0.1b e incluso resultó con más daño que en con el criterio de diseño anterior en el intervalo de 0.1b a 0.2b. Para 0.2b a 0.3b disminuye de manera significativa, de una pérdida de rigidez de un 55 por ciento, aproximadamente, hasta un 37 por ciento. Para el valor de excentricidad de 0.4b el daño es mayor con este criterio de diseño que con el anterior lo que muestra que la modificación es más efectiva para valores de excentricidad mayores a 0.3b.

Analizando la curva del elemento 2 se observa que este criterio de diseño es más favorable que los criterios anteriores. Para valores de excentricidad menores que 0.2b la respuesta no se modifica de manera significativa pero para valores de excentricidad más grandes se observa que el daño disminuye, lo que indica que la modificación reforzó a este elemento.

Al comparar la respuesta de los dos elementos entre si se observa que es aceptable en casi todo el intervalo. Sólo cuando se presentan valores mayores que 0.3b las curvas de los elementos tienden a separarse lo que indica que un elemento puede tener más posibilidad de fallar.

Los análisis realizados para el criterio de diseño de acuerdo con las NTCDS2001 presentan los resultados que se muestran en la figura 6.10 en la que se observa que:

El elemento 1 presenta una curva que es la de mejor comportamiento de todos los criterios de diseño. Para el intervalo de 0.0 a 0.2b la respuesta muestra una mejoría en su comportamiento. Después, de 0.2b a 0.3b la pérdida de rigidez disminuye con respecto a de la que se obtuvo en el modelo simétrico. Aunque para valores de excentricidad mayores a 0.3b el daño aumenta, este no llega a ser de más de un 25 por ciento del daño presentado por el modelo simétrico. Cabe mencionar que para valores de excentricidad mayores que 0.3b el modelo presentó menor daño que con los criterios de diseño anteriores.

La curva del elemento 2 permite observar cómo el daño disminuye, a pesar de que con esta nueva normatividad no se dio más resistencia a éste. Es decir, el haber diseñado al elemento más rígido con mayor resistencia ayuda también a este elemento.

Las curvas de los elementos son semejantes entre si y la magnitud del daño no difiere en más de un diez por ciento por lo que se puede concluir que los elementos se comportan de forma similar, contribuyendo a una buena respuesta de toda la estructura.

### Comentarios

Las modificaciones hechas en las diferentes versiones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo han proporcionando mejoras en el comportamiento de los elementos estructurales, por lo tanto, al edificio. Algunas han sido más efectivas que otras. Por ejemplo, los resultados muestran que al no restar el cortante por torsión se genera un mejorar el comportamiento de los elementos más rígidos que cuando se disminuyó el factor de comportamiento sísmico.

La disminución del factor de comportamiento sísmico tiene más influencia en los elementos menos rígidos, es decir, provocó el descenso del daño. Aunque por lo general estos miembros son los que presentan mejor comportamiento en estructuras con asimetría.

Al no restar el cortante por torsión a los elementos estructurales más rígidos se proporciona mejor comportamiento a la estructura en general ya que son los elementos que presentaban mayor daño ocasionado por el fenómeno de torsión. La disminución del valor del factor de comportamiento sísmico proporciona más resistencia a todos los elementos estructurales sin poner énfasis en los que más daño sufrían.

Las modificaciones hechas en las Normas de 1995 al factor de comportamiento sísmico se debieron a que los efectos de la torsión inelástica son más pronunciados cuando mayor sea la  $\zeta$  de diseño (Rosenblueth y Gómez, 1991). Sin embargo, en los cambios realizados no se

Las curvas de los resultados para caracterizar la respuesta de los elementos mediante la ductilidad máxima demandada y con la pérdida de rigidez son parecidas en forma mas no en magnitud. En general, ambas curvas presentaron una tendencia similar entre si. Sin embargo, el daño medido como la ductilidad máxima demandada disminuye de mayor forma que el representado con la pérdida de rigidez.

Lo anterior se debe a que la ductilidad máxima demandada ignora factores importantes para caracterizar el daño, ya que sólo se basa en un instante de lo ocurrido durante el evento sísmico por lo que puede no ser la mejor medida de daño. Como se observa en las gráficas presentadas, la respuesta caracterizada como la pérdida de rigidez proporciona valores de daño más altos.

## CAPÍTULO VII

### CONCLUSIONES

En este trabajo se estudió el comportamiento inelástico de modelos de estructuras asimétricas debido a excitación sísmica. Se evaluaron diferentes criterios de diseño por torsión, la evolución del Reglamento para Construcciones del DF y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo y otro adicional que consistió en no restar el cortante generado por torsión a los diseños realizados con las NTCDS 1987.

Se discutió acerca de usar a la ductilidad máxima demandada como parámetro para caracterizar el daño estructural. Dadas sus limitaciones, además, se utilizó la pérdida de rigidez. Para su cálculo se propuso el método CCR. Se comparó la caracterización del daño que presentó cada uno de estos parámetros.

De los resultados obtenidos para los modelos estudiados en el presente trabajo, se obtienen las siguientes conclusiones:

Los resultados presentados muestran en general, que los cambios efectuados a partir de 1987 en el Reglamento para Construcciones del DF y sus Normas Técnicas Complementarias

para Diseño por Sismo han ayudado a que las estructuras asimétricas mejoren su comportamiento ante excitaciones sísmicas.

Aunque esta mejoría, en algunos casos, se logró proporcionando un aumento de la resistencia en toda la estructura y no en los elementos de los que era preferible mejorar su comportamiento.

En los diseños realizados con la normatividad anterior a la de 2001 se observó como al reforzar toda la estructura se logró un mejor comportamiento para excentricidades menores a 0.3b. Para excentricidades mayores esta medida no es del todo adecuada para los elementos más rígidos. Al no restar el cortante por torsión y diseñando con las NTCD1987 se observó que esto mejoró el comportamiento de la estructura en general. Esto es, se obtienen mejores resultados al no restar el cortante por torsión que al reducir el valor del factor de comportamiento sísmico.

Las modificaciones hechas en las Normas de 1995 al factor de comportamiento sísmico se debieron a que los efectos de la torsión inelástica son más pronunciados cuando mayor sea la  $Q$  de diseño (Rosenblueth y Gómez, 1991). Sin embargo, en los cambios realizados no se consideró cuáles eran los elementos que resultaban más influenciados por este efecto, lo que se comprueba en los resultados obtenidos al haber diseñado el modelo con este criterio.

Los efectos del fenómeno de torsión sísmica estructural en los edificios han ido disminuyendo, aunque estudios posteriores permitirán crear una reglamentación más adecuada para el diseño.

Las curvas de los resultados para caracterizar de la respuesta de los elementos mediante la ductilidad máxima demandada y con la pérdida de rigidez son parecidas en forma más no en magnitud. En general, ambas curvas presentaron una tendencia similar entre sí. Sin embargo, el daño medido con la ductilidad máxima demandada disminuye de mayor forma que el representado con la pérdida de rigidez.

Lo anterior se debe a que la ductilidad máxima demandada es una medida de daño útil. Sin embargo, su interpretación es limitada ya que no proporciona información en un intervalo de tiempo.

La pérdida de rigidez cuantifica de mejor forma el daño que sufren los elementos estructurales que la ductilidad máxima demandada ya que considera todo el intervalo de tiempo que dura el sismo.

El método de detección de daño estructural desarrollado en este trabajo, denominado "Cálculo del cambio de rigidez" (CCR) permitió evaluar la pérdida de rigidez en los elementos estructurales. A Diferencia de otros métodos propuestos recientemente para calcular daño estructural, (Sosa, 1998; Fierro, 2001) se tiene la ventaja que la solución es única y se obtiene de forma cerrada.

El presente trabajo ha mostrado las ventajas y desventajas que han surgido en el comportamiento de los elementos estructurales al modificar la normatividad del diseño sísmico por torsión en el DF. Como también, la variación de la magnitud del daño en los elementos estructurales dependiendo de la forma en que se caracteriza. Los resultados obtenidos permiten establecer las siguientes recomendaciones:

Es conveniente que se continúe actualizando la normatividad para mejorar el comportamiento de las estructuras, para evitar pérdidas económicas y, más importante aun, humanas. Se debe procurar una reglamentación que sea clara en sus artículos y práctica en el diseño de las estructuras.

Es recomendable que estudios posteriores usen parámetros como la pérdida de rigidez para caracterizar el daño en los elementos estructurales ya que permitirá una mejor comprensión del comportamiento de la estructura, que se verá reflejada en normas más eficientes.

La caracterización del daño con la pérdida de rigidez en estructuras de más de un piso puede ofrecer una mejor comprensión de la respuesta de la edificación por lo que es recomendable realizar estudios de este tipo.

La rigidez y resistencia pueden presentar variación ya que dependen de factores que tienen influencia en ellos por ello es recomendable realizar estudios que consideren estas modificaciones. También, la ubicación del centro de masa y la excitación sísmica se pueden presentar de forma probabilística, siendo conveniente realizar estudios con estas variables.

La interacción suelo-estructura juega un papel importante en la respuesta de las edificaciones por lo que es recomendable realizar estudios sobre este tema para tener una mejor comprensión sobre el comportamiento estructural de sistemas asimétricos inelásticos.

## REFERENCIAS

**BAZÁN, E. y MELI, R.** *"Diseño sísmico de edificios"*, Edit. LIMUSA, México 1998.

**DIAZ, I.** *"Dynamic torsional behavior of inelastic systems"*, Tesis de maestría, Carnegie Mellon University, Pittsburg, EUA, 1988.

**ESCOBAR, J.A.** *"Respuesta Sísmica de Estructuras Asimétricas Inelásticas con Propiedades Inciertas"*, Tesis doctoral, DEPFI, UNAM, México, 1994.

**FIERRO, F.** *"Identificación de daño estructural en modelos de edificios usando parámetros modales"*, Tesis de maestría, DEPFI, UNAM, México, 2001.

**GILLIES, A. G.** *"Post-elastic dynamic analysis of three-dimensional frame structures"*, Department of Civil Engineering, University of Auckland Nueva Zelandia 1979.

**KANG-NING, L.** *"CANNY-E: user's manual"*, Department of Civil Engineering, National University of Singapore, 1997.

**MELI, R. y ROSENBLUETH E.** *"The 1985 Earthquake: causes and effects in Mexico City"*, Concrete International, 1986.

**NEWMARK y ROSENBLUETH E.** *"Fundamentos de ingeniería sísmica"*, Edit. DIANA, México 1974.

**NTCDS987**, *"Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo"*, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, 1987.

**NTCDS1995**, *"Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo"*, Gaceta Oficial del Distrito Federal., México, 1995.

**NTCDS2001**, *"Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo"*, Gaceta Oficial del Distrito Federal., México, 2001.

**ROSENBLUETH E. y GÓMEZ R.** *"Comentarios y ejemplos a las Normas Técnicas complementarias para diseño por sismo"*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1991

**SOSA, J.** *"Detección de daño en modelos tridimensionales de edificios"*, Tesis de Maestría, DEPI, UNAM, México, 1998.

## APÉNDICE A

Con el objetivo de poder aplicar el método CCR, en este capítulo se presenta el procedimiento para el cálculo de la matriz de rigidez global para la estructura. Se utilizó un procedimiento para el cálculo de la rigidez de los elementos resistentes antes y después de la excitación sísmica.

Con el programa CANNY-E se pueden obtener los modos y frecuencias de vibrar antes y/o después de la excitación sísmica. Al asignar un comportamiento con degradación de rigidez a los elementos resistentes del modelo, la matriz de rigidez global cambia.

Para obtener la matriz de rigidez global a partir de los modos y frecuencias de vibrar pueden seguir los siguientes pasos:

La matriz de modos normalizada se debe "desnormalizar", esto hace la siguiente expresión:

$$M^* = \Phi^T M \Phi \quad (a.1)$$

donde:

$M^*$  = matriz de masas normalizadas.

$\Phi$  = matriz de modos de vibrar normalizados.

$M$  = matriz de masas

La matriz resultante será una matriz diagonal. De cada término de la diagonal se obtiene la raíz cuadrada y se divide la columna correspondiente de la matriz de modos de vibrar obtenida. Después se aplica la ecuación 3.11, para obtener la matriz de rigidez global del modelo.

**Ejemplo:** Se presenta el caso del modelo diseñado con las NTCDS1995 con una excentricidad  $e_x$  igual a 0.2b. Su análisis se hizo en el programa CANNY-E que tiene diferentes modelos para simular la degradación de la rigidez de los elementos estructurales. En este caso se usó un comportamiento bilineal-elástico, que consiste en que cuando el elemento excede su respuesta lineal, pierde un porcentaje de su rigidez que ya no se recupera a lo largo de toda la excitación sísmica como sucedería en un caso real.

Este comportamiento es útil ya que para verificar si el procedimiento de cálculo de la pérdida de rigidez es válido se conoce el daño que presenta el elemento al final de la excitación sísmica.

Primero se calcula la matriz de rigidez global sin daño con los datos obtenidos del análisis realizado en el programa CANNY-E

$$\Phi = \begin{bmatrix} 1 & 0.0409 \\ 0.0999 & -1 \end{bmatrix}; \quad \Omega = \begin{bmatrix} 6.125 & 0 \\ 0 & 22.644 \end{bmatrix}$$

La matriz de masas está dada por la masa traslacional y la masa rotacional que son propiedades del modelo, esto es:

$$M = \begin{bmatrix} 379.30 & 0 \\ 0 & 9118.60 \end{bmatrix}$$

Aplicando la ecuación (a.1) se tiene:

$$M^* = \Phi^T M \Phi = \begin{bmatrix} 1 & 0.0409 \\ 0.0999 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 379.30 & 0 \\ 0 & 9118.60 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 0.0999 \\ 0.0409 & -1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 395.19 & \approx 0 \\ \approx 0 & 9122.7 \end{bmatrix}$$

Dividiendo cada columna de la matriz de modos por su correspondiente valor de la matriz de masas normalizadas se tiene:

$$\Phi_{norm} = \begin{bmatrix} 0.0503 & 0.00206 \\ 0.001046 & -0.01047 \end{bmatrix}$$

Con la matriz de modos anterior se aplica la ecuación (3.11) para la obtención de la matriz de rigidez global, esto es:

$$[\bar{K}]_{sp} = \begin{bmatrix} 379.3 & 0 \\ 0 & 9118.6 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.0503 & 0.00206 \\ 0.001046 & -0.01047 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 37.516 & 0 \\ 0 & 512.75 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.0503 & 0.001046 \\ 0.00206 & -0.01047 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 379.3 & 0 \\ 0 & 9118.6 \end{bmatrix} =$$

$$[\bar{K}]_{sp} = \begin{bmatrix} 14017.89 & -31337.4 \\ -31337.4 & 4677189 \end{bmatrix}$$

En la formación de la matriz de rigidez global con daño se permitió que la pérdida de rigidez de cada uno de sus elementos estructurales fuera de un 50 por ciento. Para calcular la matriz de rigidez global de la estructura con daño se utiliza la matriz de frecuencias de vibrar obtenida de este modelo dañado. Así aplicando la ecuación (3.11), se obtiene que:

$$[\bar{K}]_{7n} = \begin{bmatrix} 379.3 & 0 \\ 0 & 9118.6 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.0503 & 0.00206 \\ 0.001046 & -0.01047 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 18.679 & 0 \\ 0 & 256.48 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.0503 & 0.001046 \\ 0.00206 & -0.01047 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 379.3 & 0 \\ 0 & 9118.6 \end{bmatrix} =$$

$$[\bar{K}]_{7n} = \begin{bmatrix} 6979.67 & -15736.32 \\ -15736.32 & 2339541 \end{bmatrix}$$

Como el modelo sólo tiene dos elementos estructurales y se presenta una excentricidad  $e_s=0.2b$ , un elemento aportará el 70 por ciento de la rigidez y el otro el 30.

Usando la matriz global sin daño se plantean las siguientes ecuaciones:

$$0.7R_{x1} = 14017.89 \text{ kg/m} = k_{11}$$

$$0.3R_{x2} = 14017.89 \text{ kg/m} = k_{11}$$

de donde se obtiene que:

$$R_{x1} = 9812.53 \text{ kg/m}$$

$$R_{x2} = 4205.37 \text{ kg/m}$$

Para calcular los valores de la distancia del CT a cada uno de los elementos estructurales que utiliza el programa para representar  $(a/2)$  y  $(a^2/4)$  se plantean las siguientes ecuaciones:

$$4205.37X_2 - 9812.53X_1 = -31337.43 = k_{12} = k_{21} \quad (\text{a.2})$$

$$4205.37X_2^2 + 9812.53X_1^2 = 4677189 = k_{22} \quad (\text{a.3})$$

resolviendo el sistema de ecuaciones anterior:

$$X_1 = 14.1 \text{ m}$$

$$X_2 = 25.46 \text{ m}$$

## Apéndice A

---

Se plantean nuevamente las ecuaciones (a.2) y (a.3) con la matriz de rigidez global de la estructura dañada. Ahora las incógnitas son los valores de la rigidez de cada uno de los elementos, esto es:

$$14.1R_{N2}^* - 25.45R_{N1}^* = -15736.32 \text{ kg/m}$$

$$198.81R_{N2}^* + 647.7R_{N1}^* = 2339541 \text{ kg-m}^2$$

resolviendo este sistema de ecuaciones:

$$R_{N1}^* = 2103.9 \text{ kg/m}$$

$$R_{N2}^* = 4913.48 \text{ kg/m}$$

de donde el porcentaje de pérdida de rigidez es:

$$ck_2 = 1 - \frac{2103.9}{4205.37} = 0.5$$

$$ck_1 = 1 - \frac{4913.4}{9812.53} = 0.5$$

Obteniendo el daño que se había asignado a los elementos estructurales previamente.

Propiedad	Valor	Unidad
Periodo (T)	1	s
Rigidez lateral (KL)	15000	Kg/m
Frecuencia ( $\omega$ )	6.283185307	1/s
Masa (m)	379.3	Kg*s <sup>2</sup> /m
Masa rotacional (mr)	9188.6	Kg*s <sup>2</sup> m
Amortiguamiento	0	
Ancho	12	m
Largo	12	m
Altura	2.4	m

Tabla 4.1 Propiedades del modelo estudiado

es/b	Elemento	
	Más rígido resistencia	Menos rígido resistencia
0	223.64	223.64
0.1	223.64	242.28
0.2	279.55	326.14
0.3	279.55	349.44
0.4	279.55	372.74

a) Resistencia calculada con las NTCDS1987.

es/b	Elemento	
	Más rígido resistencia	Menos rígido resistencia
0	223.64	223.64
0.1	223.64	242.28
0.2	326.147	326.15
0.3	372.74	349.44
0.4	419.33	372.74

b) Resistencia calculada con las NTCDS1987  
sin restar cortante por torsion

es/b	Elemento	
	Más rígido resistencia	Menos rígido resistencia
0	223.64	223.64
0.1	223.64	242.28
0.2	289.91	289.91
0.3	851.98	798.73
0.4	958.47	851.98

c) Resistencia calculada con las NTCDS2001.

es/b	Elemento	
	Más rígido resistencia	Menos rígido resistencia
0	223.64	223.64
0.1	223.64	242.28
0.2	279.55	326.15
0.3	559.11	698.89
0.4	559.11	745.48

d) Resistencia calculada con las NTCDS1995.

Tabla 4.2 Resistencia de los elementos estructurales calculada con las diferentes versiones de las NTCDS

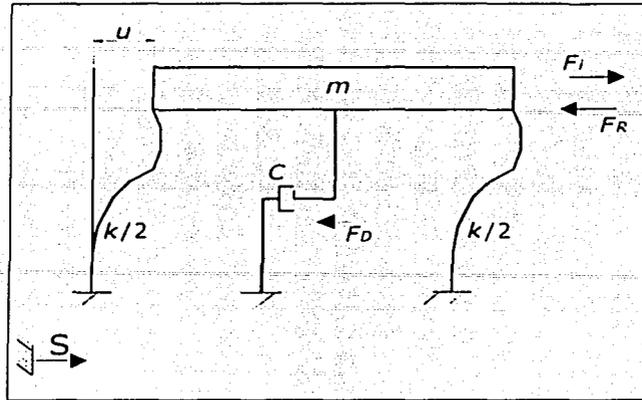


Figura 2.1 Sistema de un grado de libertad.

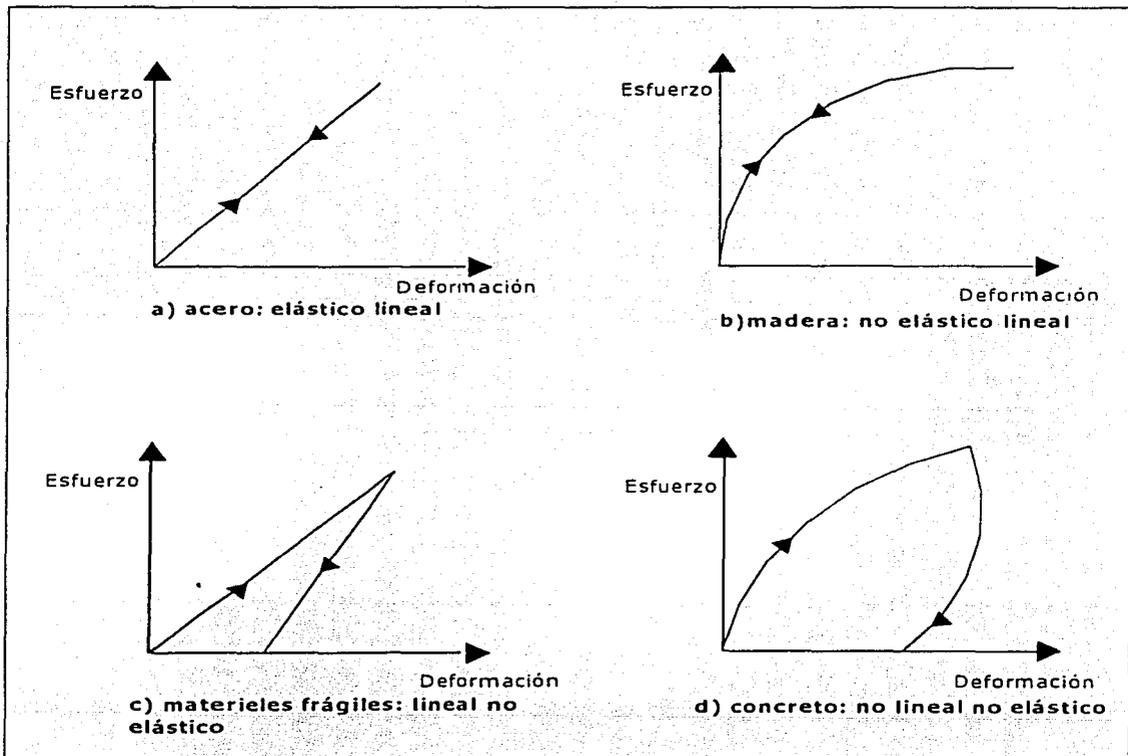


Figura 2.2 Comportamiento de diferentes tipos de materiales.

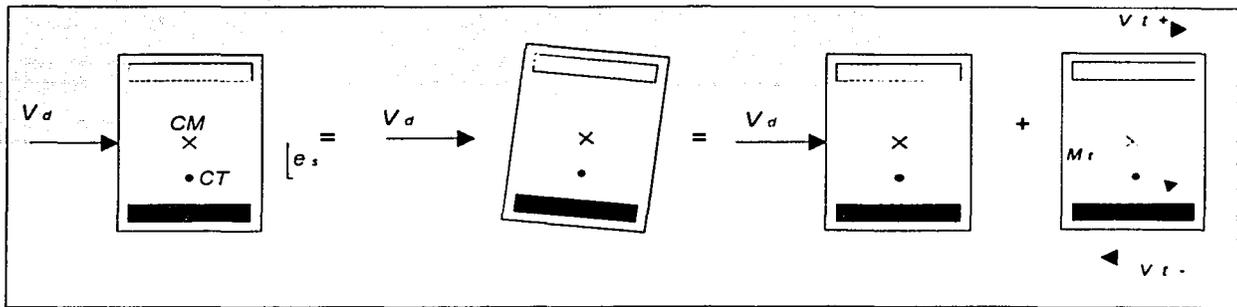


Figura 2.3 Fuerzas debidas a la torsión de una estructura.

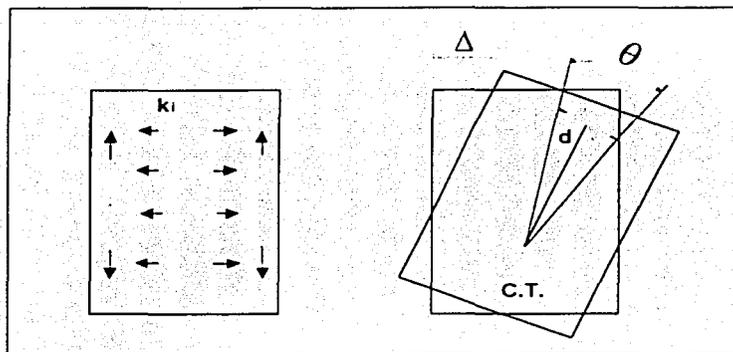


Figura 2.4 Respuesta de una estructura asimétrica

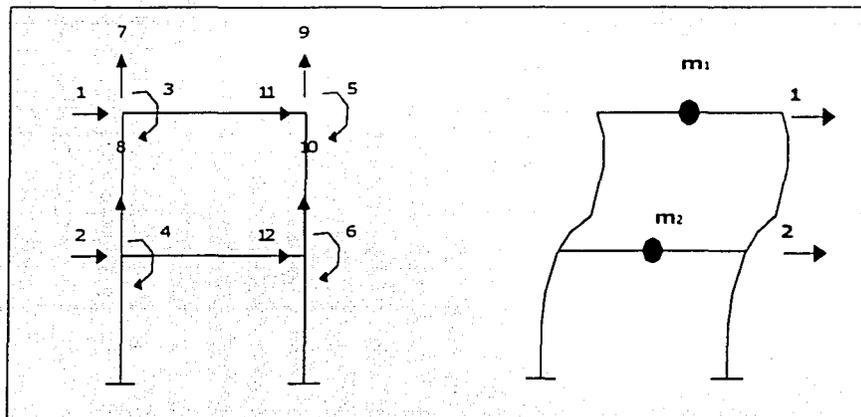


Figura 3.1 Grados de libertad estáticos y dinámicos de una estructura

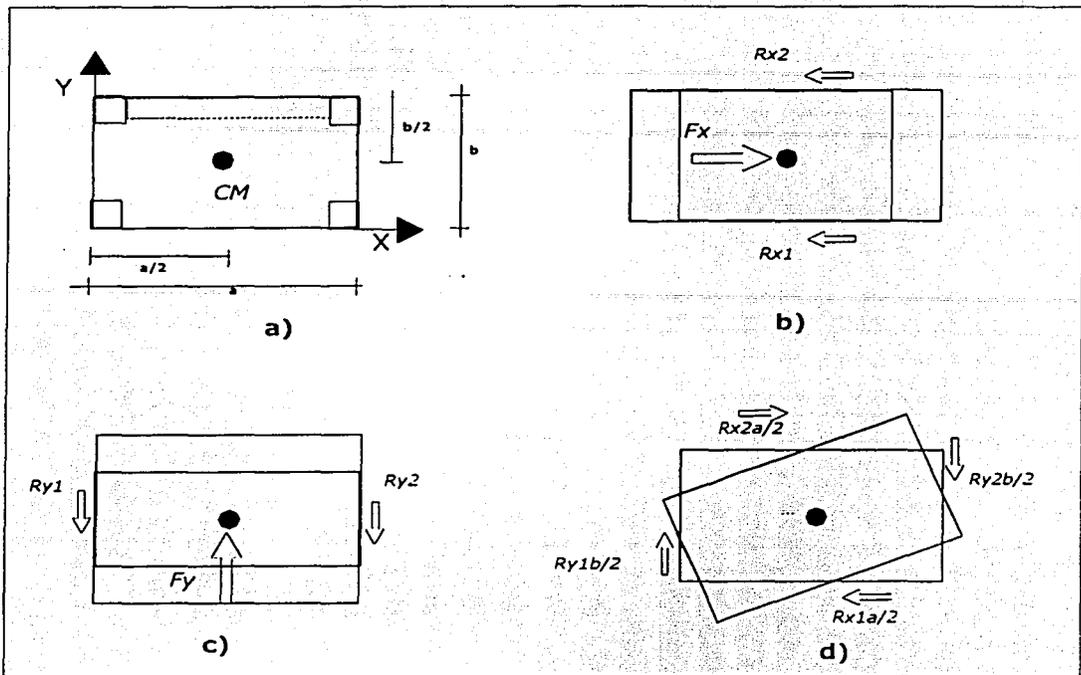


Figura 3.2 Reacción de una estructura contra desplazamientos y rotación

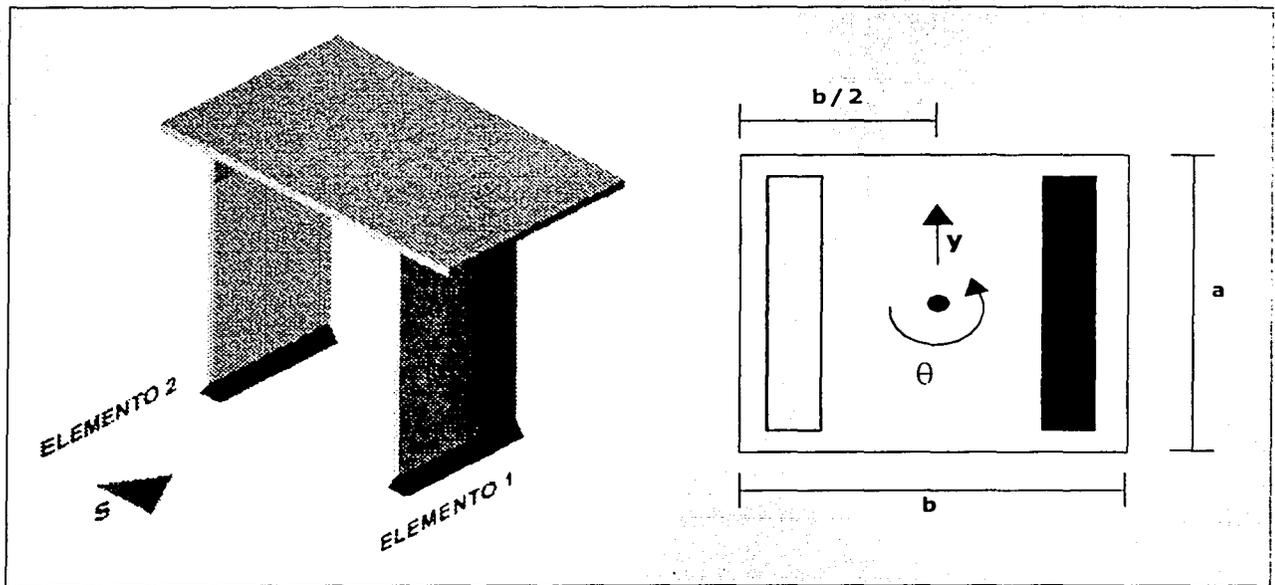


Figura 4.1a Modelo estudiado

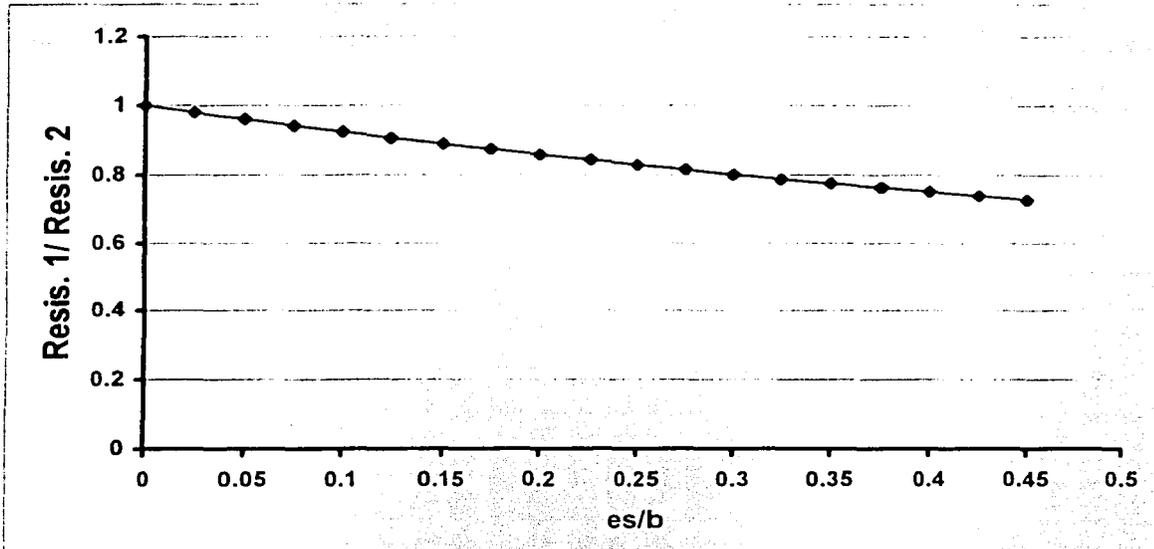


Figura 4.2 Relación de resistencia del elemento más rígido entre el menos rígido restando cortante por torsión

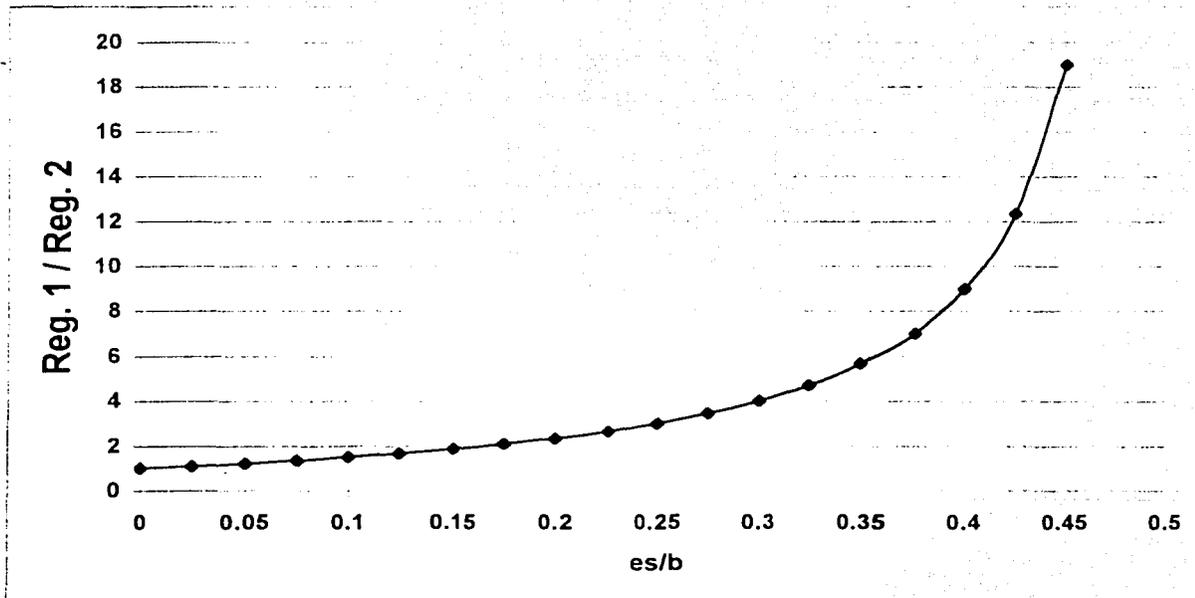


Figura 4.3 Relación de rigidez del elemento más rígido entre el menos rígido

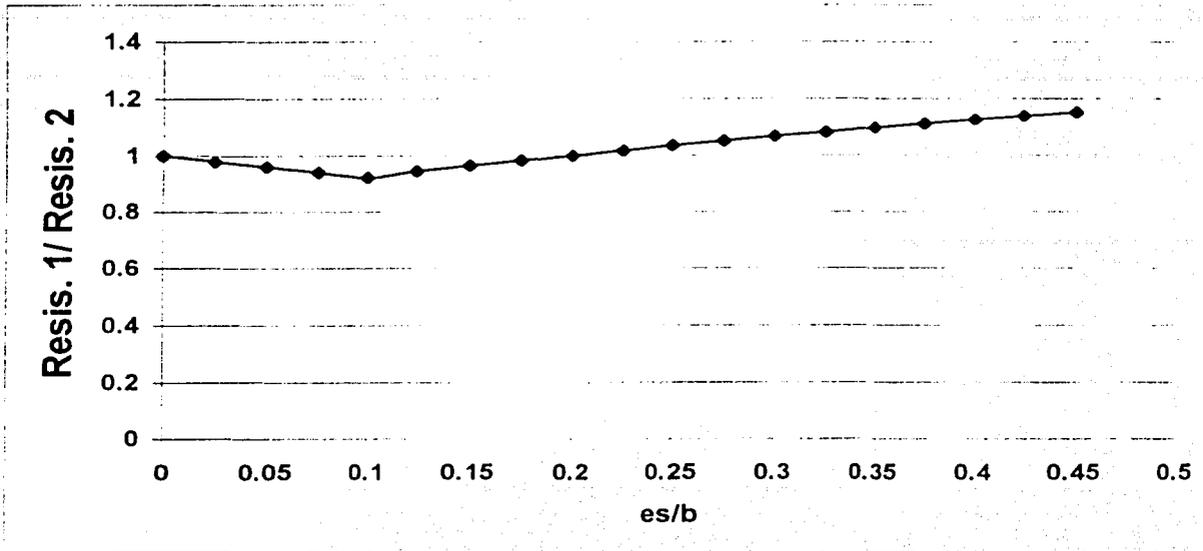


Figura 4.4 Relación de resistencia del elemento más rígido entre el menos rígido sin restar cortante por torsión

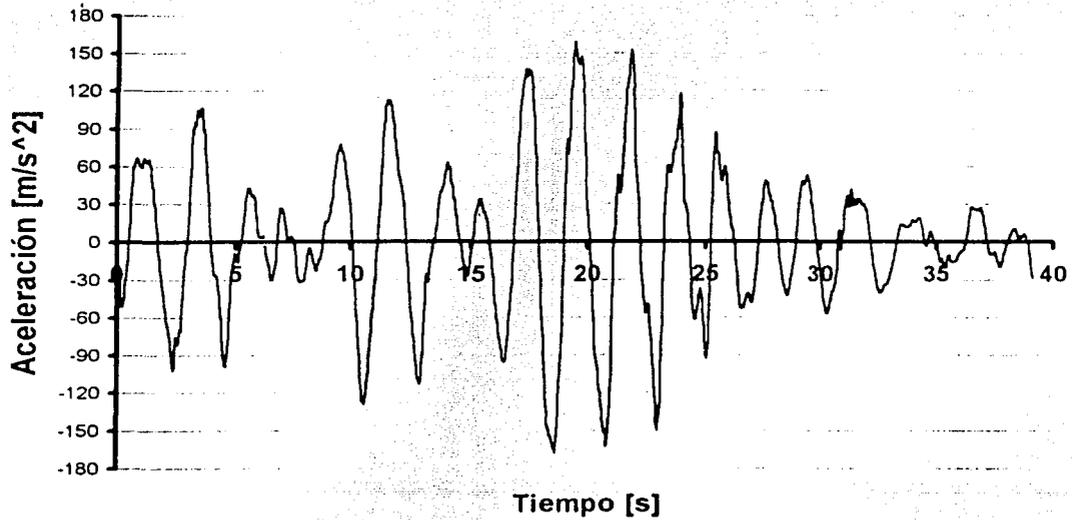


Figura 5.1 Acelerograma sintético elaborado con la misma intensidad de Arias que el registro De la SCT E-W.

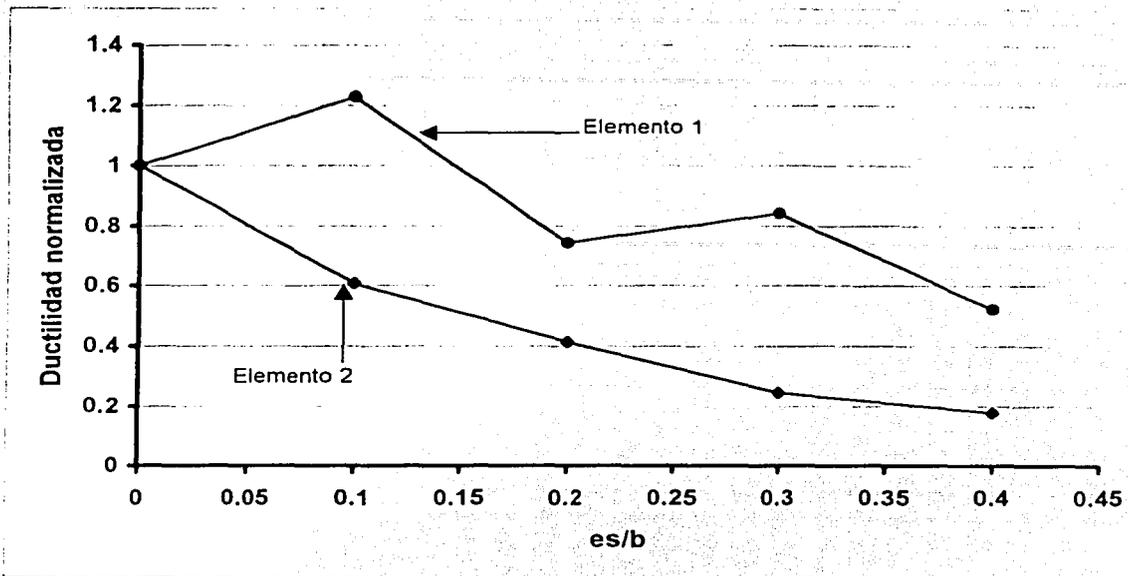


Figura 5.2 Respuesta del modelo diseñado con las NTCDS 1987

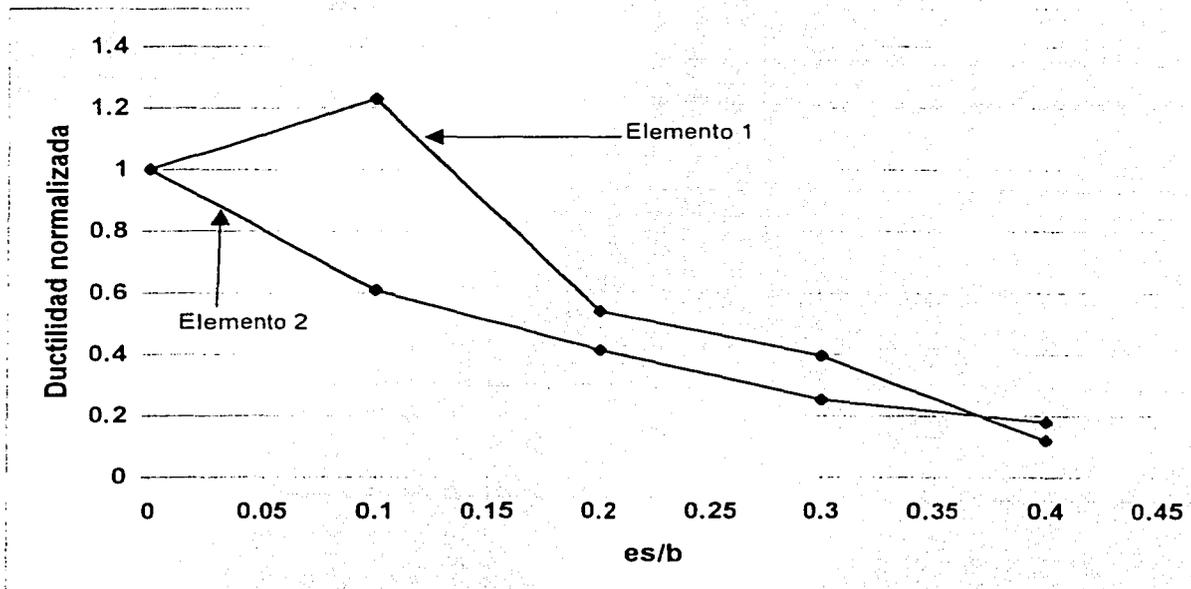


Figura 5.3 Respuesta del modelo diseñado con las NTCDS 1987 sin restar cortante por torsión

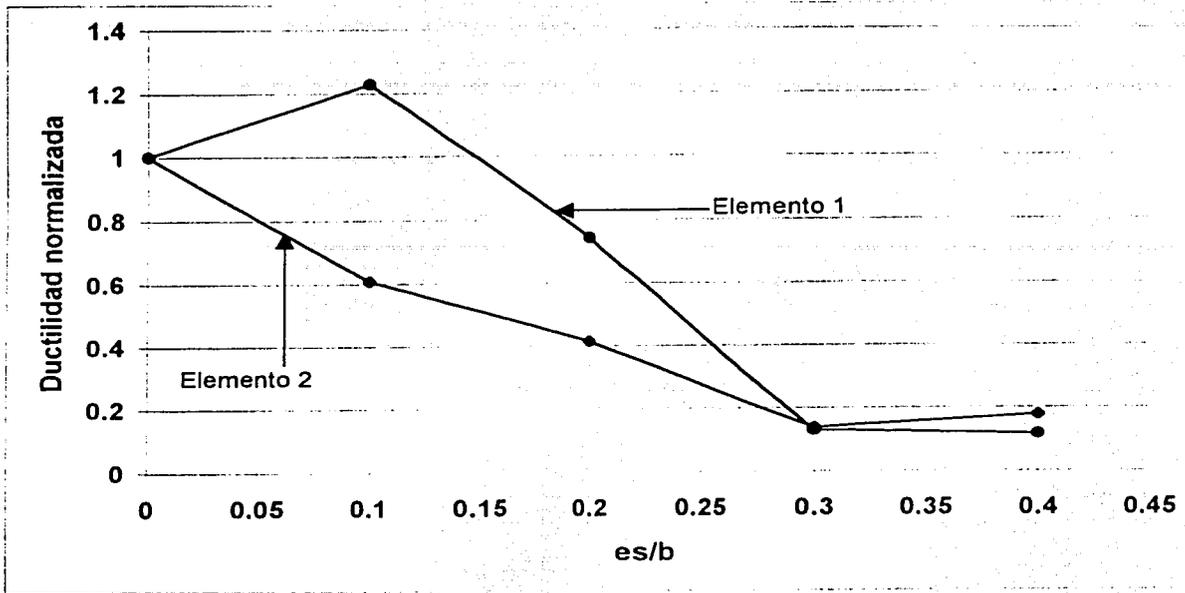


Figura 5.4 Respuesta del modelo diseñado con las NTCDS1995

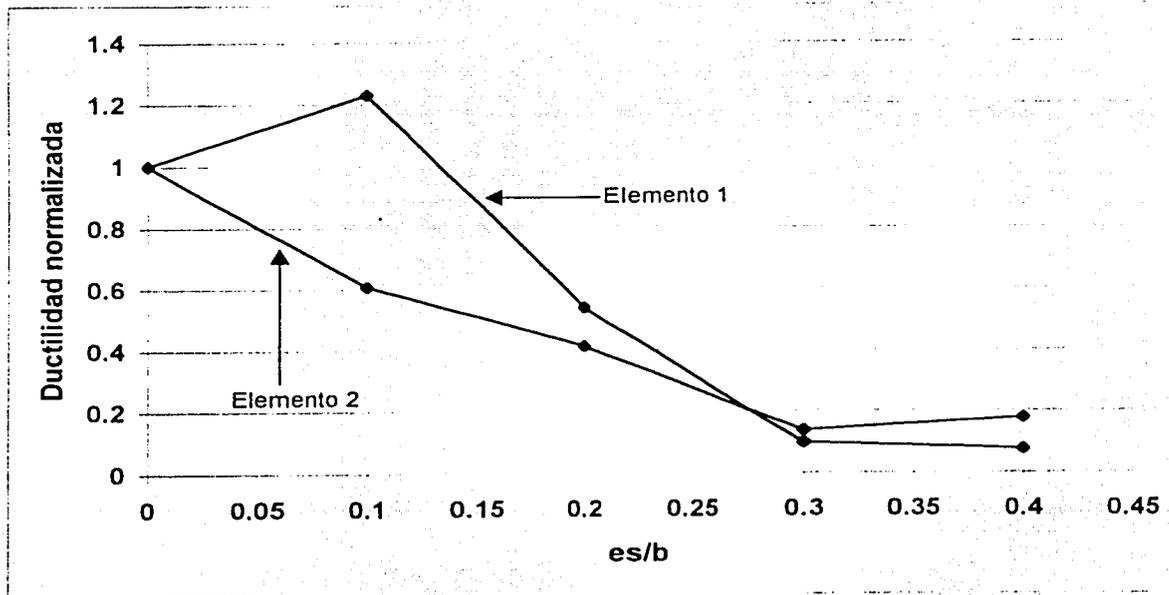


Figura 5.5 Respuesta del modelo diseñado con las NTCDS2001

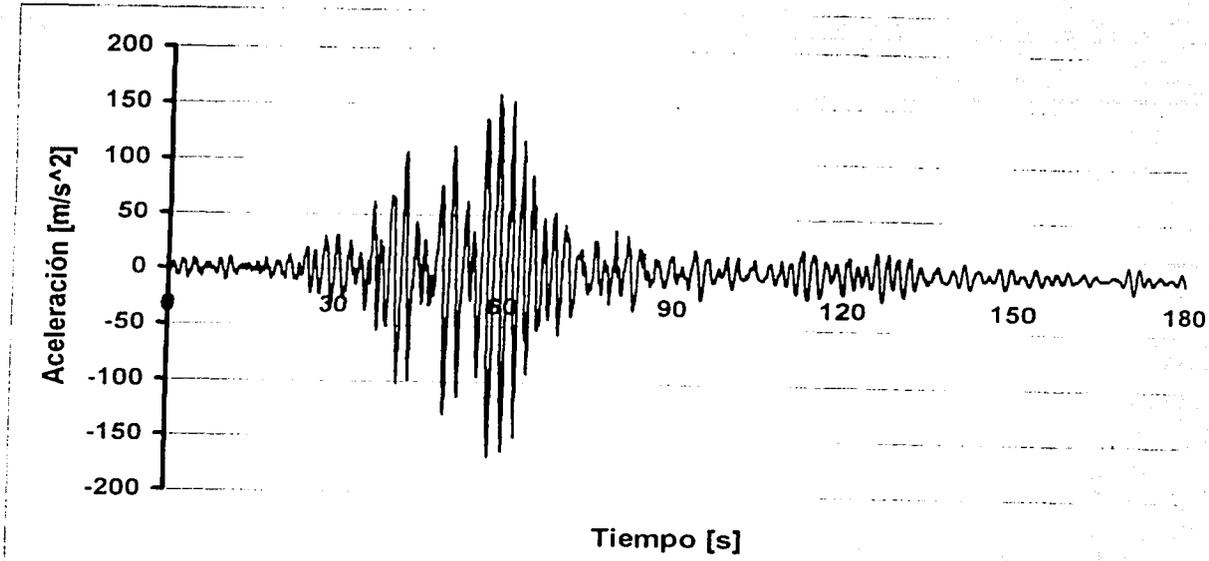


Figura 6.1 Acelerograma registrado en la SCT dirección E-W

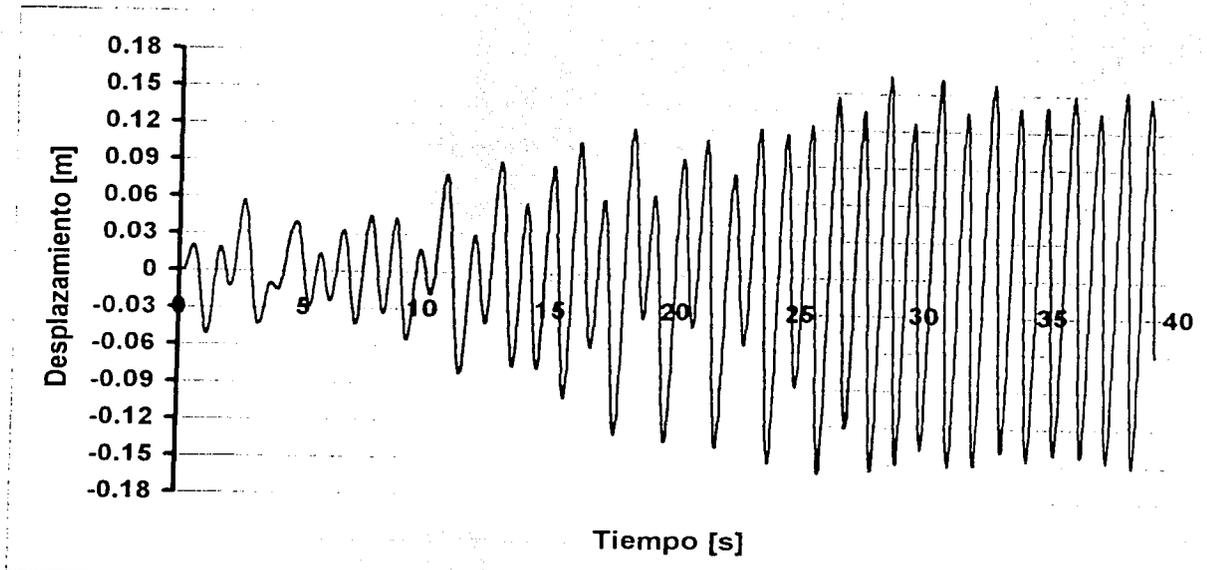


Figura 6.2a Respuesta del modelo con comportamiento elástico con el programa DYNDIR

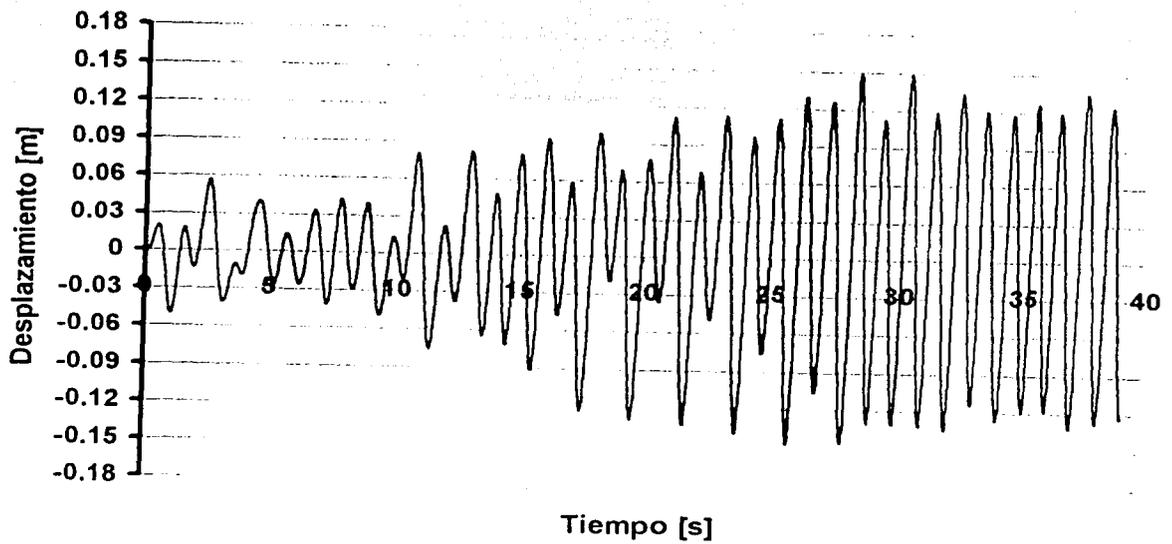


Figura 6.2b Respuesta del modelo con comportamiento elástico con el programa CANNY-E

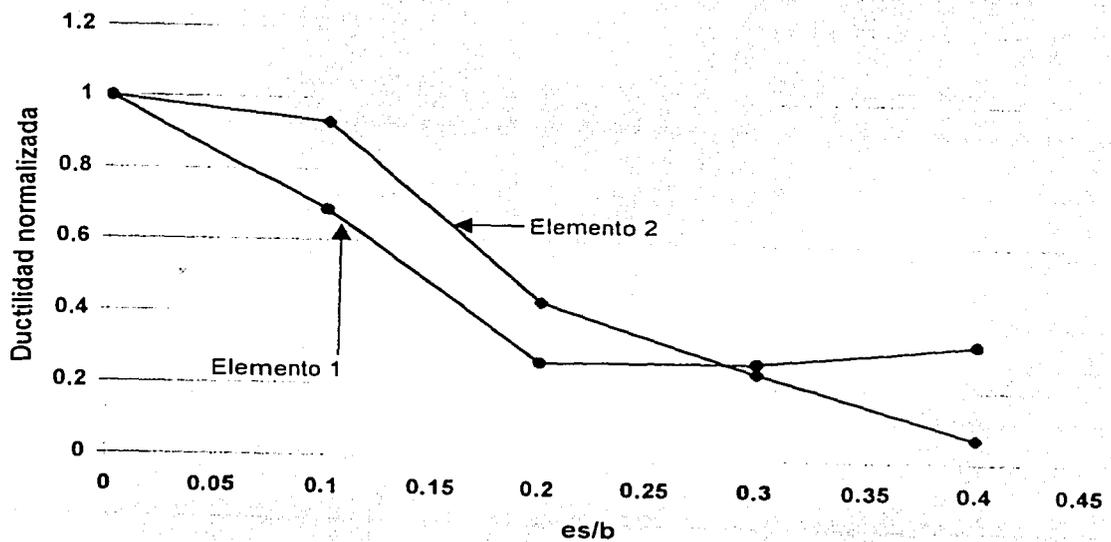


Figura 6.3 Respuesta del modelo diseñada con las NTCDS 1987

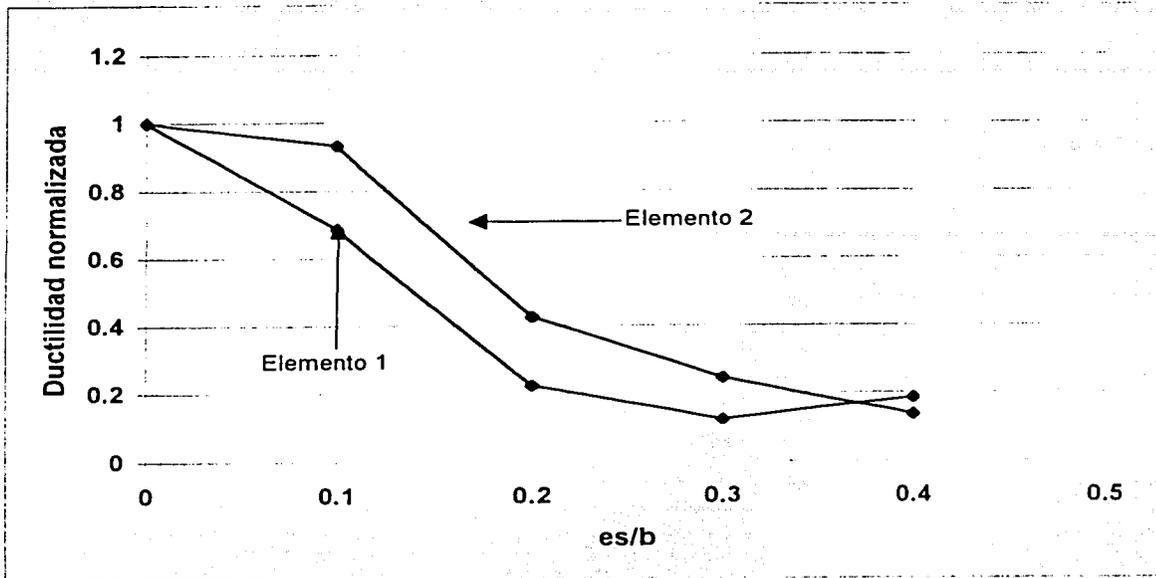


Figura 6.4 Respuesta del modelo diseñado con las NTCDS1987 sin restar cortante por torsión

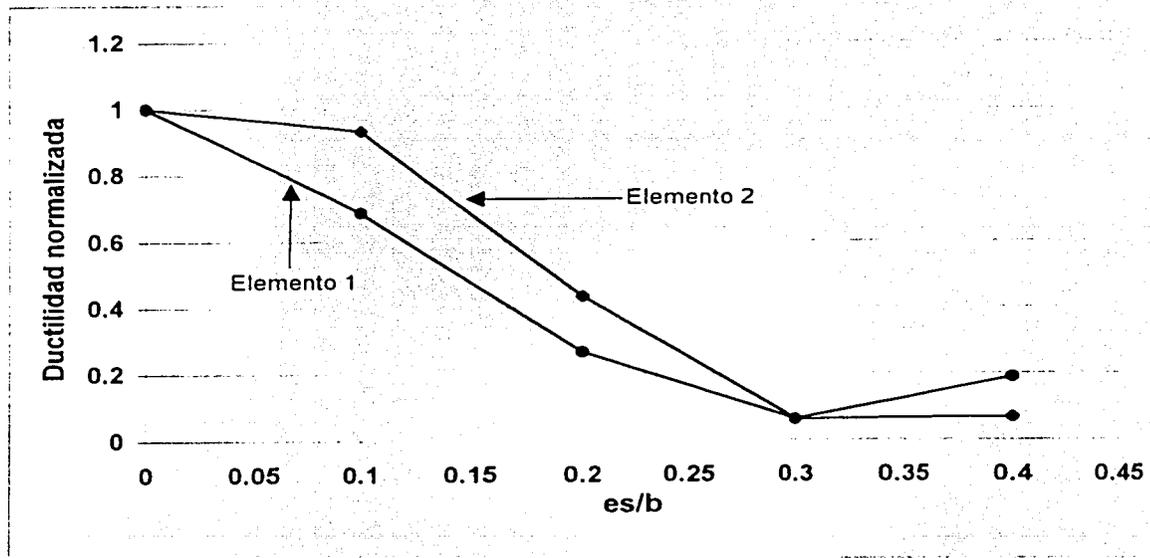


Figura 6.5 Respuesta del modelo diseñado con las NTCDS1995

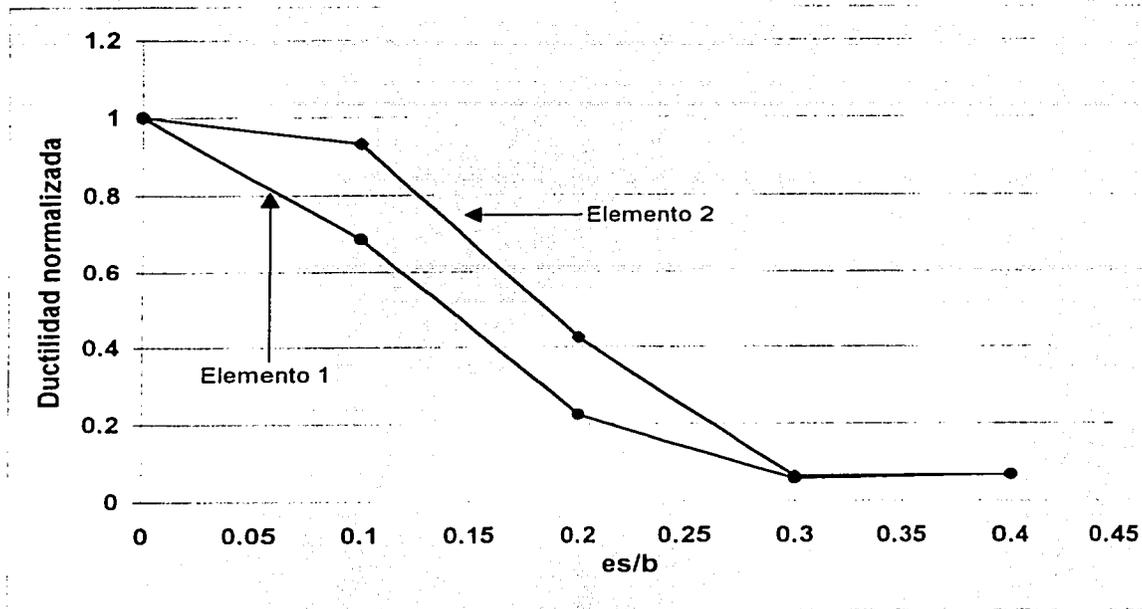


Figura 6.6 Respuesta del modelo diseñado con las NTCDS2001

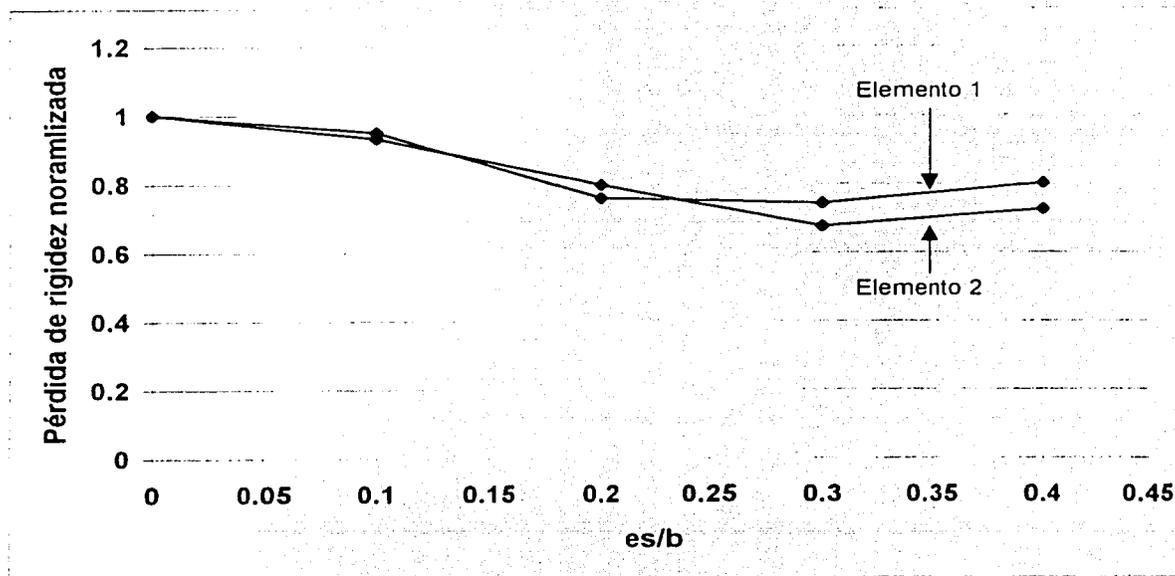


Figura 6.7 Respuesta del modelo diseñada con las NTCDS1987

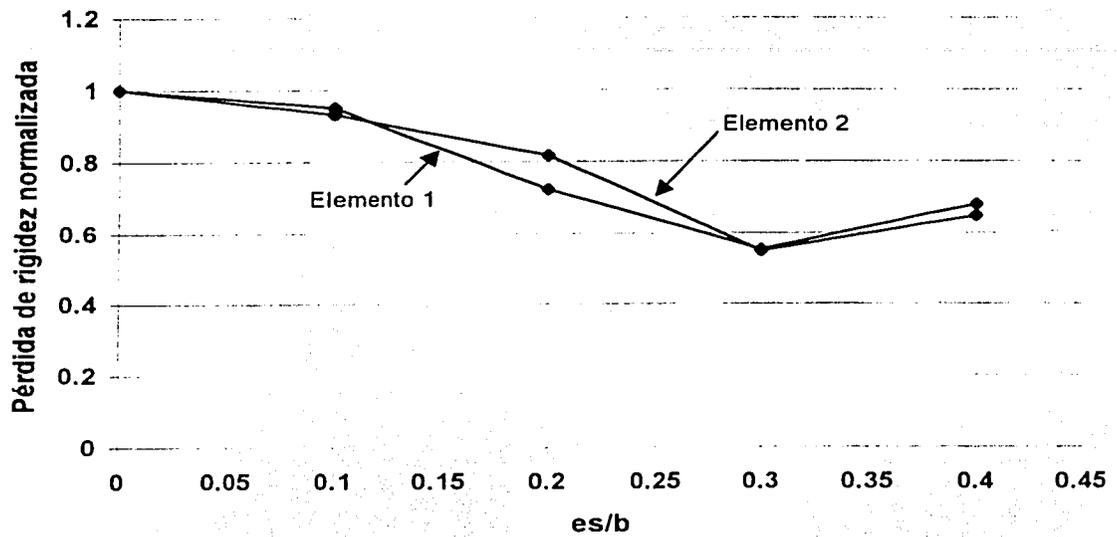


Figura 6.8 Respuesta del modelo diseñado con las NTCDS 1987 sin restar cortante por torsión

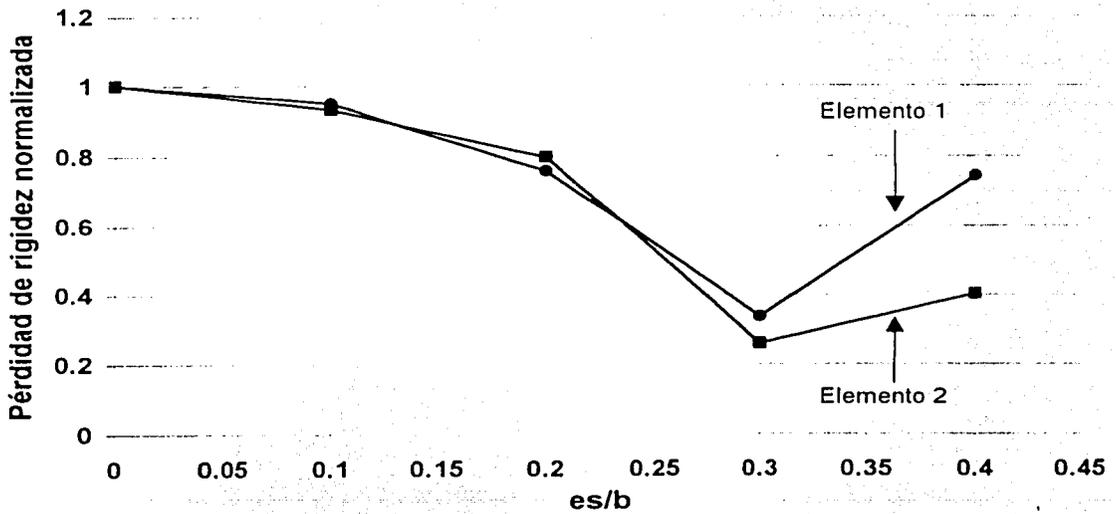


Figura 6.9 Respuesta del modelo diseñado con las NTCDS 1995

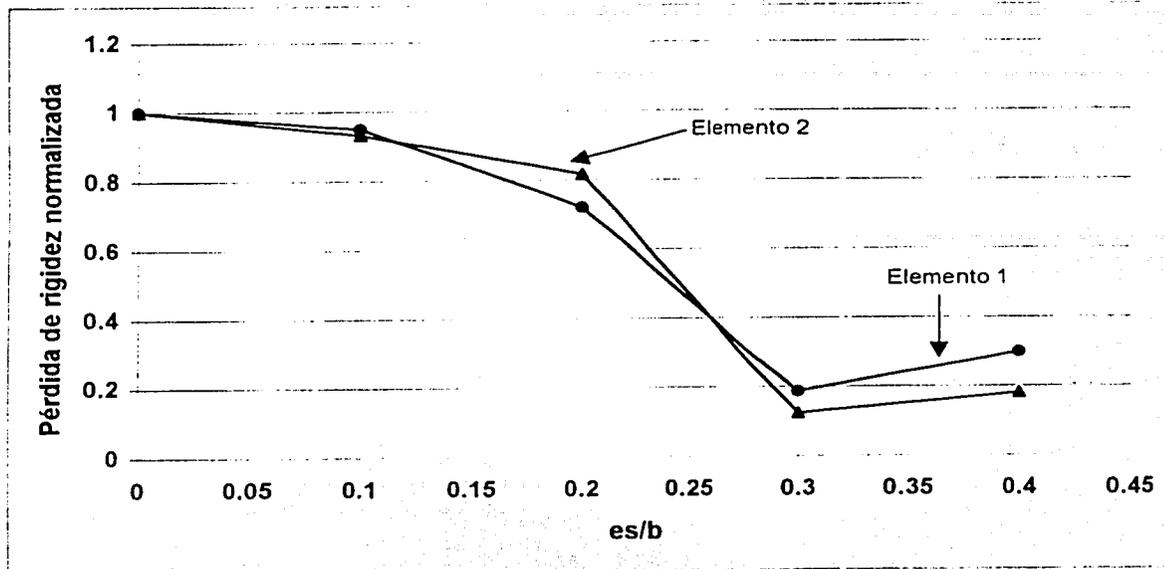


Figura 6.10 Respuesta del modelo diseñado con las NTCDs2001

### *Agradezco a:*

*A mis sinodales por tomarse la molestia de revisar este trabajo y proporcionarme sus valiosos comentarios, enriqueciendo el contenido de éste.*

### *También quiero agradece a:*

*Carlos T. por el apoyo que ha representado para la familia desde el momento que paso a formar parte de la misma.*

*Alfredo R. por creer siempre en mi y motivarme para seguir con mis estudios.*

*José Luis T. porque sus enseñanzas llegaron más allá de la ingeniería, las cuales me permitieron afrontar la vida de mejor forma.*

*Guille porque me ha traído un sin fin de vivencias, las cuales me han hecho conocerme.*

*Eneas por su amistad que me ha brindado estos años.*

*Piloni porque en su desfachatez al vivir me demuestra que lo importante es ser siempre uno mismo.*

*Uli porque su forma de ver la vida me ayudó a descubrir aspectos de las personas que pasaba por alto.*

*Yak por demostrarme que la superación personal comienza cuando uno admite sus errores.*

*Lalo por hacer que los primeros semestres de la carrera fueran divertidos y productivos.*

*Toño por ser la persona que siempre me apoyó a lo largo de toda la carrera desde lo académico hasta lo personal.*

*Frank y Mariano por la franqueza al darme su punto de vista, cual me permite mejorar como persona.*

*Armando por ser un conocido que cambio la idea que tenía sobre la palabra amistad.*

*Enrique G. por los buenos momentos que pasamos mientras nos formábamos como ingenieros.*

*Rene, por estar allí cuando necesite ser escuchado.*

*Arturo porque con él la estancia en el cubil fue de lo más productiva.*

*Miguel (mono) por esos viernes tan amenos que pasamos.*

*Xochitl porque ser una persona idealista y compartir sus sueños conmigo*

*Amigos, maestros y compañeros que hicieron que me cayera super bien cuando estuve con ellos.*