

01165
V



Universidad Nacional Autónoma de México

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

**EVALUACIÓN DE UN REQUISITO COMPLEMENTARIO A
LOS CRITERIOS DE DISEÑO POR TORSIÓN DEL RCDF
EN SUS EDICIONES DE 1995 Y 2001**

**T E S I S
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA**

(E S T R U C T U R A S)

P R E S E N T A

ARTURO PADILLA FLORES

DIRECTOR DE TESIS: DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SANCHEZ



**MÉXICO, D.F.
CIUDAD UNIVERSITARIA, NOVIEMBRE DE 2002**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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.

es trivial y fortuita la circunstancia de que seas tú el lector de estos ejercicios, y yo su redactor" J.L.B.

Dedicatorias

Dedico este trabajo:

-a mis padres, como un testimonio del gran amor que siento por ellos.

-a mis hermanos Romualdo, José Luis y Aurora, por su gran ejemplo. Son los hermanos más maravillosos que pude haber tenido.

-a Claudia, por su gran cariño, amistad y comprensión. Que hermosa ha sido la vida estando a su lado.

Agradecimientos

Hago un agradecimiento especial al Dr. José Alberto Escobar, no sólo por la dirección de esta tesis sino también por su gran amistad, apoyo constante, comprensión y paciencia. Gracias José Alberto.

Agradezco:

-a todos mis queridos profesores que tuve en la división de estudios de posgrado, de quienes recibí una excepcional formación académica.

-al cuerpo de sinodales conformado por los doctores David Muria, Roberto Gómez, Oscar López y Orlando Díaz. Agradezco sus valiosos comentarios y sugerencias constructivas.

-a León, Rene, Antonio, Fernando y Germán por su gran compañerismo durante mi estancia en el cubículo 306a del Instituto de Ingeniería.

-a Enrique, Gilberto, Joel, Oscar y David. Que fortuna fue haberlos tenido como compañeros durante los estudios de maestría. Su afán por ser cada vez mejores ingenieros fue para mí una gran enseñanza. Gracias ingenieros.

-a mis amigos de la infancia, Jesús, Abel, Fernando, Juan Carlos y todos aquellos que no incluyo, pero que sin ellos la vida no sería la misma.

-al Instituto de Ingeniería por facilitarme las instalaciones, el equipo y por la beca auspiciada, a través del PBII, para el desarrollo del trabajo de investigación, sin la cual yo no hubiese podido alcanzar este importante objetivo en mi vida.

Contenido

1. Introducción	1
2. Antecedentes	4
2.1 Torsión sísmica en estructuras con comportamiento elástico	4
2.2 Torsión sísmica en estructuras con comportamiento no lineal	5
2.3 Torsión sísmica a través de enfoques probabilistas.....	9
2.4 Reglamentación existente.....	11
2.4.1 Criterio de diseño por torsión sísmica estática del RCDF95.....	11
2.4.2 Criterio de diseño por torsión sísmica estática del RCDF01.....	13
3. Planteamiento determinista de la torsión sísmica en edificios	14
3.1 Criterio de Tso y Wong para diseño por torsión.....	14
3.2 Requisito complementario a los criterios de diseño por torsión del RCDF95 y RCDF01	15
4. Planteamiento probabilista de la torsión sísmica en edificios	19
4.1 Parámetros estadísticos que definen el fenómeno de la torsión sísmica.....	19
4.1.1 Localización del centro de masas.....	19
4.1.2 Resistencia.....	20
4.1.3 Rigidez	21
4.2 Métodos para evaluar la respuesta estructural probabilista.....	22
4.2.1 Método de Simulación de Monte Carlo.....	22
4.2.2 Método de Incertidumbre de Primer Orden.....	23
4.2.3 Método de Estimaciones Bipuntuales.....	24
4.2.4 Método de Concentraciones Puntuales.....	24
5. Estudios paramétricos	26
5.1 Modelos estructurales estudiados.....	26
5.1.1 Masa traslacional y masa rotacional.....	27
5.1.2 Ecuación de movimiento	27

5.1.3	Ley carga deformación.....	28
5.2	Parámetros de respuesta.....	28
5.2.1	Ductilidad máxima demandada.....	28
5.2.2	Ductilidad máxima demandada normalizada.....	29
5.2.3	Ductilidad media normalizada.....	29
5.2.4	Índices de confiabilidad.....	29
5.3	Parámetros estudiados.....	31
5.3.1	Factor de comportamiento sísmico	31
5.3.2	Excentricidad estructural	31
5.3.3	Periodo fundamental de la estructura	32
5.3.4	Restricción a la torsión	32
5.3.5	Relación de rigideces traslacional-torsional.....	32
5.3.6	Sobre-resistencia estructural.....	33
5.3.7	Criterios de diseño por torsión.....	34
5.3.8	Relación de aspecto de la planta.....	34
5.4	Excitación sísmica	35
5.5	Herramientas de cálculo.....	36
6.	Resultados	37
6.1	Ductilidad media normalizada	37
6.2	Índice de confiabilidad.....	42
7.	Conclusiones y recomendaciones	46
	Referencias	50
	Apéndice I. Desarrollo de los métodos de simulación utilizados	56
	Tablas	72
	Figuras	90

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

El fenómeno de la torsión sísmica ha sido una de las principales causas del daño en edificios (Rosenblueth y Meli, 1987). Este efecto, ocasionado por la distribución asimétrica de masas, rigideces y resistencias en las estructuras, puede dar origen a amplificaciones en las acciones y en consecuencia producir daño estructural y eventualmente el colapso de los edificios al ocurrir un sismo intenso.

Al efectuar una revisión de la literatura técnica, se puede observar que hasta 1985 la mayoría de las investigaciones enfocadas al estudio de la torsión sísmica se apoyaron en la hipótesis de comportamiento elástico. Resultados de estos estudios fueron vertidos en la mayoría de los códigos de diseño sísmico del mundo, incluyendo las ediciones anteriores a la de 1987 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, RCDF.

Rosenblueth y Meli (1987) le atribuyen al efecto de torsión el 42 % del total de los edificios dañados durante los sismos de 1985. Se hallaron pruebas de que esos edificios se diseñaron de acuerdo al RCDF, obviamente con ediciones vigentes en 1985 o anteriores. Estos hechos demostraron, evidentemente las deficiencias de los criterios de diseños por torsión contenidos en dicho Reglamento.

Después de los sismos de 1985, en varios centros de investigación se inició una evaluación exhaustiva de los criterios de diseño sísmico. En México se pueden destacar los trabajos efectuados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (II).

Uno de los resultados más significativos encontrados al evaluar los criterios de diseño por torsión sísmica, es que se comete un gran error al hacer válida la hipótesis de comportamiento elástico, pues cuando una estructura asimétrica responde de forma no lineal, se generan condiciones de comportamiento diferentes, que en general son más críticas (Sadek y Tso, 1988).

Por otro lado, en varios estudios (Pekau y Guimon, 1988; Escobar 1994, 1996) se ha demostrado que el comportamiento de las estructuras simétricas es altamente sensible al efecto de las incertidumbres en las propiedades estructurales.

Continuando con las líneas de investigación que reconocen las incertidumbres en las propiedades estructurales y el comportamiento no lineal de las estructuras, el presente trabajo tiene como objetivo evaluar un requisito complementario a los criterios de diseño por torsión sísmica estática contenidas en las recomendaciones para diseño por sismo del RCDF en sus ediciones de 1995 (RCDF95) y 2001(RCDF01). El requisito complementario consiste, esencialmente, en establecer intervalos de valores de parámetros dinámicos, dentro de los cuales se presenta comportamiento aceptable al incursionar una estructura, bajo el efecto de torsión, en el intervalo de comportamiento no lineal. Para ello, el trabajo se estructura de la siguiente forma.

Primeramente, en los antecedentes se exponen los resultados de algunos trabajos que han contribuido al estudio del efecto de torsión en edificios, y que han servido como punto de referencia en el desarrollo aquí presentado. En esa etapa se presentan las disposiciones de diseño por torsión, establecidas en el RCDF95 y el RCDF01.

En el capítulo 3 se presenta el criterio de diseño por torsión de Tso y Wong (1993), que permitirá establecer el marco de referencia necesario para alcanzar el objetivo anteriormente señalado.

Con respecto a la parte probabilista, en el capítulo 4 se hace una exposición de aquellos parámetros estructurales que influyen de manera significativa en la respuesta sísmica por torsión de estructuras con comportamiento no lineal. Se exponen algunos de los métodos de simulación y se justifica el método de Concentraciones Puntuales (Hong, 1997).

En el capítulo 5, se describen las características de los modelos estructurales estudiados, los registros sísmicos utilizados y los parámetros de respuesta considerados.

Los resultados se presentan en dos grupos en el capítulo 6, según los dos índices de comportamiento estructural utilizados: la ductilidad media normalizada y el índice de confiabilidad, ambos calculados considerando las incertidumbres en los parámetros estructurales que definen el efecto de torsión. Con respecto a la ductilidad media normalizada se hace una comparación con los resultados encontrados al considerar a la ductilidad normalizada como parámetro de respuesta.

Por último se presentan las conclusiones y recomendaciones obtenidas según los resultados encontrados en este estudio.

Adicionalmente se incluye un apéndice, donde se desarrollan y ejemplifican de forma más amplia los métodos de simulación expuestos en el capítulo 4.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Capítulo 2

ANTECEDENTES

Al igual que en otras áreas de la ingeniería, en el estudio de la torsión sísmica en edificios se ha dado una evolución en la metodología y en las hipótesis consideradas. En los primeros trabajos publicados al respecto se consideró comportamiento elástico de los materiales (Elorduy y Rosenblueth, 1981; Jaramillo, 1987). Posteriormente se estimó adecuado evaluar la respuesta sísmica por torsión, a través de modelos estructurales con comportamiento no lineal (Gómez, *et al.*, 1987; Bertero, 1995; Paulay, 1997). Recientemente se ha reconocido la importancia de considerar el carácter probabilista del problema (Escobar, 1996). Con el propósito de establecer un marco de referencia sobre la que se sustente este trabajo, a continuación se exponen algunos de los trabajos publicados acerca del fenómeno de torsión sísmica en estructuras de edificios. Adicionalmente se describen los criterios de diseño por torsión, establecidos en el RCDF95 y RCDF01.

2.1 Torsión sísmica en estructuras con comportamiento elástico

Sin duda, al estudiar el efecto de torsión en estructuras con comportamiento elástico se han obtenido resultados importantes. Tso *et al.* (1980), y Kan *et al.* (1981) encontraron que ciertas propiedades como el periodo fundamental de vibración de la estructura, la relación de frecuencias desacopladas traslacionales-torsionales, la relación de aspecto de la planta estructural, la excitación sísmica y la excentricidad estructural, son parámetros que rigen fuertemente el comportamiento sísmico por torsión.

Uno estudio que ha servido de base para comprender el comportamiento de las estructuras asimétricas elásticas desplantadas en el valle de México, es la efectuada por Elorduy y Rosenblueth (1968). En él se utilizó un modelo de cortante de un nivel con elementos resistentes en dos direcciones ortogonales, excéntrico en rigidez y con un amortiguamiento igual al 10% del crítico. Como parámetro de respuesta se consideró al factor de amplificación dinámico.

A través de utilizar dos diferentes criterios de superposición modal para el cálculo de la respuesta dinámica, en el estudio se demuestra que el factor de amplificación dinámico establecido por el criterio de diseño por torsión del RCDF toma valores del lado de la inseguridad, principalmente cuando la relación de frecuencias torsionales-traslacionales se aproxima a la unidad. De esa forma se demostró que el criterio de diseño por torsión del RCDF vigente a la fecha de elaboración del estudio, presentaba algunas inconveniencias inclusive en el intervalo de comportamiento elástico.

2.2 Torsión sísmica en estructuras con comportamiento no lineal

A partir de la experiencia que dejaron en México los sismos de septiembre de 1985, diversas investigaciones en el mundo han demostrado la importancia de considerar el comportamiento no lineal de las estructuras asimétricas, cuando estas son sometidas a los efectos de un sismo intenso.

El problema de torsión sísmica en edificios ha sido muy controversial y los resultados obtenidos en diversos estudios no siempre han sido consistentes entre sí. La complejidad reside en que existe una gran cantidad de parámetros que lo definen. Además de los ya mencionadas para estructuras con comportamiento elástico, algunos de los parámetros que rigen de manera importante el comportamiento de las estructuras asimétricas inelásticas son: la distribución de resistencias (que depende directamente del criterio de diseño por torsión utilizado), la sobre-resistencia estructural, el factor de comportamiento sísmico, la distribución en planta de los elementos resistentes y la excitación sísmica. De esta forma en la mayoría de los trabajos enfocados al respecto, se ha tratado de evaluar el nivel de influencia que tienen cada uno de esos parámetros en la respuesta sísmica por torsión. A continuación se describen algunos de los trabajos que han servido de base para estudiar el comportamiento de las estructuras asimétricas con comportamiento no lineal.

En un estudio efectuado por Gómez et al. (1987) se analizó la respuesta por torsión de un modelo de cortante de un nivel con tres elementos resistentes colocados sólo en una dirección y con comportamiento elastoplástico. Los valores de la excentricidad estática se generaron al variar la localización del centro de masa. El índice de comportamiento fue la

ductilidad máxima demandada. En el estudio se encontró que cuando las distribuciones de rigideces y resistencias son próximas entre sí, la demanda máxima de ductilidad del modelo asimétrico es inferior a la de un modelo simétrico de referencia.

A través de modelos estructurales de un nivel con comportamiento inelástico, Chopra *et al.* (1991) evalúan los criterios de diseño por torsión contenidos en seis diferentes reglamentos de diseño, incluyendo el RCDF en su edición de 1976. En ese estudio se comparan los valores de la excentricidad de diseño con las obtenidas a través de efectuar análisis dinámicos, encontrándose que la excentricidad de diseño es menor para un amplio intervalo de parámetros estructurales estudiados. Por ello se propone una nueva expresión para calcular la excentricidad de diseño, que depende de parámetros dinámicos que gobiernan el comportamiento de las estructuras asimétricas inelásticas.

Correnza *et al.* (1992) encontraron que se puede representar adecuadamente el comportamiento de estructuras de varios niveles con modelos de un nivel, sólo si estas presentan pequeñas variaciones en las distribuciones de masa, rigidez y resistencia de un nivel a otro.

De La Llera y Chopra (1995), a través del uso de gráficas conocidas como diagramas de fuerza cortante-momento torsionante y la utilización de modelos de edificios de varios niveles, evalúan la influencia de ciertos parámetros estructurales en la respuesta sísmica por torsión. Tales parámetros incluyen la distribución en planta de la rigidez y resistencia de los elementos estructurales, el número de estos y la colocación de elementos perpendiculares a la dirección principal de análisis, entre otros. Al utilizar como parámetros de respuesta la ductilidad máxima demandada, el desplazamiento máximo de entrepiso y la aceleración máxima, se encontró que la distribución de resistencias y la localización en planta de elementos en dos direcciones, definen significativamente el comportamiento sísmico por torsión.

En otro trabajo efectuado por Cruz (1997), se estudió la influencia en la respuesta sísmica por torsión de elementos estructurales colocados transversalmente al movimiento del suelo.

Para ello se utilizaron modelos de cortante de un nivel con elementos resistentes en una y dos direcciones ortogonales y excéntricos en masas. Como excitación sísmica se consideraron registros representativos de suelo blando, de transición y duro del valle de México, grabados durante los sismos de septiembre de 1985. Se estudiaron tres diferentes criterios de diseño por torsión, incluyéndose el contenido en el RCDF87. Como parámetros estructurales se estudiaron tres diferentes periodos de vibración traslacional, diferentes valores de la excentricidad estática y dos valores del factor de comportamiento sísmico. El parámetro de respuesta evaluado fue la ductilidad máxima demandada. Dentro de los resultados encontrados más importantes están: distribuciones similares en rigidez y resistencia conducen en todos los casos a comportamientos adecuados; las características del sismo influyen de manera importante en la respuesta estructural; cuanto mayores son los valores de la excentricidad estática, se presenta comportamiento más crítico; no hay cambios significativos en la respuesta estructural cuando se incrementa el número de elementos resistentes; y finalmente el efecto del sismo en dos direcciones conduce en general a comportamientos más desfavorables que cuando se estudia su efecto en una sola dirección, además de que la colocación de elementos resistentes colocados perpendiculares a una dirección de análisis puede tener gran influencia en la respuesta sísmica por torsión.

En un estudio realizado por Páez *et al.* (2000) se aplicó el método de Tso y Wong (1993) para evaluar el criterio de diseño por torsión del RCDF95. Los modelos utilizados fueron de cortante de un nivel y elementos estructurales en dos direcciones ortogonales con comportamiento elastoplástico. La excitación sísmica utilizada fue la de la estación SCT componente EW. Al utilizar como parámetro de respuesta a la ductilidad máxima demandada, en el estudio se encontró que existen intervalos de ciertos parámetros estructurales en los que las estructuras diseñadas con el RCDF95 pueden presentar problemas.

Al utilizar como parámetro de respuesta a la ductilidad máxima demandada, en el estudio se encontró que existen intervalos de comportamiento en los que el criterio de diseño por torsión del RCDF95 puede presentar problemas.

Como se puede observar, en la mayoría de las investigaciones enfocadas al estudio del fenómeno de torsión sísmica de estructuras de edificios, se han utilizado modelos de un nivel, con elementos resistentes en una y dos direcciones, empotrados en su base y comportamiento elastoplástico o bilineal, y bajo la hipótesis de diafragma rígido. El uso de este tipo de modelos ha sido ampliamente discutido, principalmente por la duda que existe acerca de si de esta forma es posible representar de forma adecuada el comportamiento de estructuras de reales.

Dentro de los pocos estudios donde se ha evaluado el comportamiento de estructuras asimétricas de varios niveles desplantadas en el suelo blando del valle de México, se encuentra la efectuada por Zapata (1983). En ese estudio se utilizaron modelo asimétricos de dos y tres niveles, diseñados según los criterios de diseño por torsión del RCDF87 y dos criterios alternos. Los valores de la excentricidad estática se generaron al considerar distribuciones asimétricas tanto en masa como en rigidez en dos direcciones. La excitación sísmica fue el componente EW del registro SCT del sismo del 19 de septiembre de 1985. El parámetro de respuesta estudiado fue la ductilidad máxima demandada. Como resultados se encontró que las demandas de ductilidad disminuyen con la altura del edificio, especialmente en las estructuras con periodos de vibración traslacional cercanos a los dos segundos. Se encontró también que la ductilidad máxima demandada es mayor en estructuras con excentricidad estática en una sola dirección que en estructuras con excentricidades en ambas direcciones. Por último se observó que cuando la excentricidad estática normalizada no sobrepasa el valor de 0.1, se observa un comportamiento adecuado de los modelos en todos los niveles, independientemente del criterio de diseño por torsión utilizado y tipo de asimetría considerada.

En un trabajo publicado por Damy (1988), se critica la metodología antes señalada, bajo el argumento de que algunas de las hipótesis utilizadas no eran adecuadas para modelar edificios reales. En ese trabajo se discute, principalmente, el concepto de centro de resistencias, el cual fue introducido en los criterios de diseño por torsión del RCDF en su edición de 1987 y que fue eliminado en ediciones posteriores. Resultados de investigaciones recientes han aclarado algunos conceptos discutidos en ese trabajo.

A continuación se resumen algunos de los resultados, generalmente aceptados, de aquellas investigaciones que se han enfocado al estudio del comportamiento sísmico por torsión de las estructuras asimétricas con comportamiento no lineal:

1. La distribución en resistencias es una propiedad estructural que rige fuertemente el comportamiento sísmico por torsión de las estructuras asimétricas inelásticas.
2. El valor unitario en la relación de frecuencias torsionales-traslacionales ya no determina la condición de comportamiento crítico, como sucede en las estructuras elásticas.
3. En estructuras asimétricas diseñadas con criterios de diseño como el RCDF95, se obtiene comportamiento indeseable principalmente en los elementos más rígidos.
4. Aunque el comportamiento sísmico por torsión es sensible al periodo fundamental de las estructuras, no se ha podido establecer un valor crítico de dicho parámetro.
5. En estructuras con similitud en las distribuciones de rigidez y resistencia se ha encontrado el mejor comportamiento, al considerar a la demanda de ductilidad como parámetro de respuesta.
6. La distribución en planta de elementos resistentes en dos direcciones ortogonales contribuye a un mejor comportamiento estructural que el que se tiene con elementos en una sola dirección.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2.3 Torsión sísmica a través de enfoques probabilistas

En nuestro país, el problema de la torsión sísmica a través de enfoques probabilistas, ha sido muy poco estudiado. En uno de los primeros trabajos publicados (Escobar y Ayala, 1991), se estudió el efecto de las incertidumbres en la distribución de masas y resistencias en la respuesta sísmica por torsión de estructuras desplantadas en el valle de México. Se

utilizaron modelos de cortante de un nivel con 2 y 3 elementos resistentes en una sola dirección. Los índices de comportamiento utilizados fueron la ductilidad máxima demandada, la energía disipada por histéresis, el número de incursiones en el intervalo de comportamiento inelástico, la ductilidad acumulada y el número de inversiones en el estado de fluencia. Se encontró que por el efecto de las incertidumbres en los parámetros estructurales se pueden presentar grandes dispersiones en la respuesta estructural y en consecuencia altas probabilidades de daño.

En uno de los trabajos más recientes (Escobar, 1994) se integraron conceptos de gran importancia en el estudio del efecto de torsión. Como parámetros inciertos se estudió la distribución espacial de las masas, así como la rigideces y resistencias de los elementos estructurales, considerando además la correlación estadística entre esas variables aleatorias. Se estudiaron modelos excéntricos tanto en masa como en rigidez con diferentes valores de excentricidad estática. Con respecto a la excitación sísmica se utilizó una familia de temblores simulados, con la misma intensidad de Arias (Arias, 1970). Para definir el comportamiento estructural inelástico, se estudiaron modelos de comportamiento elastoplástico y bilineal. También se contempló la resistencia adicional que presentan las estructuras reales con respecto a las de diseño, a través del concepto de sobre-resistencia estructural. Uno de los resultados encontrados más significativos es que las estructuras simétricas son las más vulnerables al efecto de las incertidumbres. Esto se atribuye a que por diseño, generalmente una estructura simétrica presenta poca capacidad de sobre-resistencia por torsión; aunado a que en ese tipo de estructuras pueden aparecer valores de la excentricidad estructural ocasionados por las incertidumbres en los parámetros estructurales. Otro resultado de gran interés es que la ductilidad máxima demandada no es necesariamente el parámetro más adecuado para caracterizar el comportamiento de las estructuras asimétricas inelásticas, pues se encontraron diferencias notables al estudiar otros parámetros de respuesta, que consideran tanto las características del sismo como las características dinámicas de la estructura.

En otro estudio efectuado por Escobar (1996), se evaluó el efecto de las incertidumbres, en el comportamiento por torsión de estructuras nominalmente simétricas. Se consideraron

incertidumbres en la localización del centro de masa, así como en la rigidez y resistencia de los elementos estructurales. El índice de respuesta que se evaluó fue la excentricidad estructural generada bajo el efecto de las incertidumbres, la cual algunos reglamentos de diseño como el RCDF lo contemplan a través de la excentricidad accidental. Como resultado se encontró que esa excentricidad es altamente sensible a ciertos parámetros estructurales tales como el periodo fundamental de la estructura, el factor de comportamiento sísmico, y evidentemente, de las incertidumbres en los parámetros estructurales. Además se determinó que existen ciertos intervalos de comportamiento en los que la excentricidad estructural anteriormente señalada presenta valores mayores a los que especifican diversos criterios de diseño por torsión. Se encontró, por ejemplo, en uno de los casos más críticos, una probabilidad de excedencia casi del 100% de la excentricidad accidental propuesta por el RCDF93, esto para un periodo de 1.5s y un factor de comportamiento sísmico de 4.

2.4 Reglamentación existente

2.4.1 Criterio de diseño por torsión sísmica estática del RCDF95

La normatividad del RCDF95 permite el uso del método sísmico estático para el diseño por sismo de las estructuras de edificios, si se cumplen las condiciones de regularidad, altura del edificio y zonificación sísmica que ahí se establecen. Al cumplirse las condiciones de diseño, el reglamento permite distribuir la fuerza cortante basal en los diferentes entrepisos del edificio, al suponer que rige el primer modo de vibrar de la estructura. La fuerza cortante basal se obtiene del producto de un coeficiente sísmico por el peso de la estructura. El coeficiente sísmico depende de la zonificación sísmica y de la importancia de la estructura.

El cortante de entrepiso, V , se distribuye entre los elementos resistentes. La fuerza cortante sísmica de diseño de cada elemento resistente debe incluir el efecto de un cortante directo y un cortante por torsión. El cortante directo se obtiene al suponer únicamente traslación del entrepiso y es proporcional a la rigidez de los elementos. La fuerza cortante por torsión se obtiene a través de un momento torsionante que resulta del multiplicar el cortante de

entrepiso por las excentricidades de diseño. De esta manera, la fuerza cortante total de diseño para el i -ésimo elemento, V_{T_i} , se puede calcular como (Meli, 1995):

$$V_{T_i} \geq V \frac{k_i}{\sum k_i} + \frac{k_i x_i}{K_\theta} V e_d \quad (2.3.1)$$

donde: $K_\theta = \sum y_i^2 k_{x_i} + \sum x_i^2 k_{y_i}$ representa la rigidez torsional del entrepiso en estudio, e_d es la excentricidad de diseño calculada con las ecs (2.3.2) y (2.3.3); k_{x_i} y k_{y_i} representan la rigidez del i -ésimo elemento en las direcciones principales, cuyas coordenadas con respecto al centro de torsión son y_i y x_i .

$$e_{d_1} = \alpha e_s + \phi b \quad (2.3.2)$$

$$e_{d_2} = \delta e_s - \phi b \quad (2.3.3)$$

De las ecs (2.3.2) y (2.3.3) se utiliza como excentricidad de diseño la que ocasione los efectos más desfavorables en los elementos resistentes. En esas ecuaciones α y δ son factores de amplificación dinámica, e_s representa la excentricidad estructural o estática, ϕ es el factor de excentricidad accidental y b es la dimensión máxima de la estructura en planta, perpendicular a la dirección de análisis. De acuerdo con el RCDF95, en las ecs (2.3.2) y (2.3.3) $\alpha=1.5$, $\delta=1.0$ y $\phi=0.1$.

Esta forma de proceder ha sido ampliamente cuestionado (Escobar, 1997), por la razón de que los elementos más rígidos se vuelven los menos resistente y viceversa. Esto ocasiona que las distribuciones en planta de las rigideces y resistencias se presenten de manera desigual, lo que conduce a condiciones de comportamiento inadecuados.

2.4.2 Criterio de diseño por torsión sísmica estática del RCDF01

En la edición 2001 del RCDF se han modificado las disposiciones para diseño por torsión, respecto a la edición de 1995, de tal forma que en el RCDF01 se establece que:

“Ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante directa.”

Con esta nueva modificación al RCDF, las distribuciones en planta de las resistencias, obtenidas al diseñar por torsión, se asemejan a las distribuciones de las rigideces, lo cual es condición para obtener comportamiento adecuados, según los resultados encontrados en algunos de los estudios anteriormente señalados para estructuras con comportamiento no lineal.

Adicionalmente en el RCDF01, en la parte de condiciones de regularidad, se establece como estructuras irregulares aquellas con relaciones $e_x/b = 0.2$, mientras que aquellas con $e_x/b \geq 0.3$ como fuertemente irregulares. En el primer caso se propone una reducción del 10 % en el valor del factor de comportamiento sísmico; en el segundo caso la reducción que se propone es del 30%.

Capítulo 3

PLANTEAMIENTO DETERMINISTA DE LA TORSIÓN SÍSMICA EN EDIFICIOS

3.1 Criterio de Tso y Wong para diseño por torsión

En este trabajo se utilizó el criterio de Tso y Wong (1993) para evaluar la respuesta sísmica por torsión, el cual consiste en incrementar la rigidez torsional de las estructuras, para controlar, dentro de ciertos límites admisibles, los desplazamientos laterales ocasionados por la traslación y rotación de los entrepisos. El procedimiento se apoya en dos nuevos parámetros estructurales: la relación de rigideces torsional-traslacional y la restricción a la torsión. El primero de ellos, para cada una de las dos direcciones principales del sistema estructural, se define como

$$\rho_{kx} = \frac{I}{b_x} \sqrt{\frac{K_\theta}{\sum k_{x_i}}} \quad (3.1.1)$$

$$\rho_{ky} = \frac{I}{b_y} \sqrt{\frac{K_\theta}{\sum k_{y_i}}} \quad (3.1.2)$$

donde b_x y b_y son las dimensiones en planta de la estructura. La restricción a la torsión, la cual permite medir la contribución a la rigidez torsional total de aquellos elementos resistentes perpendiculares a una dirección principal de análisis, se define para las dos direcciones principales del sistema como

$$\lambda_{kx} = \frac{K_{\theta x}}{K_\theta} \quad (3.1.3)$$

$$\lambda_{ky} = \frac{K_{\theta y}}{K_\theta} \quad (3.1.4)$$

Los parámetros λ_k y ρ_k dependen de la relación de aspecto de la planta del edificio, y del número, localización y valor de la rigidez de los elementos estructurales, según se puede observar en las ecuaciones que los definen, en las que además se observa que ambos parámetros guardan una cierta dependencia entre sí, por lo que sus valores cambiarán al cambiar alguna de las propiedades que los definen.

El intervalo de valores de ρ_k tiene como límite inferior el valor de cero, y corresponde al caso donde los elementos coinciden, en planta, con las coordenadas del centro de torsión. Sin embargo, el límite superior no está definido, pues cuando los elementos estructurales están distribuidos en los bordes de la construcción y las dimensiones b_x o b_y son pequeños, entonces ρ_k puede tener valores cercanos a uno, o inclusive mayores. Respecto al intervalo de valores de λ_k , está bien definido y tiene como límites cero y uno. El valor de cero significa que no existe ninguna contribución a la rigidez torsional por parte de aquellos elementos perpendiculares a la dirección de análisis. El valor unitario representa el caso contrario, es decir, que la contribución a la rigidez torsional es proporcionada sólo por los elementos perpendiculares a la dirección de análisis.

3.2 Requisito complementario a los criterios de diseño por torsión del RCDF95 y RCDF01

A través del criterio de diseño de Tso y Wong, es posible establecer intervalos de comportamiento adecuados en función de ρ_k (Tso y Moghadam, 1998; Páez *et al.*, 1999). Para ello, se requiere transformar la ec (2.3.1) de tal forma que la expresión que define el cortante total para un elemento resistente, se exprese en términos de ρ_k . Esto se logra al despejar el valor de K_θ de la ec(3.1.1) o (3.1.2), y sustituirlo en (2.3.1), obteniéndose así

$$V_T = V_d \left(1 + \frac{x_i e_d}{b^2 \rho_k^2} \right) \quad (3.2.1)$$

A la expresión que se encuentra dentro del paréntesis se denomina factor de sobre-resistencia por torsión, Fst ; entonces la ec (3.2.1) se transforma en

$$V_T = FstV_d \quad (3.2.2)$$

En la ec (3.2.1), el cortante total de un elemento resistente depende de su localización en planta, del valor de ρ_k y de la excentricidad de diseño. Respecto a la localización en planta, es preciso identificar dos tipos de elementos: rígidos y flexibles.

En general, en modelos asimétricos, se define como elemento flexible aquel que se encuentra del mismo lado que el centro de masa con respecto del centro de torsión; de no ser así, el elemento se considera un elemento rígido. De acuerdo con estas definiciones, los valores de x_i para ambos tipos de elementos pueden presentar signos diferentes. Si se acepta que para un elemento flexible, x_i presente valores positivos, entonces los valores de Fst , correspondientes a las excentricidades de diseño e_{d1} y e_{d2} , se hallan sustituyendo las ecs (2.3.2) y (2.3.3) en (3.2.1), esto es

$$Fst_{F1} = 1 + \frac{x_i(\alpha e_s / b + \phi)}{b\rho_k^2} \quad (3.2.3)$$

$$Fst_{F2} = 1 + \frac{x_i(\delta e_s / b - \phi)}{b\rho_k^2} \quad (3.2.4)$$

De acuerdo con las ecs (3.2.3) y (3.2.4), se cumple que $Fst_{F1} > Fst_{F2} > 1$ para cualquier combinación de los parámetros estructurales que definen dichas ecuaciones, de modo que la resistencia de diseño se rige por Fst_{F1} . Esto se puede observar en la Fig. 3.2.1a, donde se grafica el factor de sobre-resistencia por torsión en función de ρ_k y según las dos excentricidades de diseño.

De manera similar, para un elemento rígido ($x_i < 0$) se encuentra que el factor de sobre-resistencia por torsión, para las dos excentricidades de diseño, queda definido por

$$Fst_{R_1} = 1 - \frac{|x_i|(\alpha e_s / b + \phi)}{b\rho_k^2} \quad (3.2.5)$$

$$Fst_{R_2} = 1 - \frac{|x_i|(\delta e_s / b - \phi)}{b\rho_k^2} \quad (3.2.6)$$

En estas ecuaciones se observa que en sistemas con $\delta e_s / b > \phi$, tanto Fst_{R_1} como Fst_{R_2} pueden tomar valores positivos o negativos dependiendo del valor de ρ_k , de tal forma que la resistencia del elemento rígido se define por el máximo valor absoluto de Fst_{R_1} y Fst_{R_2} . Para sistemas con $\rho_k < |x_i|(\delta e_s / b - \phi) / b$, tanto Fst_{R_1} y Fst_{R_2} son negativos, pero $|Fst_{R_1}| > |Fst_{R_2}|$, según se muestra en la Fig. 3.2.1b. En la misma figura se observa que el punto donde se cortan las gráficas de Fst_{R_1} y Fst_{R_2} , corresponde al valor mínimo que puede tomar el factor de sobre-resistencia por torsión, $Fst_{R_{min}}$, cuya localización está definida por ρ_{cr} (ρ_k crítico). Para obtener el valor de ρ_{cr} se iguala la ec(3.2.5) con la ec(3.2.6), encontrándose así

$$\rho_{cr} = \sqrt{|x_i|e_s(\delta + \alpha) / 2b^2} \quad (3.2.7)$$

Al sustituir el valor de ρ_{cr} por ρ_k en la ec (3.2.6) y tomar el valor absoluto, se obtiene

$$Fst_{R_{min}} = \left| 1 - \frac{2(\delta e_s - b\phi)}{e_s(\alpha + \delta)} \right| \quad (3.2.8)$$

En las ecuaciones anteriores se puede observar que los parámetros ρ_k , λ_k y Fst pueden ser interpretados sin necesariamente tener que elegir para ello un cierto modelo estructural. Sin embargo, en modelos excéntricos en rigidez, se establece una relación más compleja

entre las variables que definen a tales parámetros, en comparación con los modelos excéntricos en masas. La razón de ello es que, en estos últimos, la rigidez de los elementos puede permanecer constante para diferentes valores de la excentricidad estática y un mismo valor de ρ_k ; mientras que en un modelo excéntrico en rigidez, los valores de las rigideces tendrán que cambiar, lo que ocasionará que los valores de otros parámetros también cambien, como por ejemplo la rigidez torsional.

Capítulo 4

PLANTEAMIENTO PROBABILISTA DE LA TORSIÓN SÍSMICA EN EDIFICIOS

En ingeniería como en otras áreas, los parámetros que definen a la mayoría de los problemas, son de naturaleza aleatoria. Las alternativas de solución a esos problemas deben basarse en enfoques probabilistas a fin de que los resultados encontrados sean consistentes con dicha naturaleza aleatoria. El objetivo que se busca al tratar la seguridad estructural desde un enfoque probabilista, es que se puedan establecer niveles de seguridad uniformes independientemente de las propiedades estructurales, de las acciones que se pudieran presentar y del estado de comportamiento que se considere (Meli, 1976). Para lograrlo es necesario establecer de forma precisa los parámetros estadísticos de aquellas variables que determinan el comportamiento de las estructuras.

4.1 Parámetros estadísticos que definen el fenómeno de la torsión sísmica

Trabajos previos (Pekau y Guimond, 1988; Escobar, 1994, 1996 y 1997), han demostrado que la distribución en planta de las rigideces y resistencias de los elementos estructurales, la localización del centro de masas y la excitación sísmica son los parámetros inciertos que más efectos tienen en el comportamiento sísmico de las estructuras inelásticas. Dada la complejidad que representa considerar incertidumbres en todas esas propiedades, en este estudio se consideraron inciertas sólo las propiedades estructurales. La excitación sísmica se incluyó como un parámetro determinista.

4.1.1 Localización del centro de masas

Las incertidumbres existentes tanto en la intensidad como en la distribución espacial de las cargas a nivel de piso, hacen que la localización del centro de masas sea una variable aleatoria.

Con relación a la intensidad de las cargas, la mayoría de los trabajos al respecto se han enfocado al estudio de la carga viva, pues es la que presenta las mayores dispersiones (Meli, 1995). De esta manera, al estudiar el efecto de la carga viva en edificios, Peir y Cornell (1973) reportan un modelo matemático que considera la diferencia que existe en los valores de los parámetros estadísticos de un edificio a otro, de un nivel a otro y en la distribución espacial en una misma planta. El modelo fue calibrado con parámetros estadísticos encontrados, producto de efectuar estudios de muestreo. En México se destaca el trabajo efectuado por Jauffred (1956), quien encontró para edificios ubicados diferentes zonas del valle de México, que la intensidad de la carga viva depende principalmente del uso de la habitación y del área cargada, y que puede ser modelada a través de una función de densidad de probabilidad normal, lognormal o de valores extremos.

Por desgracia, casi no existe información respecto a la localización en planta del centro de masas, por lo que en este trabajo se usó el valor de 0.12 para el coeficiente de variación (cv) y el valor medio se consideró equivalente al valor nominal (Escobar, 1994).

En este trabajo las incertidumbres inherentes a la localización del centro de masa constituyen sólo una variable aleatoria, debido a que, como se señala en el capítulo 5, los modelos estructurales utilizados poseen excentricidad únicamente en una dirección.

4.1.2 Resistencia

La diferencia que existe entre la resistencia real y la resistencia nominal de una estructura depende en gran medida de las incertidumbres que se tienen en las propiedades de los materiales que la constituyen, en las dimensiones de los elementos estructurales y en las expresiones e hipótesis consideradas en el cálculo de las resistencias, (MacGregor *et al.*, 1983).

Escobar (1994), a través de recopilar información estadística de diversas fuentes (MacGregor, 1983; MacGregor *et al.*, 1983), reporta para una trabe de concreto reforzado simplemente armada, que la relación entre la resistencia media y la nominal es $m_R / R_n = 1$

y un coeficiente de variación de la resistencia, $C_R = 0.15$; mientras que Meli (1976), para el mismo caso establece que $m_R / R_n = 1.35$ y $C_R = 0.12$

Para el caso de columnas, el cálculo los parámetros estadísticos de la resistencia es más complejo, dado que el momento resistente es dependiente del nivel de carga axial aplicado. Para casos típicos de columnas en edificios, Meli (1976) reporta que $m_R / R_n = 1.26$ y $C_R = 0.25$. Escobar (1994) reporta que $m_R / R_n = 1$ y $C_R = 0.2$, mismos que se utilizan en este trabajo.

4.1.3 Rigidez

Para una estructura de cortante formada por marcos de concreto reforzado, la rigidez de entrepiso está en función de tres parámetros: el módulo de elasticidad del material, el momento de inercia de la sección y la altura del entrepiso. Este último parámetro se puede considerar como determinista (Meli, 1976), de tal forma que las únicas variables aleatorias resultan ser el módulo de elasticidad, E , y el momento de inercia.

A través de la recopilación de información estadística de diversas fuentes acerca de las dimensiones de la sección transversal y del valor de E , y aplicar la teoría de Segundos Momentos, Escobar (1994) establece un cv de la rigidez de entrepiso, C_K , igual a 0.2, mismo valor que se utiliza en este trabajo.

Para un modelo de cinco elementos resistentes (que como se verá en el capítulo 5, es el que aquí se utiliza), al considerar las incertidumbres existentes tanto en sus propiedades de rigidez y resistencia; y además en la localización del centro de masas, se generan un total de once variables aleatorias, todas ellas consideradas al efectuar el estudio de simulación.

4.2 Métodos para evaluar la respuesta estructural probabilista

En los planteamientos probabilistas es frecuente que se busque obtener las funciones de densidad de probabilidades (fdp) así como los parámetros estadísticos de una función, $f(X)$, dependiente de n va. Para ello se han desarrollado métodos conocidos como de simulación, que permiten encontrar los parámetros estadísticos de $f(X)$ a través de efectuar ciertas hipótesis razonables que conducen a resultados, que aunque no son exactos, sí presentan niveles de precisión adecuados para los problemas que se deseen resolver.

Un método de simulación se considera más eficiente cuanto menor es el número de simulaciones que requiere, para un nivel de precisión previamente establecido. La razón es que en cada simulación, generalmente se precisa evaluar a la función que define al problema, de modo que cuando dicha función es compleja, ello implica un enorme esfuerzo de cómputo.

A la fecha, se han desarrollado un número considerable de métodos de simulación. Escobar (1994), evalúa algunos de ellos aplicados al problema de análisis probabilista de estructuras asimétricas inelásticas.

4.2.1 Método de simulación de Monte Carlo

De acuerdo con el algoritmo que reportan Benjamín y Cornell (1970), el método de Monte Carlo consiste en generar un histograma sintético o simulado que reemplaza a la fdp hipotética (exacta) de una variable Y dependiente de n va X_i . Los parámetros estadísticos de Y se obtienen del histograma simulado.

En el método de Monte Carlo se precisa conocer los parámetros estadísticos y las funciones de distribución de probabilidades, fdp, de cada una de las va X_i . El número necesario de simulaciones se puede definir a través de la prueba de Kolmogorov-Smirnov (Ross, 1999). Esta prueba se basa en el hecho de que la máxima diferencia que existe entre la fdp acumulada simulada o experimental y la fdp hipotética, sólo dependa del número de simulaciones, N_s . Con ello, a través de efectuar pruebas de hipótesis, es posible encontrar el

valor adecuado de N_s para tener una probabilidad α de cometer un error ε . En la tabla 4.2.1 aparecen valores para estos parámetros, en donde se puede observar que si se desea un nivel de precisión adecuado, se requiere efectuar una enorme cantidad de simulaciones. Pese a esta desventaja, el método de Monte Carlo ha sido ampliamente utilizado, pues posee la ventaja de que en cada simulación, la función Y se trata de forma semejante a como se haría en un estudio determinista.

Si se decidiera aplicar el método de Monte Carlo al problema que aquí se trata, se tendrían que efectuar simulaciones para cada una de las once va señaladas en el subcapítulo 4.1.3. Por ejemplo, si se eligiera un intervalo de confianza del 99%, para un margen de error del 5%, de acuerdo con la tabla 4.2.1, se tendrían que efectuar $1060 \times 11 = 11660$ simulaciones, esto sólo para un modelo estructural con ciertos valores de los parámetros estructurales considerados. En problemas de análisis estructural inelástico, esta cantidad implica un enorme tiempo de cómputo, por lo que se descarta su utilización en este trabajo.

4.2.2 Método de Incertidumbre de Primer Orden

El método de Incertidumbre de Primer Orden (Cambou, 1973), al igual que el método de Monte Carlo, también permite obtener los parámetros estadísticos de una función $f(X)$ dependiente de n va X . El método ofrece resultados exactos al problema de simulación, si $f(X)$ es una función lineal y continua en todo el intervalo de valores de X . Para el cálculo de los parámetros estadísticos de $f(X)$, sólo se necesita conocer los primeros momentos estadísticos de X .

Bajo este esquema, el problema de simulación se reduce a evaluar a $f(X)$ y a sus derivadas en un número reducido de ocasiones, según se expone y ejemplifica en el apéndice I.

Si se quisiera utilizar este método para modelar al problema objeto de este trabajo, el cálculo de las derivadas sería el principal obstáculo, pues la función que caracteriza el comportamiento por torsión además de ser no lineal, presenta problemas de discontinuidad por causa del comportamiento inelástico de los materiales.

4.2.3 Método de Estimaciones Bipuntuales

Este método, originalmente propuesto por Rosenblueth (1983), tiene el siguiente planteamiento. Sea $Y=f(X)$ una función de n va $X = X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$. Si se conocen los parámetros estadísticos de X , entonces es posible determinar los correspondientes parámetros estadísticos de la va Y .

El método posee varias características que lo hacen muy eficiente. Para n va se requieren efectuar 2^n simulaciones. No se requiere conocer las fdp de X , sino sólo sus correspondientes momentos estadísticos, de tal forma que cualquier fdp que los satisfaga se considera adecuada. Con el método es posible considerar la media, la esperanza y el sesgo de las fdp de X . También es posible tomar en cuenta la correlación entre las va. Con respecto al nivel de precisión, el método ofrece una aproximación de tercer orden para la media y una aproximación de segundo orden para la varianza.

Si se decidiera aplicar el método de Estimaciones Bipuntuales al problema que interesa resolver en este trabajo, se tendrían que efectuar $2^{11} = 2048$ simulaciones, también para un solo modelo con ciertos valores de los parámetros estructurales estudiados. Este número, aunque representa sólo una quinta parte del que se requiere con el método de Monte Carlo, todavía implica una gran cantidad de simulaciones.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.2.4 Método de Concentraciones Puntuales

Este método, desarrollado por Hong (1997), presenta características similares al método de Estimaciones Bipuntuales, sin embargo, es considerablemente más eficiente. En él se considera la opción de tomar m concentraciones para cada una de las n variables aleatorias. Si se elige $m=2$, con el método de concentraciones se requieren efectuar únicamente $2n$ simulaciones, en comparación con las 2^n del método de Estimaciones Bipuntuales.

De esa forma, con el método de Concentraciones Puntuales, el número necesario de simulaciones para las once variables aleatorias definidas en este trabajo se reduce a $2 \times 11=22$ para cada modelo estudiado. Esta cantidad apenas representa un 0.2% y un 1% de lo

requerido con los métodos de Monte Carlo y Estimaciones Bipuntuales, respectivamente. Por esta razón, en este trabajo se decidió utilizar el método de Concentraciones Puntuales.

En el apéndice se desarrollan los métodos de Incertidumbre de Primer Orden, de Estimaciones Bipuntuales y de Concentraciones Puntuales. Además se ilustra, a través de un ejemplo, el uso de los cuatro métodos de simulación aquí expuestos.

Capítulo 5

ESTUDIOS PARAMÉTRICOS

5.1 Modelos estructurales estudiados

Los modelos estructurales estudiados fueron de cortante de un nivel con elementos resistentes en dos direcciones ortogonales, empotrados en su base y unidos en su parte superior a través de un sistema de piso que es infinitamente rígido en su plano. Se consideró que la capacidad de carga de los elementos está regida por su resistencia a la flexión. En la figura 5.1.1 se muestra una vista en planta del modelo estructural estudiado.

El diseño de los modelos se efectuó de acuerdo a las recomendaciones de diseño sísmico del RCDF95 y RCDF01, incluyéndose el efecto del sismo en dos direcciones. Los modelos se supusieron del tipo B y desplantados en la zona III del valle de México (zona IIIa para el RCDF01).

Los modelos poseen simetría en rigidez y excentricidad en masa. Para generar los diferentes valores de excentricidad estática, se fijó el centro de torsión en el centro geométrico de la estructura y se varió la localización del centro de masas en la dirección del eje X. Para la dirección Y, los modelos poseen simetría tanto en masa como en rigidez. En este trabajo se concentró el interés en evaluar el comportamiento de los elementos paralelos a la dirección del eje Y, mientras que en los elementos paralelos a X, sólo se consideró su contribución a la rigidez torsional total de la estructura, a través del parámetro λ_x .

Con el propósito de proceder sistemáticamente y evitar así complicaciones excesivas, en este estudio se decidió ignorar el efecto de interacción suelo estructura, el cual puede llegar a ser importante en el estudio de estructuras desplantadas en suelos blandos.

5.1.1 Masa traslacional y masa rotacional

La ecuación de movimiento de las estructuras asimétricas depende grandemente tanto de la masa traslacional como de la masa rotacional. En este trabajo los valores de la masa traslacional se ajustaron a los tres valores del periodo fundamental de la estructura, considerando para ello un valor constante en la rigidez traslacional total de la estructura.

La masa rotacional es un parámetro típico en las ecuaciones de movimiento de las estructuras asimétricas. Depende de la forma y dimensiones de la planta de la estructura, y de la masa traslacional. Por sencillez en este estudio se admitió un valor constante de la masa rotacional, lo cual es posible si se supone una distribución no uniforme de masas en la planta de la estructura. Bajo este esquema y de acuerdo a la forma rectangular del modelo estructural estudiado, se consideró la siguiente expresión para el cálculo de la masa rotacional.

$$m_R = \frac{m}{12} (b_x^2 + b_y^2) \quad (5.1.1)$$

5.1.2 Ecuación de movimiento

En la literatura técnica se desarrollan con detalle las ecuaciones que rigen el movimiento dinámico de las estructuras (Chopra, 1995). Para estructuras con comportamiento elástico, tanto la deducción de las ecuaciones de movimiento como su solución no presenta mayores dificultades, salvo la gran cantidad de operaciones matriciales que en ocasiones se requiere.

En estructuras con comportamiento inelástico las ecuaciones de movimiento se vuelven notablemente más complejas, esto debido, principalmente, a que aparecen parámetros adicionales respecto a las estructuras con comportamiento elástico, tales como el de resistencia y el de rigidez instantánea. La complejidad en la solución de las ecuaciones depende principalmente de las leyes de carga-deformación que se elijan.

El problema de calcular la respuesta sísmica de estructuras inelásticas, presenta una complicación adicional cuando la excitación es una función arbitraria, como es el caso de una

excitación sísmica. Afortunadamente se han desarrollado diferentes métodos numéricos, que resuelven las ecuaciones de movimiento en cada instante de tiempo. Entre los más usados se encuentra el método paso a paso desarrollado por Newmark.

5.1.3 Ley carga deformación

Existen varios modelos teóricos para definir el comportamiento inelástico de las estructuras, algunos de ellos toman en cuenta la degradación de rigidez y resistencia de los elementos estructurales. Simultáneamente, algunos toman en cuenta la interacción entre fuerza axial, fuerza cortante y momento flexionante, permitiendo así efectuar un análisis tridimensional de estructuras con comportamiento no lineal.

En un trabajo efectuado por Correnza *et al.* (1992) se estudió la influencia que tienen las diferentes propiedades estructurales en la respuesta sísmica por torsión. Se encontró que cuando se utilizan modelos de comportamiento bilineal y elastoplástico, los resultados no presentan diferencias significativas. Por esa razón es que en este trabajo se consideró el modelo elastoplástico.

5.2 Parámetros de respuesta

5.2.1 Ductilidad máxima demandada

Dadas las características de los modelos utilizados y el actual estado del arte en el estudio del fenómeno de torsión sísmica de estructuras de edificios, se consideró adecuado utilizar la ductilidad traslacional máxima demandada por los elementos resistentes para caracterizar la respuesta estructural inelástica. De esta forma, se está en la posibilidad de poder comparar los resultados aquí obtenidos con los de otros estudios con características similares donde se ha utilizado el mismo parámetro de respuesta.

5.2.2 Ductilidad máxima demandada normalizada

Este trabajo, en su primera etapa consistió en estudiar el criterio de diseño por torsión de Tso y Wong (1993) sin considerar el efecto de las incertidumbres. El parámetro de respuesta estructural utilizado fue la ductilidad máxima demandada normalizada, definida como la relación de la ductilidad máxima demandada por un elemento resistente en un modelo asimétrico, entre la correspondiente en un modelo simétrico.

5.2.3 Ductilidad media normalizada

El índice de comportamiento utilizado para caracterizar la respuesta estructural probabilista fue la ductilidad media normalizada por un elemento resistente, definida como el cociente que resulta de dividir la ductilidad media máxima demandada en un modelo asimétrico entre la correspondiente en un modelo simétrico.

5.2.4 Índice de confiabilidad

Con el propósito de obtener resultados consistentes con los criterios actuales de diseño sísmico del RCDF, en este trabajo se evaluó la confiabilidad estructural de los modelos estudiados. Para ello, un planteamiento establecido por Meli (1976) radica en definir una variable Z como

$$Z = D - D_m \quad (5.2.1)$$

donde D representa la ductilidad máxima disponible en un elemento resistente; mientras que D_m , la ductilidad máxima demandada por el sismo. La condición de falla se alcanza cuando $Z < 0$, es decir cuando la demanda supera a la capacidad disponible. El índice de confiabilidad, β , se halla como el número de desviaciones estándar que el valor crítico de Z ($Z=0$) está de la media (figura 5.2.1) esto es:

$$\beta = \frac{\bar{Z}}{\sigma_z} \quad (5.2.2)$$

Para hallar los parámetros estadísticos de Z , se debe reconocer de forma adecuada la naturaleza aleatoria de los parámetros que la definen. Respecto a la ductilidad máxima demandada por el sismo, sus parámetros estadísticos, \bar{D}_m y σ_{D_m} , se obtuvieron al aplicar el método de Concentraciones Puntuales, considerando incertidumbres en la localización del centro de masas y en la distribución en planta de las rigideces y resistencias, según lo expuesto en el capítulo 4.

Respecto a la ductilidad máxima disponible en un elemento resistente, depende de la capacidad y modo de deformación de los elementos resistentes, de donde se supone concentrado el comportamiento inelástico de las estructuras y del tipo de carga que soporten (Méndez, 2001). Se han elaborado algunos estudios teóricos, como el efectuado por Esteva y Ruiz (1989), donde se reporta una expresión para el cálculo de los parámetros estadísticos de D ; sin embargo, aún no existe información de carácter experimental u observaciones en edificios reales que justifiquen a dichos estudios. Por esa razón, en este trabajo se prefirió considerar a la ductilidad disponible como un parámetro determinista y asignarle los valores de 4, 6 y 8, de acuerdo con Escobar (1994).

De esta forma, al aplicar el método de aproximaciones de primer orden a la ec (5.2.1) se hallan los parámetros estadísticos de Z , esto es

$$\bar{Z} = D - \bar{D}_m \quad (5.2.3)$$

$$\sigma_z = \sigma_{D_m} \quad (5.2.4)$$

Al sustituir las ecs (5.2.3) y (5.2.4) en la e (5.2.2) se obtiene que

$$\beta = \frac{D - \bar{D}_m}{\sigma_{D_m}} \quad (5.2.5)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Con el propósito de establecer un valor límite del índice β , que permita diferenciar las estructuras con niveles de seguridad adecuada de aquellas que no la posean, se considera el trabajo elaborado por Meli (1976). Ahí se reporta un valor $\beta = 3.9$ para un elemento estructural con características similares al que aquí se estudia (subreforzado de concreto y resistente a la flexión) y diseño de acuerdo al RCDF (edición 1973). En este estudio se considera ese mismo valor.

5.3 Parámetros estudiados

5.3.1 Factor de comportamiento sísmico

En el diseño de los modelos estructurales, se consideraron dos valores del factor de comportamiento sísmico, $Q=2$ y 4 . Principalmente porque son los dos valores extremos que admite el RCDF95 y RCDF01, y que son comúnmente utilizados para considerar, a nivel de diseño, el comportamiento no lineal de las estructuras. En esta parte se consideró la norma que aparece en ambas ediciones del RCDF con respecto a que no se admite diseñar estructuras con $Q \geq 3$ y $e_s/b > 0.2$. Sin embargo, con el propósito de conocer el comportamiento de aquellas estructuras que no cumplen con tal requisito, en los resultados se incluyen gráficas para caracterizar el comportamiento de estructuras diseñadas con $Q=4$ y $e_s/b = 0.3$

5.3.2 Excentricidad estructural

Los valores de la excentricidad estructural normalizada evaluados en este trabajo fueron $e_s/b = 0, 0.1, 0.2$ y 0.3 . De esta forma se pretende estudiar desde estructuras simétricas hasta aquellas con altos niveles de asimetría. De acuerdo al subcapítulo 5.1, las excentricidades se generaron sólo en la dirección del eje X, mientras que en la dirección del eje Y se consideró $e_s/b = 0$.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.3.3 Periodo fundamental de la estructura

Con el propósito de modelar estructuras representativas de edificios reales, en este trabajo se utilizaron los valores de 0.5 s, 1 s, y 1.5 s para el periodo de vibración traslacional, típicos de edificios de 5, 10 y 15 niveles respectivamente, cuyo comportamiento fue el más desfavorable durante los sismos de septiembre de 1985 (Rosenblueth y Meli, 1986).

5.3.4 Restricción a la torsión

Al considerarse al eje Y como la dirección principal de análisis, se utilizaron los elementos localizados paralelos a la dirección del eje X para generar los diferentes valores del parámetro λ_{kx} . De esta forma, se emplearon los siguientes valores de restricción a la torsión $\lambda_{kx} = 0.0, 0.25, 0.5$ y 0.75 . Estos valores se generaron al variar la separación entre los elementos resistentes paralelos a la dirección del eje X y conservando su rigidez lateral.

5.3.5 Relación de rigideces torsional-traslacional

El efecto de la relación de rigideces torsional-traslacional, se evaluó sólo en la dirección del eje Y. Para generar los diferentes valores de ρ_{ky} se modificó la rigidez de los elementos paralelos a la dirección del eje Y, y se conservó su localización, según se establece en el subcapítulo 3.2. Dada la dependencia que existe entre los parámetros ρ_{ky} y λ_{kx} , y para los modelos aquí estudiados, $\rho_{ky} = 0.5$ fue el valor máximo que se pudo generar para $\lambda_{kx} = 0$ y $\lambda_{kx} = 0.25$; $\rho_{ky} = 0.7$ fue el máximo para $\lambda_{kx} = 0.5$; y $\rho_{ky} = 0.8$ fue el máximo para $\lambda_{kx} = 0.75$. El intervalo de discretización considerado para ρ_{ky} fue de 0.05. A través de la ec (3.2.7) se encontró para $e_s/b = 0.1$ un valor de $\rho_{cr} = 0.25$; para $e_s/b = 0.2$, $\rho_{cr} = 0.35$ y finalmente, para $e_s/b = 0.3$, $\rho_{cr} = 0.43$.

En las figuras 5.3.1 y 5.3.2 se presentan, para el modelo estructural estudiado y diseño por torsión según el RCDF95, las gráficas correspondientes del factor de sobre-resistencia por

torsión, F_{st} . Se puede observar que para valores de $e_s/b > 0.1$, en el elemento rígido se presentan valores de F_{st_r} menores que uno en un amplio intervalo de valores de ρ_k , en la vecindad de ρ_{cr} . Para un elemento flexible en todos los casos mostrados, F_{st_f} toma valores mayores que uno, y estos crecen a medida que se incrementan los valores de la excentricidad estática normalizada.

Las figuras 5.3.3 y 3.3.4 muestran gráficas similares a las anteriores, pero ahora considerando el criterio de diseño por torsión del RCDF01. Se puede observar que los valores de F_{st_f} no cambian con respecto a lo propuesto en el RCDF95, sin embargo para el elemento rígido, ya no existen valores de F_{st_r} menores a la unidad, lo cual es consistente con lo enunciado en el RCDF01, con respecto a que no se admiten resistencias menores a las inducidas sólo por el cortante directo.

Otro aspecto que es preciso mencionar es que la resistencia total, en una cierta dirección de análisis, es altamente dependiente de los parámetros e_s/b , ρ_k , λ_x , y del criterio de diseño por torsión, como se puede observar en las figuras 5.3.5 y 5.3.6. Cuando mayores son los valores de e_s/b , la resistencia total normalizada con respecto a la de un modelo simétrico, R_a/R_s , muestra valores cada vez mayores; mientras que cuando se incrementan los valores de λ_x , la relación R_a/R_s disminuye.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.3.6 Sobre-resistencia estructural

Al estudiar la resistencia real de las estructuras se ha encontrado que normalmente es mayor a la de diseño. Meli y Zurita (1986) atribuyen ese fenómeno a la diferencia entre la resistencia esperada de los materiales y su valor nominal, a la contribución de la losa a la resistencia de las vigas, y a características particulares de la excitación sísmica tales como el contenido de frecuencia y la duración efectiva. Meli (1992) al estudiar ese fenómeno en un edificio de concreto de diez niveles desplantado en la zona blanda del valle de México, que sufrió daño considerable durante los sismos de 1985, encontró un valor igual a dos en la relación de resistencia real entre el correspondiente valor medio; mientras que para otro

edificio con diferente estructuración, ubicado en suelo firme, sujeto a un sismo de corta duración y una distancia focal de 8 km, se encontró el valor de 1.5. En este trabajo, para caracterizar la sobre-resistencia estructural, se consideró adecuado utilizar el menor de dichos valores.

5.3.7 Criterios de diseño por torsión

Las normas para diseño por torsión del RCDF95 y del RCDF01 se pueden interpretar de forma ambigua, ya que en ellas no se especifica un límite superior para los cortantes totales, sino únicamente un límite inferior. Una forma aparentemente conservadora de interpretar dichas normas se logra incrementando de forma arbitraria el cortante de diseño mínimo admitido. Esta forma de proceder, que algunos ingenieros recomiendan, tiene los siguientes dos inconvenientes:

El primero es que a medida que se incrementa la resistencia de la estructura, el costo de la construcción también se incrementa, lo cual generalmente se trata de evitar.

El segundo es de especial interés mencionarla, pues afecta directamente la seguridad estructural de las construcciones. Se ha demostrado en algunos estudios (Escobar, 1994), que incrementar de forma irracional la resistencia de los elementos, puede en ocasiones dar origen a condiciones de comportamiento más críticas, principalmente cuando dicho proceder ocasiona que se incremente la diferencia en las distribuciones de rigidez y resistencia en la estructura.

En este trabajo, las distribuciones de resistencias consideradas, corresponden a las mínimas permitidas en las normas para diseño por torsión del RCDF95 y RCDF01.

5.3.8 Relación de aspecto de la planta

Para una dirección de análisis, la relación de aspecto de la planta estructural se define como el cociente h/b , que resulta de dividir las dimensiones en planta del edificio, paralela y normal a la dirección de análisis, respectivamente.

En diversos estudios se ha encontrado que la respuesta sísmica por torsión es altamente dependiente de la relación de aspecto. Escobar et al. (1989), al estudiar el efecto de torsión en estructuras con comportamiento no lineal sujetas a sismo en una sola dirección, encontraron que cuando la excentricidad estática se incrementa, el comportamiento estructural se vuelve crítico para $h/b=2$, mientras que para $h/b=0.5$ se mejora dicho comportamiento. Además se determinó que para $h/b=1$ los resultados se encuentran en niveles intermedios.

Es importante señalar que, dada la definición de la relación de aspecto, en estructuras donde se analiza el sismo en dos direcciones, resulta ambiguo hablar de un solo valor de la relación de aspecto, pues puede tomar valores diferentes dependiendo de la dirección de análisis. Sin embargo, es preciso indicar que la forma de la planta sí influye en la respuesta sísmica por torsión, por lo que en otros estudios se deberá considerar diferentes relaciones de aspecto para las dos direcciones de análisis. En este estudio se decidió utilizar un valor unitario en la relación de aspecto.

En la figura 5.3.1 se presenta el total de valores considerados para los parámetros estructurales estudiados. Cada combinación de dichos valores caracteriza un modelo estructural con características propias, al obtener el número total de combinaciones para dichos parámetros se obtienen un total de 2208 modelos estructurales. Al aplicar el método de Concentraciones Puntuales para obtener los parámetros estadísticos de la respuesta estructural se requiere que para cada uno de dichos modelos se efectúen $2n=2(11)=22$ simulaciones, lo que da un total de 48,576 simulaciones. Esta cantidad de simulaciones implica una enorme cantidad de tiempo de cómputo, sin embargo esa cantidad podría incrementarse de forma desmedida si se utilizara cualquier otro método de simulación, por ejemplo, con el método de Estimaciones Bipuntuales implicaría efectuar 4,521,984 simulaciones.

5.4 Excitación sísmica

Como excitación se consideró adecuado utilizar ambos componentes horizontales del acelerograma de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) de la ciudad de

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

México, registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. El componente más intenso se aplicó en la dirección del eje Y (figura 5.1.1).

Con el propósito de economizar el tiempo de cómputo, se redujo el tamaño de los registros a través de la intensidad de Arias (Arias, 1970). En diversos estudios con características similares al aquí efectuado, se ha encontrado que al considerar la intensidad de Arias comprendida entre el 5% y el 95% de la intensidad total, no se notan diferencias importantes en la respuesta estructural respecto a lo que se obtiene al considerar los registros completos. Por esta razón en este trabajo se consideró adecuado utilizar esa misma cantidad de la intensidad de Arias.

5.5 Herramientas de cálculo

Para obtener la respuesta no lineal de los modelos estudiados se utilizó el programa DYNDIR desarrollado por Gillies (1979). El programa resuelve las ecuaciones de movimiento de forma directa, utilizando para ello el método de integración paso a paso de Newmark bajo la hipótesis de aceleración constante. De acuerdo con calibraciones que se han efectuado con otros programas de análisis no lineal bajo condiciones similares a las aquí estudiadas, en este trabajo se consideró adecuado utilizar el valor de 0.02 segundos para los intervalos de integración. La versión original del DYNDIR fue modificada por Escobar (1988) para poder efectuar simulaciones estadísticas. Esta segunda versión es la que se utilizó en este trabajo.

El DYNDIR es capaz de efectuar un análisis no lineal utilizando leyes carga-deformación como el elastoplástico, y el bilineal; además es posible considerar la interacción entre flexión biaxial y carga axial, lo que permite efectuar análisis tridimensionales inelásticos. También, con la versión modificada del DYNDIR es posible obtener otros índices de daño tales como el número de veces que un elemento incursiona en el intervalo inelástico, el tiempo de fluencia, la energía histerética disipada por comportamiento inelástica, el número de veces que un elemento fluye en direcciones opuestas consecutivamente, la ductilidad acumulada, etc.

Capítulo 6

RESULTADOS

Los resultados aparecen ordenados conforme a los parámetros de respuesta estudiados y de acuerdo con todos los parámetros estructurales expuestos en el subcapítulo 5.3, con excepción de la relación de aspecto y de la sobre-resistencia estructural, pues fueron parámetros que tomaron valores únicos durante todo el estudio. Adicionalmente se distingue el comportamiento de los dos tipos de elementos resistentes considerados: rígidos y flexibles.

Respecto a la ductilidad media normalizada se hace una comparación con los resultados obtenidos al considerar la ductilidad máxima demandada normalizada como parámetro de respuesta.

6.1 Ductilidad media normalizada

Tipo de elemento (rígido o flexible)

En las figuras 6.1.1 a 6.1.12 se presentan gráficas de la ductilidad media normalizada para los dos valores de Q y los tres valores del periodo fundamental de vibración considerados. Ahí se observa que para las dos ediciones del RCDF estudiadas, en el elemento flexible se tienen, en la mayoría de los casos, valores menores que la unidad, por lo que se puede considerar, para $\rho_{ky} \geq 0.2$, el comportamiento de esos elementos como aceptable.

En las mismas figuras se observa que para el elemento rígido existen intervalos definidos de valores de ρ_{ky} en donde la ductilidad normalizada toma valores mayores que la unidad para ambas ediciones del RCDF estudiadas. La razón de tal comportamiento se le puede atribuir al hecho de que en esos elementos existen ciertos intervalos de valores de ρ_{ky} donde el factor Fst toma valores iguales e inclusive menores que uno, lo que no ocurre en un elemento flexible.

Excentricidad estática

En las figuras 6.1.1, 6.1.3, 6.1.5, 6.1.7, 6.1.9 y 6.1.11 se presenta el comportamiento de los modelos estructurales diseñados con diferentes valores de e_s/b y de acuerdo con el RCDF95. Se puede observar que las ordenadas máximas de la ductilidad normalizada para los tres valores considerados de e_s/b son similares entre sí; aunque los intervalos de valores de ρ_{ky} donde se presenta el comportamiento inaceptable (cuando las ductilidades normalizadas son mayores que la unidad), varía considerablemente. Esos intervalos de valores de ρ_{ky} coinciden de forma aproximada con los intervalos donde se generan los menores valores del factor de sobre-resistencia por torsión.

Para el RCDF01 (figuras 6.1.2, 6.1.4, 6.1.6, 6.1.8, 6.1.10 y 6.1.12) existe una diferencia importante en el comportamiento de las estructuras diseñadas para diferentes valores de e_s/b , se observa que la ductilidad normalizada media alcanza sus valores máximos para $e_s/b=0.1$. Para valores mayores de la excentricidad estática, las ordenadas máximas de dichas ductilidades disminuyen notablemente, así como el intervalo de valores de ρ_{ky} donde se presentan.

Factor de comportamiento sísmico

Con respecto al factor de comportamiento sísmico Q , en las figuras 6.1.1 a 6.1.12 se observa que los casos más desfavorables aparecen con $Q=2$, pues los intervalos de valores de ρ_{ky} donde aparece el comportamiento inaceptable, se incrementan considerablemente. Esto para los tres valores considerados del periodo fundamental de vibración y para las dos ediciones estudiadas del RCDF.

En este caso, el comportamiento es contrario a lo que se esperaba, pues generalmente cuanto mayores son los factores de comportamiento sísmico las resistencias son cada vez menores, lo que implica que las estructuras desarrollen mayor ductilidad.

La aparente contradicción anterior se aclaró cuando se observaron las ductilidades sin normalizar, encontrándose que efectivamente en los modelos diseñados con $Q=4$ fueron los que presentaron las mayores ductilidades, las cuales después de normalizar se halló que los casos más desfavorables aparecen para $Q=2$.

Periodo fundamental de vibración

En la mayoría de los casos estudiados se observó que la respuesta estructural es sensible al periodo fundamental de vibración. Las ordenadas máximas de la ductilidad normalizada asociados con amplios intervalos de valores de ρ_{kv} de comportamiento inaceptable se presentaron en algunos casos con $T=1s$ y en otros con $T=1.5s$, dependiendo de los valores que tomaron otros parámetros estructurales. Por ejemplo, al comparar las figuras 6.1.7 y 6.1.8 con las figuras 6.1.11 y 6.1.12, se observa que para $Q=4$ el comportamiento más desfavorable aparece con $T=1s$; mientras que al comparar las figuras 6.1.5 y 6.1.6 con las figuras 6.1.9 y 6.1.10 para $Q=2$, ello sucede cuando $T=1.5s$. Esta diferencia de comportamiento tiene estrecha relación con el periodo predominante de la excitación sísmica: dos segundos para el sismo aquí considerado. Es posible que los modelos estructurales hayan incurrido en el intervalo inelástico lo suficiente como para incrementar su periodo hasta un valor cercano a los dos segundos, lo que ocasionó un incremento en los valores de la demanda de ductilidad.

Con $T=0.5$, se observó un comportamiento único (figuras 6.1 a 6.1.4). Para valores de ρ_{kv} aproximadamente menores a 0.2, las ductilidades normalizadas tomaron valores mayores que la unidad, principalmente para $Q=2$ y $\lambda_{kv}=0$. Una explicación de dicho comportamiento podría ser por que los modelo estructurales con esos valores de ρ_{kv} son más sensibles al efecto de las incertidumbres que aquellos con valores mayores de ρ_{kv} .

Reglamento de diseño

En las figuras 6.1.1 a 6.1.12 se puede observar una mejoría importante en el comportamiento de las estructuras diseñadas con el RCDF01 en comparación con lo observado en las estructuras diseñadas con el RCDF95. En los modelos con $e_s/b > 0.1$ se disminuyen las ordenadas máximas de la ductilidad media normalizada, además de que se reduce el intervalo de valores de ρ_{ky} donde se presenta el comportamiento inaceptable. Nuevamente, una explicación a esta diferencia de comportamiento se puede lograr al observar las gráficas encontradas para el factor de sobre-resistencia por torsión, donde se observa que para valores de $e_s/b \leq 0.1$, ambos reglamentos conducen a diseños por torsión idénticos; sin embargo, para valores de $e_s/b > 0.1$, el RCDF01 ya no admite resistencias menores a la necesarias para resistir sólo el cortante directo, mientras que con el RCDF95 aparecen amplios intervalos de valores de ρ_{ky} donde el factor de sobre-resistencia por torsión toma valores menores a uno.

Relación de rigideces torsional-traslacional y restricción a la torsión

En todas las gráficas correspondientes a la ductilidad media normalizada se puede observar que la respuesta estructural es altamente dependiente del parámetro ρ_{ky} . Se distinguen intervalos alrededor del valor crítico, donde los valores de la ductilidad media normalizada son notablemente mayores a los que aparecen para el resto de valores de ρ_{ky} , lo cual era de esperarse, pues en ese intervalo de valores de ρ_{ky} es donde se tienen los menores valores del factor de sobre-resistencia por torsión. Para valores de ρ_{ky} por arriba de ese intervalo, se distingue un comportamiento estable y aproximadamente constante de la ductilidad media normalizada, lo que significa que para esos valores de ρ_{ky} resultaría innecesario incrementar la rigidez torsional, pues se tendrían los mismos niveles de seguridad. Respecto a la restricción a la torsión, no se observa un comportamiento con tendencias definidas para $\lambda_{kr} \leq 0.25$, mientras que con $\lambda_{kr} > 0.25$ aunque los intervalos de ρ_{ky} de comportamiento inaceptable y las ordenadas máximas de la ductilidad media normalizada se asemejan a las

encontradas en las estructuras con $\lambda_{kx} \leq 0.25$, el comportamiento está mejor definido, además de que es más amplio el intervalo de valores de ρ_{ky} donde se presenta comportamiento aceptable.

De acuerdo con el comportamiento observado en esta parte y según las definiciones de ρ_{ky} y λ_{kx} , se puede inducir que el mejor comportamiento estructural aparece cuando existen elementos resistentes en las dos direcciones principales y cuando estos tienen una importante contribución a la rigidez torsional total de la estructura.

Tipo de enfoque (determinista o probabilista)

Al comparar las figuras 6.1.1 a 6.1.12 con las figuras 6.1.13 a 6.1.24 que corresponden respectivamente a resultados para la ductilidad media normalizada y para la ductilidad máxima demandada normalizada (obtenida de forma determinista), aunque en general se observa un comportamiento similar, también se aprecian diferencias importantes originadas al considerar el efecto de las incertidumbres en los parámetros estructurales. En los resultados probabilistas se distingue de una forma más clara las tendencias de comportamiento en la respuesta estructural, esto principalmente para $T=1s$ y $1.5s$, que fue donde los modelos deterministas presentaron las mayores variaciones en su comportamiento. Por otro lado, en los resultados deterministas se reduce ligeramente el intervalo de valores de ρ_{ky} donde se presenta comportamiento inaceptable. Para ambos parámetros de respuesta se observó comportamiento aceptable en el elemento flexible.

6.2 Índice de confiabilidad

Tipo de elemento (rígido o flexible)

En las figuras 6.2.1 a 6.2.12 se presentan gráficas del índice de confiabilidad, sólo para una ductilidad de falla igual a cuatro. En todos los casos se observa en el elemento flexible los mayores valores de β , lo cual es consistente con lo encontrado al considerar la ductilidad media normalizada como parámetro de respuesta estructural; con la diferencia de que ahora sí existen intervalos de valores de ρ_k , donde el índice β , para dicho elemento, toma valores menores que el mínimo aceptable ($\beta=3.9$, según se expuso en el subcapítulo 5.2.4). Valores menores a este límite se consideran inaceptables.

Es evidente que el índice de confiabilidad es un índice de comportamiento más eficaz que la ductilidad media normalizada, pues ya considera el efecto de los segundos momentos estadísticos de la respuesta estructural, además de que no lleva implícito el error que se puede cometer al normalizar el parámetro de respuesta estructural.

Excentricidad estática

En todas las gráficas del índice de confiabilidad se puede observar que las estructuras diseñadas como simétricas son las que presentan, en la mayoría de los casos, los menores valores de β , a medida que los valores ρ_k se incrementan. Este comportamiento pone de manifiesto el hecho de que las estructuras simétricas son las más vulnerables al efecto de las incertidumbres, lo cual es comprensible, pues son las que presentan las menores resistencias de diseño.

Para otros valores de la excentricidad estática no se distingue algún caso particular donde se pueda mencionar alguna generalización de comportamiento aceptable o inaceptable, pues ello depende de otros parámetros estructurales.

Factor de comportamiento sísmico

Respecto al factor de comportamiento sísmico, se observó en todos los casos estudiados que el mejor comportamiento aparece con $Q=2$. Esto se debió a que en los modelos diseñados con $Q=4$ se utilizó la misma ductilidad de falla al calcular el índice β . Un resultado sumamente importante es que en los modelos diseñados con $Q=4$, los valores de β encontrados fueron menores que el aceptable prácticamente en todos los casos estudiados. Estos resultados son contrarios a los observados al considerar la ductilidad media normalizada según los resultados reportados en el subcapítulo anterior, por la razón de que con el índice β ya no se tiene el inconveniente que implica normalizar la respuesta estructural.

Periodo fundamental de vibración

Con respecto al periodo fundamental de vibración, en las gráficas del índice de confiabilidad se puede observar que cuando $T=1.5s$, el cual es cercano al periodo predominante de la excitación sísmica, aparecen los menores valores de β , principalmente cuando $Q=4$. Para ese valor de T y para el valor de cuatro en la ductilidad de falla, prácticamente para todos los valores de los otros parámetros estudiados, se observan valores de β menores que el aceptable. Para valores mayores de la ductilidad de falla, dichos valores de β se incrementan notablemente para los tres valores considerados del periodo fundamental de vibración. Para los modelos con $T=0.5s$ y $1s$ no se observan tendencias generales de comportamiento, pues ello depende de los valores que tomaron los otros parámetros estructurales estudiados.



Reglamento de diseño

Al comparar los resultados obtenidos al diseñar con las dos ediciones del RCDF estudiados (figuras 6.2.1 a 6.2.12), no se observan diferencias significativas en el elemento flexible; sin embargo, para el elemento rígido, al diseñar con el RCDF01, los valores de β se incrementan notablemente para valores de $e_s/b \geq 1$ y se reduce el intervalo de valores de

ρ_{ky} , donde se presentan los valores inaceptable de β . Por desgracia, aún en los modelos diseñados con el RCDF01, los valores de β observados fueron, en muchos casos, menores que el aceptable. Esto sucedió principalmente al diseñar con $Q=4$ y $T=1.5s$, según se puede observar en las figuras 6.2.11 y 6.2.12.

En todas las gráficas de confiabilidad se puede observar que entre mayores son las ductilidades de falla, mayores son los valores de β encontrados, como se esperaba. Para un elemento flexible, el índice β toma valores aceptables en un amplio intervalo de parámetros estructurales, inclusive cuando la ductilidad de falla toma el valor de cuatro; sin embargo, para un elemento rígido aparecen valores inaceptable de β aún con valores de ocho en la ductilidad de falla.

Relación de rigideces torsional-traslacional y restricción a la torsión

Los resultados encontrados en esta parte son consistentes con los encontrados al considerar a la ductilidad media normalizada como parámetro de respuesta. En casi todo el intervalo de valores consideradas para ρ_{ky} , el índice β presentó un comportamiento estable principalmente para valores de $\lambda_{\alpha} \geq 0.5$. Sin embargo, para valores de ρ_{ky} cercanos al crítico se observaron los menores valores de β para ambas ediciones del Reglamento estudiadas. Por ejemplo, en las figuras 6.2.7 y 6.2.8 (que corresponden a modelos con $T=1s$ y $Q=4$), se puede apreciar que existe un intervalo de valores de ρ_{ky} en el que se presentan valores del índice β iguales o inclusive menores a cero, con una apreciable agudización del problema en los modelos diseñados con el RCDF95, pues es más amplio el intervalo donde aparece el comportamiento inaceptable.

Para los menores valores de ρ_{ky} utilizados ($\rho_{ky} = 0.1, 0.15$), se observa que corresponden con los mayores índices β . Esto podría resultar atractivo para considerarse como recomendación de diseño; sin embargo diseñar estructuras con esos valores de ρ_{ky} puede tener dos inconvenientes. El primero es por la razón de que en una estructura real, los

valores de ρ_{ky} , normalmente son mucho mayores que 0.15. La segunda es que al presentarse alguna variación en el valor nominal de la rigidez de algún elemento resistente, podría ocasionar que se incrementara el valor de ρ_{ky} . Ese incremento podría ser suficiente para que el comportamiento de la estructura se alojase ya en un intervalo de comportamiento inaceptable con un valor de ρ_{ky} cercano al crítico.

Tipo de enfoque (determinista o probabilista)

Al comparar los gráficas correspondientes a los tres índices de comportamiento utilizados en este trabajo, se puede observar que los resultados encontrados son consistentes entre sí, principalmente en el intervalo de valores de ρ_{ky} alrededor de ρ_{cr} donde se registraron los valores más desfavorables para cada uno de los índices de comportamiento estudiados.

Se considera que de los tres parámetros de respuesta estudiados, el más adecuado fue el índice de confiabilidad, por la razón de que se consideraron hasta los parámetros estadísticos de segundo orden y por que se pudo evaluar la respuesta de los modelos simétricos.

Aunque las gráficas presentadas para los diferentes parámetros de respuesta permiten visualizar de forma detallada los resultados obtenidos, se consideró adecuado incluir tablas que contienen los intervalos de valores de ρ_{ky} donde se presentó comportamiento inaceptable. De esta forma, las tablas 6.1.1 a 6.1.3 contienen intervalos inaceptables para la ductilidad media normalizada; las tablas 6.1.4 a 6.1.6, para la ductilidad máxima demandada normalizada; mientras que las tablas 6.2.1 a 6.2.9, para el índice de confiabilidad.

Se puede observar que dichos límites no siguen un patrón definido de comportamiento, por lo que resultaría difícil tratar de establecer recomendaciones precisas para diseño con base en dichos límites. Lo más condensado que se pudo sustraer de todos los intervalos encontrados se encuentra en las tablas 6.2.10 a 6.2.14, donde se establecen los valores envolventes que describen las tendencias generales de comportamiento.

Capítulo 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se evaluaron las recomendaciones de diseño por torsión sísmica estática establecidas en el RCDF95 y el RCDF01. Los modelos utilizados fueron de cortante de un nivel, con elementos resistentes en dos direcciones ortogonales, unidos a través de un sistema de piso infinitamente rígido en su plano, y con relación carga deformación no lineal. Se consideró, para ello, las incertidumbres en los parámetros estructurales que rigen la respuesta sísmica por torsión. El sismo se modeló como un parámetro determinista. La respuesta estructural se caracterizó a través de la ductilidad media normalizada y el índice de confiabilidad.

Desde un enfoque determinista, el método utilizado fue el criterio establecido por Tso y Wong (1993), que consiste en incrementar la rigidez torsional de las estructuras con el propósito de controlar los desplazamientos laterales, ocasionados por la traslación y rotación de los entrepisos. Para ello, se utilizaron dos parámetros estructurales: la relación de rigideces traslacional-torsional, ρ_k , y la restricción a la torsión, λ_k ; que sólo dependen de la rigidez y de la localización en planta de los elementos resistentes. A través de esos parámetros se demostró la estrecha relación que existe entre la localización, la rigidez y la resistencia de un elemento, con el criterio de diseño por torsión utilizado.

Los parámetros ρ_k y λ_k permitieron establecer intervalos de comportamiento aceptable para los dos parámetros de respuesta utilizados en este trabajo. Con estos resultados se pueden establecer recomendaciones útiles para diseño, pues cualquier estructura de un edificio que posea valores de dichos parámetros alejados de los intervalos de comportamiento inaceptable y que haya sido diseñada con los criterios de diseño por torsión sísmica estática establecidos en el RCDF95 y RCDF01, podrá tener un buen comportamiento estructural al ser sometido al efecto de un sismo intenso.

Para resolver el problema de simulación, se utilizó el método de Concentraciones Puntuales, desarrollado por Hong (1997), el cual se demostró que es una herramienta poderosa de simulación, pues sólo se requiere efectuar $2n$ simulaciones, además de que la función que modela el problema se trata de forma semejante a como se haría en un estudio determinista.

Los resultados obtenidos para los modelos estudiados, indican que su comportamiento estructural, es altamente sensible a la mayoría de los parámetros estructurales estudiados, principalmente a la relación de rigideces torsional-traslacional, la restricción a la torsión, el factor de comportamiento sísmico, el periodo fundamental de la estructura, la excentricidad estructural y de la distribución de resistencias, la cual depende directamente del criterio de diseño por torsión sísmica estática utilizado.

Los intervalos de comportamiento inaceptable hallados para ρ_k , aunque se encuentran en el entorno del valor crítico ρ_{cr} , tienen límites muy variables, lo que hace difícil establecer recomendaciones de diseño generales; sin embargo, de acuerdo con los dos parámetros de respuesta evaluados, se puede decir que:

Para estructuras diseñadas según el RCDF95, con $Q=2$, $0 < e_x/b \leq 0.3$ y $T < 1.5$ s se recomienda que $\rho_k \geq 0.59$; mientras que para $T = 1.5$ s ese límite se incrementa, de tal forma que $\rho_k \geq 0.70$ (para $\lambda_k \geq 0.5$ y $D \geq 6$). Para ambos valores del periodo fundamental, el valor límite de ρ_k fue regido por el índice de confiabilidad.

Para estructuras con propiedades similares a las establecidas en el párrafo anterior y diseño según el RCDF01, los límites anteriores mejoran notablemente, de tal forma que ahora se recomienda utilizar $\rho_k \geq 0.44$, para cualquier valor del periodo de vibración traslacional, siempre que $\lambda_k > 0.5$. En este caso el valor límite de ρ_k fue el mismo para los dos parámetros de respuesta evaluados.

Para $Q=4$ y considerando la ductilidad media normalizada como parámetro de respuesta, los intervalos de comportamiento crítico encontrados para ρ_k fueron similares a los hallados en los modelos diseñados con $Q=2$ para ambas ediciones estudiadas del RCDF; sin embargo, al considerar el índice de confiabilidad β los niveles de seguridad encontrados en ese caso fueron menores a los encontrados al diseñar con $Q=2$. Por ejemplo, para intervalos de valores de ρ_k y λ_k semejantes a los anteriormente anunciados para $Q=2$, se encontró un valor de $\beta \approx 1.5$ para $D=6$; mientras que para $D=8$, se encontró que $\beta \approx 2.5$. Estos niveles de seguridad son menores a los que normalmente se adopta en el RCDF para elaborar recomendaciones de diseño, por lo que, de acuerdo con estos resultados, se deberían modificar las actuales normas para diseño por torsión sísmica estática, al utilizar $Q=4$. Es posible que se requiera incrementar el valor de $\alpha = 1.5$ en la ecuación para el cálculo de la excentricidad de diseño e_{d1} , de esta forma se incrementaría el valor del cortante por torsión y en consecuencia se reducirían las demandas de ductilidad, lo que conduciría a un mejor comportamiento estructural.

La respuesta de las estructuras simétricas pudo evaluarse sólo con el índice de confiabilidad. Se encontró, para la mayoría de los parámetros estudiados, los menores valores de β , por lo que para el diseño de estructuras simétricas es posible que también se requiera hacer ajustes a las actuales disposiciones para diseño por torsión sísmica estática del RCDF, particularmente es posible que se necesite incrementar el valor de $\phi = 0.1$ para excentricidades accidentales en las expresiones para el cálculo de las excentricidades de diseño. De esta forma se proveería a las estructuras de una mayor resistencia lateral, que, al combinarse con las recomendaciones establecidas en los párrafos anteriores, para los parámetros ρ_k y λ_k , conduciría a que las estructuras simétricas fuesen menos vulnerables al efecto de las incertidumbres en los parámetros estructurales que rigen su comportamiento inelástico.

Para poder ser consistentes con los niveles de seguridad (en términos de índices de confiabilidad) que indirectamente se establecen en algunos reglamentos de diseño sísmico tales como el RCDF, en futuras investigaciones se deberá considerar el carácter aleatorio de

aquellos parámetros que definen el fenómeno de torsión en estructuras de edificios asimétricos con comportamiento inelástico.

Con el propósito de establecer criterios de diseño por torsión que conlleven a obtener niveles de daño similares entre los elementos resistentes de las estructuras asimétricas, se recomienda efectuar, en futuras investigaciones, las siguientes consideraciones:

- evaluar la respuesta estructural utilizando otros parámetros de respuesta que considere características más particulares del movimiento sísmico, tales como la energía impartida por el sismo, la ductilidad acumulada, etc.
- estudiar el comportamiento de estructuras asimétricas de varios niveles.
- considerar el carácter aleatorio de la excitación sísmica y estudiar estructuras desplantadas en diferentes zonas, utilizando varios registros sísmicos.
- evaluar el efecto de la interacción suelo-estructura en el comportamiento de estructuras asimétricas con comportamiento no lineal y propiedades inciertas.

REFERENCIAS

- Arias A. (1970), "A measure of earthquake intensity", en *Seismic Design for Nuclear Power Plants*, Editor R.J. Hansen, MIT Press.
- Benjamin J.R. y Cornell C.A. (1970), "Probability, statistics and decision for civil engineers", McGraw-Hill, New York.
- Bertero R.D. (1995), "Inelastic torsion for preliminary seismic design", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 121, No 8, 1183-1189.
- Cambou B., (1973), "Método del elemento finito. Análisis de incertidumbre de primer orden", Instituto de Ingeniería, UNAM, México, Informe No. 339.
- Chopra A.K. y Goel R.K. (1991), "Evaluation of torsional provisions in seismic codes", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 17, No. 12, 3762-3782.
- Chopra A.K. (1995), "Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering", Prentice Hall, USA.
- Correnza J.C., Hutchinson G.L. y Chandler A.M. (1992), "A review of reference models for assessing inelastic seismic torsional effects in buildings", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 11, 465-484.
- Cruz J.I. (1997), "Influencia en la respuesta sísmica torsional de los elementos estructurales colocados transversalmente al movimiento del suelo", tesis de maestría, UNAM, México.
- Damy J. (1988), "Comentarios al Inciso 8.6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", *Ingeniería Sísmica*, No. 33, 66-99.

-
- De La Llera C. y Chopra A.K. (1995), "A simplified model for analysis and design of asymmetric-plan buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, 573-594.
- Elorduy J. y Rosenblueth E. (1968), "Torsiones sísmicas en edificios de un piso", II Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, México.
- Escobar J.A. (1985), "Efectos de incertidumbres en las características de sistemas estructurales sobre su respuesta modal espectral", Tesis de maestría, UNAM, México.
- Escobar J.A. (1988), "Non-linear seismic response of building structures with uncertain parameters", Informe Final de Actividades para la DGAPA de la UNAM, Cornell University, E.U.A.
- Escobar J.A., Ayala G., Gómez R. (1989), "Respuesta no lineal de estructuras con parámetros inciertos", VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Acapulco, México.
- Escobar J.A. (1994), "Respuesta sísmica de estructuras asimétricas inelásticas con propiedades inciertas", Tesis doctoral, UNAM, México.
- Escobar J.A. (1996), "Seismic torsion in non-linear nominally symmetric structures due to random properties", 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico.
- Escobar J.A. (1997), "Relación entre rigidez y resistencia debido a criterios de diseño por torsión", Séptimas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica y Primer Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica, La Serena, Chile, Vol I, 457-464.

-
- Escobar J.A. y Ayala G. (1991), "Non-linear seismic response of asymmetric buildings with uncertain parameters", 6th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, CERRA-ICASP 6, Mexico D.F., Vol. 1, 444-452.
- Esteva L. y Ruiz S. (1989), "Seismic failure rates of multistory frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 115, No 2, 268-283.
- Gillies A.G. (1979), "Post-elastic dynamic analysis of three-dimensional frame structures", Informe No. 218, Dept. of Civil Engng., Univ. of Auckland, School of Eng., Auckland, Nueva Zelanda.
- Gómez R., Jaramillo J.D. y Ayala G. (1992), "Respuesta Sísmica de Edificios Asimétricos", Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Hong H. P. (1997), "An efficient point estimate method for probabilistic analysis", Reliability Engineering and System Safety.
- Jauffred F.J. (1956), "Carga viva en edificios de habitación y oficina en el Distrito Federal", Revista Ingeniería, octubre, 1960.
- Jaramillo J.D. (1987), "Torsión sísmica en edificios", Tesis de Maestría, UNAM, México.
- Kan C.L., y Chopra A.K. (1981), "Torsional coupling and earthquake response of simple elastic and inelastic systems", Journal of the Structural Division, ASCE. Vol. 107, No. ST8, 1569-1589.
- MacGregor J.G. (1983), "Load and resistance factors for concrete design", ACI Journal, Title No. 80-27, 167-176.

-
- MacGregor J.G., Mirza S.A. y Ellingwood B. (1983), "Statistical analysis of resistance of reinforced and prestressed Concrete Members", ACI Journal, Title No. 80-16, 167-176.
- Meli R. (1976), "Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Instituto Ingeniería, No. 375.
- Meli R. (1992), "Code-prescribed seismic actions and performance of buildings", 10th World Conference on Earthquake Engineering, España, 5783-5788.
- Meli R. (1995), "Diseño estructural", Editorial Limusa, México.
- Meli R. y Mendoza C.J. (1991), "Reglas de verificación de la calidad del concreto", Revista de Ingeniería, Vol. LXI, No. 4, 19-24.
- Meli R. y Zurita F. (1986), "Respuesta sísmica medida y calculada de un edificio de concreto, sometido al sismo de San Salvador de octubre 10, 1986", Ingeniería Sísmica, No. 41, Abril, 1981.
- Méndez O. (2001), "Confiabilidad sísmica de estructuras considerando diferentes criterios de capacidad de deformación estructural", Tesis de Maestría, UNAM, México.
- Ordaz M. (1988), "On the use of probability concentrations", Structural Safety, Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam, Vol. 5, 317-318.
- Paulay T. (1997), "Are existing seismic torsion provisions achieving the design aims?", Earth Quake Spectra, Vol. 13, No. 2, 259-279.
- Páez A., Escobar J.A. y Gómez R. (1999), "Diseño de edificios por torsión, una tendencia alternativa", XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia, Mich. Vol. II, 1081-1090.

-
- Páez A. y Escobar J.A. (2000), "Diseño sísmico por torsión, requisito complementario", El portulano de la ciencia, revista editada por el IPN, México, Vol. 1, No. 3 mayo-agosto, 120-126.
- Peir J.C. y Cornell C.A. (1973), "Spatial and temporal variability of live loads", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 99, No. ST5, 903-922.
- Pekau O.A. y Guimon R. (1988), "Accidental torsion in yielding symmetric structures", 9th World Conf. on Earthquake Engng., Tokyo, Kyoto, Japón, Vol. 5, agosto, 85-90.
- RCDF (1995), Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- RCDF (2001), Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- Rosenblueth E. (1975), "Point estimates for probability moments", Proc. Nat. Acad. Sci., USA, Vol. 72, No. 10, 3812-3814.
- Rosenblueth E. (1983), "Estimaciones bipuntuales en probabilidades", Series del Instituto de Ingeniería, México, Informe No. 464.
- Rosenblueth E. y Meli R. (1987), "The 1985 earthquake: causes and effects in Mexico City" Concrete International: Design and Construction, ACI, Vol. 8, No. 5, 23-34.
- Ross S.M. (1999), "Simulación", Prentice Hall, México, 193-198.
- Sadek A.K. y Tso W.K. (1988), "Strength eccentricity concept for inelastic analysis of asymmetric structures", 9th World Conf. on Earthquake Engng., Tokyo, Kyoto, Japón, Vol. 5, agosto, 91-96.

-
- Tso W.K. y Demsey K.M. (1980), "Seismic torsional provisions for dynamic eccentricity", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 8, 275-289.
- Tso W.K., y Wong C.M. (1993), "An evaluation of the New Zealand Code Torsional Provision", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 26, No. 2, 194-207.
- Tso W.K. y Moghadam (1998), "Application of Eurocode 8 torsional provisions to multi-story buildings", 11th European Conference of Earthquake Engng., Balkema, Rotterdam, Holanda.
- Zapata A.U. (1993), "Comportamiento en torsión de estructuras de cortante de varios niveles", Tesis de Maestría, UNAM, México.
- Zurita F. y Meli R. (1986), "Respuesta sísmica medida y calculada de un edificio de concreto, sometido al sismo de San Salvador de octubre 10, 1986", Ingeniería Sísmica, No. 41, abril 1991.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Apéndice I

DESARROLLO DE LOS MÉTODOS DE SIMULACIÓN UTILIZADOS

Método de Incertidumbre de Primer Orden

El método de Incertidumbre de Primer Orden (Cambou, 1973) permite obtener los parámetros estadísticos de una función $f(X)$ dependiente de n va X . El método se basa en el desarrollo de $f(X)$ en una serie de Taylor, esto es

$$f(X) = f(\bar{X}) + \frac{f'(\bar{X})}{1!} (X - \bar{X}) + \frac{f''(\bar{X})}{2!} (X - \bar{X})^2 + \dots + \frac{f^{(n-1)}(\bar{X})}{(n-1)!} (X - \bar{X})^{n-1} + R \quad (\text{A.1.1})$$

Para $n=1$, al conservar sólo los términos lineales de la ec (A.1.1) y aplicar las definiciones de media y varianza a la función $f(X)$, se obtiene

$$E[f(X)] = E[f(\bar{X}) + f'(\bar{X})(X - \bar{X})] = f(\bar{X}) \quad (\text{A.1.2})$$

$$V[f(X)] = [f'(\bar{X})]^2 \sigma_x^2 \quad (\text{A.1.3})$$

Para el caso de una función de dos va, $f(X_1, X_2)$, el desarrollo en serie de Taylor es

$$f(X_1, X_2) = f(\bar{X}_1, \bar{X}_2) + \frac{\partial f(\bar{X}_1, \bar{X}_2)}{\partial X_1} (X_1 - \bar{X}_1) + \frac{\partial f(\bar{X}_1, \bar{X}_2)}{\partial X_2} (X_2 - \bar{X}_2) + \dots + R_n$$

De forma similar al caso de $n=1$, con los términos lineales de la serie de Taylor, es posible obtener las siguientes expresiones para el cálculo de la media y la varianza:

$$E[f(X_1, X_2)] = f(\bar{X}_1, \bar{X}_2) \quad (\text{A.1.4})$$

$$V[f(X_1, X_2)] = \left[\frac{\partial f(\bar{X}_1, \bar{X}_2)}{\partial X_1} \right]^2 \sigma_{x_1}^2 + \left[\frac{\partial f(\bar{X}_1, \bar{X}_2)}{\partial X_2} \right]^2 \sigma_{x_2}^2 + 2 \left[\frac{\partial f(\bar{X}_1, \bar{X}_2)}{\partial X_1} \right] \left[\frac{\partial f(\bar{X}_1, \bar{X}_2)}{\partial X_2} \right] \sigma_{x_1 x_2} \quad (\text{A.1.5})$$

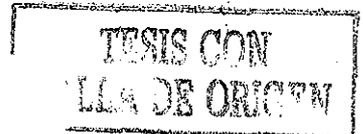
Para n mayor que dos, se tienen las siguientes expresiones para el cálculo de los parámetros estadísticos (Escobar, 1985).

$$E[f(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n)] = f(\bar{X}_1, \bar{X}_2, \bar{X}_3, \dots, \bar{X}_n) \quad (\text{A.1.6})$$

$$V[f(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n)] = \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{\partial f(\bar{X}_1, \bar{X}_2, \bar{X}_3, \dots, \bar{X}_n)}{\partial X_i} \right\}^2 \sigma_{x_i}^2 \quad (\text{A.1.7})$$

De las ecs (A.1.2) a (A.1.7), se puede observar que una condición necesaria para el cálculo de los parámetros estadísticos, es que la función $f(X)$ sea continua. También se puede observar que cuando las funciones son lineales, el método ofrece la solución exacta al problema de simulación.

Debe hacerse notar que, con este planteamiento, solamente se definen el valor medio y la varianza de la función $f(X)$. Estos parámetros son suficientes para definir la función de distribución de $f(X)$, sólo cuando tiene una fdp conocida. En el caso general, la distribución de $f(X)$, depende de las formas de las distribuciones de las va X_i .



Método de Estimaciones Bipuntuales

Función de una variable aleatoria

El método de Estimaciones Bipuntuales consiste en sustituir la fdp hipotética de la va X por una distribución arbitraria, con la única condición de presentar los mismos parámetros estadísticos de la función hipotética. El método considera una distribución particularmente sencilla, que consiste en tomar dos puntos o concentraciones de probabilidad, P_1 y P_2 , en la fdp de X , localizados a una distancia $\sigma_x \xi_1$ y $\sigma_x \xi_2$ con respecto a la media de X respectivamente, según se muestra en la figura A.1, en donde $\xi_j = |x_j - \bar{X}| / \sigma_x$, $j = 1, 2$ y σ_x representa la desviación estándar de X (para va se emplean letras mayúsculas y letras minúsculas para valores particulares de tales va).

Recordando que el i -ésimo momento estadístico de una variable X con respecto a la media cuya fdp es $p_i(X)$, se define como

$$M_i = \int_{-\infty}^{\infty} (X - \bar{X})^i p_x(X) dX; \quad i = 0, 1, 2, \dots \quad (\text{A.2.1})$$

Ahora bien, para las dos concentraciones de probabilidad, es posible plantear las siguientes ecuaciones de momentos a partir de la ec (A.2.1)

$$P_1 + P_2 = 1 \quad (\text{A.2.2})$$

$$\xi_1 P_1 - \xi_2 P_2 = 0 \quad (\text{A.2.3})$$

$$\xi_1^2 P_1 + \xi_2^2 P_2 = 1 \quad (\text{A.2.4})$$

$$\xi_1^3 P_1 - \xi_2^3 P_2 = \nu_x \quad (\text{A.2.5})$$

donde ν_x representa el coeficiente de sesgo de X

En este sistema de cuatro ecuaciones no lineales aparecen como incógnitas ξ_1, ξ_2, P_1 y P_2 .

La solución directa del sistema en ocasiones se vuelve un problema complejo, por ello se han ideado algunos otros métodos de solución como el de Ordaz (1988), quien propone representar la fdp de X a través de un polinomio característico ortogonal, de tal manera que resolver el sistema de ecuaciones no lineales equivale a obtener las raíces de dicho polinomio. De esa forma se encuentra que

$$\xi_1 = \nu_x / 2 + \sqrt{1 + (\nu_x / 2)^2}$$

$$\xi_2 = \xi_1 - \nu_x$$

$$P_1 = \frac{\xi_2}{\xi_1 + \xi_2}$$

$$P_2 = 1 - P_1$$



Recordando que $Y = f(X)$, es posible establecer las siguientes ecuaciones de momentos con respecto a la media, de manera similar a como se hizo para X

$$(y_j - \bar{Y})P_1 + (y_2 - \bar{Y})P_2 = 0 \quad (\text{A.2.6})$$

$$(y_1 - \bar{Y})^2 P_1 + (y_2 - \bar{Y})^2 P_2 = \sigma_y^2 \quad (\text{A.2.7})$$

$$(y_1 - \bar{Y})^3 P_1 + (y_2 - \bar{Y})^3 P_2 = \nu_x \sigma_y^3 \quad (\text{A.2.8})$$

donde

$$y_j = f(x_j) \quad x_j = \sigma \xi_j + \bar{X} \quad j = 1, 2 \quad (\text{A.2.9})$$

De las ecs (A.2.5) a la (A.2.8) se obtiene

$$\bar{Y} \approx P_1 y_1 + P_2 y_2 \quad (\text{A.2.10})$$

$$\sigma_y = \sqrt{(P_1 P_2)} |y_1 - y_2| \quad (\text{A.2.11})$$

$$\nu_x \sigma_y = (P_2 - P_1)(y_1 - y_2) \quad (\text{A.2.12})$$

Para una distribución simétrica, el valor de $\nu_x = 0$, por lo que la solución se simplifica notablemente, quedando como

$$\xi_1 = \xi_2 = 1 \quad (\text{A.2.13})$$

$$P_1 = P_2 = 1/2 \quad (\text{A.2.14})$$

$$\bar{Y} \approx (1/2)(y_1 + y_2) \quad (\text{A.2.15})$$

$$\sigma_y \approx (1/2) |y_1 - y_2| \quad (\text{A.2.16})$$

A través del uso de la serie de Taylor se puede demostrar que la ec (A.2.10) ofrece una aproximación de tercer orden; las ecs (A.2.11) y (A.2.15) una aproximación de segundo orden; y las ecs (A.2.12) y (A.2.16) una aproximación de primer orden. Sin embargo, esta precisión puede verse deteriorada para funciones Y que no sean suaves en el entorno de X (Rosenblueth, 1983), ya que en ellos pueden influir de forma importante los momentos de orden superior.

Función de varias variables aleatorias

Para varias variables aleatorias, el método concentra las fdp del conjunto X de va en 2^n puntos distribuidos de tal manera que formen un rectángulo, un prisma o un hiperprisma. Se dejan como incógnitas las coordenadas de los puntos que no tengan coordenadas en común y sus correspondientes concentraciones de probabilidad. Las ecuaciones a satisfacer son los momentos estadísticos de orden cero, primero, segundo y tercero.

Para una función de dos va, $Y = f(X_1, X_2)$, el planteamiento se esquematiza a través del rectángulo de la figura A.2, donde se observa que hay 8 incógnitas, que corresponden a las concentraciones de probabilidad, $P_{k,j}$ y a su localización, $x_{k,j}$. Al resolver el sistema de ecuaciones se obtiene:

$$x_{1,1} = \bar{x}_1 + \xi_{1,1} \sigma_{x_1}$$

$$x_{1,2} = \bar{x}_1 - \xi_{1,2} \sigma_{x_1}$$

$$x_{2,1} = \bar{x}_2 + \xi_{2,1} \sigma_{x_2}$$

$$x_{2,2} = \bar{x}_2 - \xi_{2,2} \sigma_{x_2}$$

$$P_{1,1} = P'_{1,1} P'_{2,1} + a$$

$$P_{1,2} = P'_{1,2} P'_{2,2} - a$$

$$P_{2,1} = P'_{1,2} P'_{2,1} - a$$

$$P_{2,2} = P'_{1,2} P'_{2,2} + a$$

donde:

$$a = \frac{\rho}{4 \sqrt{[1 + (\nu_{x_1} / 2)^2] [1 + (\nu_{x_2} / 2)^2]}}$$



En estas expresiones se puede observar que la solución depende del coeficiente de correlación, ρ y de los coeficientes de sesgo de cada va, ν_{x_1} y ν_{x_2} . Los términos de lado

derecho se hallan con las mismas ecuaciones expuestas para una va, donde el primer subíndice indica el número de la va, mientras que el segundo la localización de la concentración. Los parámetros estadísticos de Y se obtienen al evaluar la función $Y = f(X_1, X_2)$ en los cuatro coordenadas que aparecen en la figura A.2 y multiplicar por sus correspondientes concentraciones, esto es

$$\bar{Y} = E(Y) = f(x_{1,1}, x_{2,1})P_{1,1} + f(x_{1,1}, x_{2,2})P_{2,1} + f(x_{1,2}, x_{2,1})P_{1,2} + f(x_{1,2}, x_{2,2})P_{2,2} \quad (\text{A.2.17})$$

$$E(Y^2) = [f(x_{1,1}, x_{2,1})]^2 P_{1,1} + [f(x_{1,1}, x_{2,2})]^2 P_{2,1} + [f(x_{1,2}, x_{2,1})]^2 P_{1,2} + [f(x_{1,2}, x_{2,2})]^2 P_{2,2} \quad (\text{A.2.18})$$

El planteamiento para una función de tres o más variables aleatorias es similar al aquí planteado. Si se conserva la condición de sesgo y correlación nulos, el problema de determinar los parámetros estadísticos de Y se reduce a efectuar un número adecuado de combinaciones para generar ecuaciones similares a las ecs (A.2.17) y (A.2.18). Por otro lado, si no se cumplen dichas condiciones, como para el caso de una fdp diferente a la normal, entonces es posible que se requiera resolver el sistema de ecuaciones no lineales para poder hallar los valores de las concentraciones y su localización.

Método de Concentraciones puntuales

Función de una variable aleatoria

Para una va X y m concentraciones, se relacionan los primeros $2m-1$ parámetros estadísticos de X , y al tomar momentos con respecto a la media se plantean $2m$ ecuaciones que al resolverse se encuentran las concentraciones y su localización, de manera similar a como se hace en el método de Estimaciones Bipuntuales. El planteamiento se apoya en la siguiente expresión

$$\lambda_{x,i} = M_i(X) / \sigma_x^i \quad (\text{A.3.1})$$

donde $\lambda_{x,i}$ es la relación de los i -ésimos momentos de X con respecto a la media, $M_i(X)$ esta definida por la ec (A.2.1) y σ_x es la desviación estándar. Ahora bien, sea $Y=f(X)$, donde X es una va con fdp $p_x(X)$. La esperanza de Y se define como

$$\bar{Y} = E(f(X)) = \int_{-\infty}^{\infty} f(X) p_x(X) dx \quad (\text{A.3.2})$$

si la función $f(X)$ se expresa a través de una serie de Taylor, se tiene

$$f(X) = f(\bar{X}) + \sum_{i=1}^{\infty} \frac{1}{i!} f'(\bar{X})(X - \bar{X})^i \quad (\text{A.3.3})$$

sustituyendo la ecuación (A.3.3) en (A.3.2) y simplificando

$$\bar{Y} = f(\bar{X}) + \sum_{i=1}^{\infty} \frac{1}{i!} f'(\bar{X}) \lambda_{x,i} \sigma_x^i \quad (\text{A.3.4})$$

Al multiplicar ambos miembros de la ecuación (A.3.3) por P_j , hacer $x_j = \bar{X} + \xi_j \sigma_x$ y considerar dos concentraciones de probabilidad ($j=1, m ; m=2$), se puede establecer

para $j=1$

$$f(x_1)P_1 = f(\bar{X})P_1 + \sum_{i=1}^{\infty} \frac{1}{i!} f'(\bar{X})(\bar{X} + \xi_1 \sigma_x - \bar{X})^i P_1 \quad (\text{A.3.5})$$

para $j=2$

$$f(x_2)P_2 = f(\bar{X})P_2 + \sum_{i=1}^{\infty} \frac{1}{i!} f'(\bar{X})(\bar{X} + \xi_2 \sigma_x - \bar{X})^i P_2 \quad (\text{A.3.6})$$

al sumar las ecs (A.3.5) y (A.3.6) se obtiene:

$$f(x_1)P_1 + f(x_2)P_2 = f(\bar{X})(P_1 + P_2) + \sum_{i=1}^{\infty} \frac{1}{i!} f'(\bar{X})(\xi_1^i P_1 + \xi_2^i P_2) \sigma_x^i \quad (\text{A.3.7})$$

Para aproximar el valor de \bar{Y} con $f(x_1)P_1 + f(x_2)P_2$ se igualan los miembros del lado derecho de las ecs (A.3.4) y (A.3.7) para $i=1,2,3$ obteniéndose de esta forma el siguiente sistema de ecuaciones no lineales

$$P_1 + P_2 = 1 \quad (\text{A.3.8a})$$

$$\xi_1 P_1 + \xi_2 P_2 = 0 \quad (\text{A.3.8b})$$

$$\xi_1^2 P_1 + \xi_2^2 P_2 = 1 \quad (\text{A.3.8c})$$

$$\xi_1^3 P_1 + \xi_2^3 P_2 = 0 \quad (\text{A.3.8d})$$

Al resolver el sistema de ecuaciones se obtienen los valores de las concentraciones y su localización

$$\xi_j = \lambda_{x,3} / 2 + (-1)^{3-j} \sqrt{1 + (\lambda_{x,3} / 2)^2} \quad (\text{A.3.9})$$

$$P_j = (-1)^j \xi_{3-j} / \zeta \quad j=1,2 \quad (\text{A.3.10})$$

donde

$$\zeta = \xi_1 - \xi_2 = 2 \sqrt{1 + (\lambda_{x,3} / 2)^2} \quad (\text{A.3.11})$$

Ahora bien, al sustituir las ecs (A.3.8) en (A.3.7) se obtiene

$$f(\bar{X}) + \sum_{i=1}^3 \frac{1}{i!} f'(\bar{X}) \lambda_{x,i} \sigma_x^i = f(x_1)P_1 + f(x_2)P_2 - \sum_{i=4}^{\infty} \frac{1}{i!} f'(\bar{X})(\xi_1^i P_1 + \xi_2^i P_2) \sigma_x^i \quad (\text{A.3.12})$$

al sustituir la ec (A.3.12) en la (A.3.4) se obtiene

$$\bar{Y} = f(x_1)P_1 + f(x_2)P_2 + \sum_{i=4}^{\infty} \frac{1}{i!} f^{(i)}(\bar{X})(\lambda_{x,i} - (\xi_1^i P_1 + \xi_2^i P_2))\sigma_x^i \quad (\text{A.3.13})$$

por lo que la esperanza de Y se puede aproximar a través de la siguiente expresión

$$\bar{Y} \cong f(x_1)P_1 + f(x_2)P_2 \quad (\text{A.3.14})$$

de forma similar se puede encontrar que

$$E(Y^2) \cong f(x_1)^2 P_1 + f(x_2)^2 P_2 \quad (\text{A.3.15})$$

En la ec (A.3.13) se puede observar que cuando la función $f(X)$ posee hasta la tercera derivada, la ec (A.3.14) ofrece el valor exacto para \bar{Y} ; de esta forma se dice que la media tiene una aproximación de tercer orden. Hong (1997) demuestra que para la desviación estándar se tiene una aproximación de segundo orden.

Para tres concentraciones el procedimiento es idéntico al anterior, sin embargo ahora es posible relacionar hasta el quinto momento respecto a la media de X y plantear seis ecuaciones que al resolverse se establece.

$$\bar{Y} = \sum_{j=1}^m P_j f(x_j) + \sum_{i=2m}^{\infty} \frac{1}{i!} f^{(i)}(\bar{X})(\lambda_{x,i} - \sum_{j=1}^m P_j \xi_j^i)\sigma_x^i \quad (\text{A.3.16})$$

Si se utilizan los primeros m términos de la serie, la esperanza de Y se aproxima con la siguiente expresión.

$$\bar{Y} \cong \sum_{j=1}^m P_j f(x_j) \quad (\text{A.3.17})$$

En la ec (A.3.16) se puede observar que cuando $m=3$ se obtiene una aproximación de quinto orden, en comparación con la aproximación de tercer orden que ofrece el

planteamiento con dos concentraciones para el mismo parámetro. De forma similar a como se hizo para la media, se encuentra que

$$E(Y^2) \cong \sum_{j=1}^m P_j^2 f(x_j) \quad (\text{A.3.18})$$

Función de varias variables aleatorias

Sea Y una cantidad aleatoria, función de n va, $Y=f(X)=f(X_1, X_2, \dots, X_n)$, donde X denota el conjunto de va X_k ; $k=1, 2, \dots, n$. Sean \bar{X}_k , σ_{x_k} y v_k la media, la desviación estándar y el coeficiente de variación para cada va X_k . El método de las Concentraciones Puntuales, en su planteamiento inicial (a diferencia del método de Estimaciones Bipuntuales), considera que no existe correlación entre las variables aleatorias, de tal manera que concentra las fdp del conjunto X de variables aleatorias en m puntos. Así, para la va X_k la j -ésima concentración $P_{k,j}$ se localiza en $(\bar{X}_1, \bar{X}_2, \dots, x_{k,j}, \dots, \bar{X}_n)$

$$x_{k,j} = \bar{X}_k + \xi_{k,j} \sigma_{x_k} \quad j=1, 2, \dots, m \quad k=1, \dots, n \quad (\text{A.3.19})$$

donde $x_{k,j}$ son constantes por determinar, y m es el número de concentraciones. En la figura A.3 se muestran las concentraciones y su localización para dos variables aleatorias X_1 y X_2 , y para $m=2$

Por otro lado, la función $Y=f(X)$ se puede expresar en una serie de Taylor alrededor de los valores medios de X y establecer $2m$ ecuaciones para cada una de las n va X_k . Al mantener los primeros $2m-1$ momentos de probabilidad de la fdp de X_k , se tiene

$$\sum_{j=1}^m P_{k,j} (\xi_{k,j})^i = \lambda_{k,i} \quad i=1, 2, \dots, 2m-1, k=1, 2, \dots, n \quad (\text{A.3.20})$$

Donde $\lambda_{k,j}$ es la relación de los j -ésimos momentos alrededor de la media de X_k . Además la suma de las concentraciones deben satisfacer las siguientes ecuaciones

$$\sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^m P_{k,j} = 1 \quad (\text{A.3.21})$$

$$\sum_{j=1}^m P_{k,j} = 1/n, \quad k = 1, 2, \dots, n \quad (\text{A.3.22})$$

De esta forma con las ecs (A.3.20) y (A.3.22) se establece un sistema de $2m$ ecuaciones con $2m$ incógnitas para cada $va X_k$. Si $m=2$ al resolverse el sistema de ecuaciones se obtiene

$$\xi_{k,j} = \lambda_{k,3}/2 + (-1)^{3-j} \sqrt{n + (\lambda_{k,3}/2)^2}, \quad j = 1, m \text{ y } k = 1, 2, \dots, n \quad (\text{A.3.23})$$

y

$$P_{k,j} = \frac{1}{n} (-1)^j \xi_{k,3-j} / \zeta_k \quad (\text{A.3.24})$$

donde

$$\zeta_k = 2 \sqrt{n + (\lambda_{k,3}/2)^2} \quad (\text{A.3.25})$$

Procediendo de manera similar a como se hizo para una va se obtiene que los i -ésimos momentos centrales de Y son

$$E(Y^i) \cong \sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^m P_{k,j} \times (f(\bar{X}_1, \bar{X}_2, \dots, x_{k,j}, \dots, \bar{X}_{n-1}, \bar{X}_n)) \quad (\text{A.3.26})$$

Para el caso general de m concentraciones y n variables aleatorias, el método de Concentraciones Puntuales, a través de un desarrollo similar al anterior propone efectuar nm simulaciones. Para el caso de va correlacionadas, el método propone hacer una

transformación basada en los valores característicos de la matriz de covarianzas para transformar el grupo de va correlacionadas en no correlacionadas.

Ejemplo

Sea una viga prismática de sección rectangular de longitud L empotrada en un extremo y libre en el otro, sometida a una carga uniforme w , y una concentrada F en el extremo libre (figura A.4) Suponiendo que las cargas y la longitud de la viga son va con los siguientes parámetros estadísticos:

$$\bar{w} = 50 \text{ kg/m}$$

$$\sigma_w = 5 \text{ kg/m}$$

$$\bar{F} = 4000 \text{ kg}$$

$$\sigma_f = 400 \text{ kg}$$

$$\bar{L} = 6 \text{ m}$$

$$\sigma_L = 1 \text{ m}$$

Encontrar el valor medio del momento de empotramiento, \bar{M}_e , y su desviación estándar, σ_{M_e} , a través de los cuatro métodos de simulación estadística expuestos anteriormente expuestos.

Solución

Método de Monte Carlo

El momento en el empotramiento es $M_e = FL - wL^2/2$, que está en función de las va F , w y L . Si se trata con valores normalizados para cada va, se tiene

$$Z = \frac{X - \bar{X}}{\sigma} \tag{A.4.1}$$

despejando a X se obtiene

$$X = \bar{X} + Z\sigma \quad (\text{A.4.2})$$

Se pueden generar números aleatorios, μ , para cada una de las va, que representen valores de la fdp acumulada de Z , $\mu = F(Z)$. Para cada valor de μ se debe encontrar el correspondiente valor de Z , cuyos valores se encuentran tabulados en la literatura técnica para diferentes distribuciones de probabilidad. En este caso se considera adecuado utilizar la distribución normal estándar, pues se está ignorando el efecto que pudieran tener los momentos de orden superior.

El valor de Z se sustituye en la ec (A.4.2), encontrándose de esa forma un valor simulado de la variable X cuyos parámetros estadísticos son \bar{X} y σ .

Ahora bien, de acuerdo con lo establecido en el subcapítulo. 4.2.1, el número necesario de simulaciones está en función del nivel de precisión requerido. Con el propósito de observar la convergencia que este método presenta, se consideran 5, 100, 500, 1000, 5000 y 20000 simulaciones.

De esta forma, al efectuar 5 simulaciones y suponer una distribución normal, se obtienen los resultados contenidos en la tabla A.4.1

Para cada simulación se calcula el momento de empotramiento. De esa forma, para los primeros valores simulados se obtiene:

$$Me = FL - wL^2 / 2 = (3569.56)(7.19) - (60.18)(7.19)^2 / 2 = 24.11 \text{ t-m}$$

De manera similar para las cuatro simulaciones restantes, se obtienen los resultados contenidos en la tabla A.4.2

A través de aplicar las definiciones de media y varianza a los valores contenidos en la tabla A.4.2, se obtiene

$$E[Me] = 24.61 \text{ t-m}$$

$$\sigma_{Me} = 3.55 \text{ t-m}$$

Para el caso de un mayor número de simulaciones, el procedimiento es similar al anteriormente desarrollado. Los resultados para esos casos se presentan en la tabla A.4.3, donde se puede observar que el error relativo (er) en los valores de los parámetros estadísticos encontrados, disminuye conforme se incrementa el número de simulaciones.

Método de Incertidumbre de Primer Orden

Del planteamiento anterior se tiene que $Me = FL - wL^2 / 2$. Obsérvese que se trata de una ecuación no lineal, por lo que el método de incertidumbre de primer Orden sólo permitirá obtener aproximaciones de los parámetros estadísticos. La esperanza de Me se obtiene al aplicar la ec (A.1.6)

$$E[Me] = 6(4000) - 18(50) = 23100 \text{ kg-m} = 23.1 \text{ t-m}$$

Para la varianza se requiere calcular las derivadas parciales de Me , según la ec (A.1.7). Si además se ignora la covarianza que existe entre F y w se obtiene

$$V[Me] = \left[\frac{\partial Me(\bar{F}, \bar{w}, \bar{L})}{\partial F} \right]^2 \sigma_F^2 + \left[\frac{\partial Me(\bar{F}, \bar{w}, \bar{L})}{\partial w} \right]^2 \sigma_w^2 + \left[\frac{\partial Me(\bar{F}, \bar{w}, \bar{L})}{\partial L} \right]^2 \sigma_L^2$$

$$V[Me] = 19.458 \times 10^9 = (\text{kg-m})^2$$

Por último la desviación estándar

$$\sigma_{Me} = \sqrt{V[Me]} = 4411.1336 \text{ kg-m} = 4.411 \text{ t-m}$$



Método de Estimaciones Bipuntuales

Para el cálculo de las concentraciones de probabilidad y su localización de las va F , w y L se pueden utilizar las expresiones propuestas por Rosenblueth (1975), para tres va, suponiendo sesgo nulo e ignorando la correlación entre las va. De esta forma se obtiene

$$E[Me] = \frac{1}{8}[7(4400) - 7^2(55)/2] + \frac{1}{8}[5(4400) - 5^2(55)/2] + \frac{1}{8}[5(4400) - 5^2(45)/2] + \frac{1}{8}[7(4400) - 7^2(45)/2] \\ + \frac{1}{8}[7(3600) - 7^2(55)/2] + \frac{1}{8}[5(3600) - 5^2(55)/2] + \frac{1}{8}[5(3600) - 5^2(45)/2] + \frac{1}{8}[7(3600) - 7^2(45)/2] \\ E[Me] = 23075 \text{ kg-m} = 23.075 \text{ t-m}$$

$$E[Me^2] = \frac{1}{8}[7(4400) - 7^2(55)/2]^2 + \frac{1}{8}[5(4400) - 5^2(55)/2]^2 + \frac{1}{8}[5(4400) - 5^2(45)/2]^2 + \frac{1}{8}[7(4400) - 7^2(45)/2]^2 \\ + \frac{1}{8}[7(3600) - 7^2(55)/2]^2 + \frac{1}{8}[5(3600) - 5^2(55)/2]^2 + \frac{1}{8}[5(3600) - 5^2(45)/2]^2 + \frac{1}{8}[7(3600) - 7^2(45)/2]^2 \\ E[Me^2] = 552075081.25 \text{ (kg-m)}^2$$

$$\sigma_{Me}^2 = E[Me^2] - (E[Me])^2 = 552075081.25 - 23075^2 = 19619456.25 \text{ (kg-m)}^2$$

$$\sigma_{Me} = \sqrt{\sigma_{Me}^2} = 4429.39 \text{ (kg-m)} = 4.43 \text{ t-m}$$

Método de Concentraciones Puntuales

Si se elige el procedimiento para dos concentraciones ($m=2$), entonces las ecs (A.3.23), (A.3.24) y (A.3.25) permiten obtener las concentraciones y su localización, haciendo $n=3$.

$$\zeta_1 = \zeta_2 = \zeta_3 = 2\sqrt{3}$$

$$\xi_{1,1} = \sqrt{3}; \quad \xi_{1,2} = -\sqrt{3}; \quad \xi_{2,1} = \sqrt{3}; \quad \xi_{2,2} = -\sqrt{3}; \quad \xi_{3,1} = \sqrt{3}; \quad \xi_{3,2} = -\sqrt{3}$$

$$P_{1,1} = P_{1,2} = P_{2,1} = P_{2,2} = \sqrt{3}/3$$

Con estos valores y a través de la ec(A.3.19), se calculan los valores correspondientes de las va

$$F_{1,1} = 4000 + \sqrt{3}(400) = 4692.82; \quad F_{1,2} = 4000 - \sqrt{3}(400) = 3307.18 \text{ kg}$$

$$w_{2,1} = 50 + \sqrt{3}(5) = 58.56; \quad w_{2,2} = 50 - \sqrt{3}(5) = 41.34 \text{ kg/m}$$

$$L_{3,1} = 6 + \sqrt{3}(1) = 7.73; \quad L_{3,2} = 6 - \sqrt{3}(1) = 4.27 \text{ m}$$



Los parámetros estadísticos de Me se hallan a través de la ec (A.3.26)

$$E[Me] = P_{1,1} [Me(F_{1,1}, \bar{w}, \bar{L})] + P_{1,2} [Me(F_{1,2}, \bar{w}, \bar{L})] + P_{2,1} [Me(\bar{F}, w_{2,1}, \bar{L})] + P_{2,2} [Me(\bar{F}, w_{2,2}, \bar{L})] \\ + P_{3,1} [Me(\bar{F}, \bar{w}, L_{3,1})] + P_{3,2} [Me(\bar{F}, \bar{w}, L_{3,2})]$$

$$E[Me] = \frac{1}{6} \left\{ [6(4692.82) - 50(6)^2 / 2] + [6(3307.18) - 50(6)^2 / 2] + [6(4000) - 58.66(6)^2 / 2] \right. \\ \left. + [6(4000) - 41.339(6)^2 / 2] + [7.73(4000) - 50(7.73)^2 / 2] + [4.27(4000) - 50(4.27)^2 / 2] \right\}$$

$$E[Me] = 23.068 \text{ kg-m} = 23.068 \text{ t-m}$$

De manera similar al cálculo de la media, se obtiene la desviación estándar

$$\sigma_{Me} = \sqrt{\sigma_{Me}^2} = 4.42 \text{ (kg-m)} = 4.42 \text{ t-m}$$

Tabla 4.1.1 Número necesario de simulaciones de Monte Carlo para una probabilidad α de cometer un error menor que ε (Escobar, 1994)

$\varepsilon \backslash \alpha$	0.9	0.95	0.99
	$Ns = (1.88 / \varepsilon)^2$	$Ns = (1.96 / \varepsilon)^2$	$Ns = (1.63 / \varepsilon)^2$
0.1	150	185	265
0.05	600	740	1060
0.01	15000	18500	26500

Tabla 6.1.1 Intervalos de comportamiento inaceptable para la ductilidad media normalizada. Modelos con $T=0.5$ s

Q	reglamento	λ_{kx}	elemento	e_s / b	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$
2	RCDF95	0	rígido	0.1	0.10	0.38
				0.2	0.10	0.41
				0.3	0.10	0.47
			flexible	0.1	0.10	0.15
				0.2	0.10	0.18
				0.3	0.10	0.22
		0.25	rígido	0.1	0.10	0.37
				0.2	0.10	0.41
				0.3	0.10	0.48
			flexible	0.1	0.10	0.13
				0.2	0.10	0.17
				0.3	0.10	0.20
		0.5	rígido	0.1	0.10	0.36
				0.2	0.10	0.40
				0.3	0.10	0.48
			flexible	0.1	0.10	0.13
				0.2	0.10	0.16
				0.3	0.11	0.17
		0.75	rígido	0.1	0.10	0.34
				0.2	0.10	0.40
				0.3	0.13	0.49
			flexible	0.1	0.10	0.13
				0.2	0.10	0.11
				0.3	----	----
	RCDF01	0	rígido	0.1	0.10	0.38
				0.2	0.10	0.38
				0.3	0.10	0.41
			flexible	0.1	0.10	0.15
				0.2	0.10	0.18
				0.3	0.10	0.22
		0.25	rígido	0.1	0.10	0.37
				0.2	0.10	0.37
				0.3	0.10	0.41
			flexible	0.1	0.10	0.13
				0.2	0.10	0.17
				0.3	0.10	0.20
		0.5	rígido	0.1	0.10	0.36
				0.2	0.10	0.37
				0.3	0.10	0.17
			flexible	0.1	0.10	0.45
				0.2	0.10	0.16
				0.3	0.11	0.17
		0.75	rígido	0.1	0.10	0.34
				0.2	0.10	0.35
				0.3	0.13	0.16
			flexible	0.1	0.10	0.13
				0.2	0.10	0.11
				0.3	----	----

Q	reglamento	λ_{kx}	elemento	e_s / b	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$
4	RCDF95	0	rígido	0.1	0.10	0.31
				0.2	0.10	0.36
				0.3	0.10	0.15
			flexible	0.1	0.10	0.13
				0.2	0.10	0.15
				0.3	0.10	0.17
		0.25	rígido	0.1	0.10	0.31
				0.2	0.10	0.37
				0.3	----	----
			flexible	0.1	0.10	0.11
				0.2	0.10	0.11
				0.3	----	----
		0.5	rígido	0.1	0.10	0.29
				0.2	0.10	0.38
				0.3	0.43	0.46
			flexible	0.1	0.10	0.10
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.75	rígido	0.1	0.10	0.29
				0.2	0.32	0.40
				0.3	0.39	0.50
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
	RCDF01	0	rígido	0.1	0.10	0.31
				0.2	0.10	0.15
				0.3	0.10	0.15
			flexible	0.1	0.10	0.13
				0.2	0.10	0.15
				0.3	0.10	0.17
		0.25	rígido	0.1	0.10	0.31
				0.2	0.10	0.13
				0.3	----	----
			flexible	0.1	0.10	0.11
				0.2	0.10	0.11
				0.3	----	----
		0.5	rígido	0.1	0.10	0.29
				0.2	0.10	0.11
				0.3	----	----
			flexible	0.1	0.10	0.10
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.75	rígido	0.1	0.10	0.29
				0.2	----	----
				0.3	----	----
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----

Tabla 6.1.2 Intervalos de comportamiento inaceptable para la ductilidad media normalizada. Modelos con $T=1$ s

Q	reglamento	λ_{tx}	elemento	e_s / b	ρ_{k_y} min	ρ_{k_y} max
2	RCDF95	0	rígido	0.1	0.12	0.33
				0.2	0.15	0.41
				0.3	0.17	0.49
			flexible	0.1	0.14	0.19
				0.2	0.19	0.28
				0.3	0.18	0.33
		0.25	rígido	0.1	0.12	0.33
				0.2	0.16	0.42
				0.3	0.19	0.49
			flexible	0.1	0.15	0.16
				0.2	---	---
				0.3	0.27	0.33
		0.5	rígido	0.1	0.12	0.33
				0.2	0.16	0.44
				0.3	0.18	0.52
			flexible	0.1	0.15	0.16
				0.2	---	---
				0.3	0.20	0.21
		0.75	rígido	0.1	0.12	0.34
				0.2	0.19	0.42
				0.3	0.28	0.51
			flexible	0.1	---	---
				0.2	---	---
				0.3	---	---
	RCDF01	0	rígido	0.1	0.12	0.33
				0.2	0.15	0.37
				0.3	0.17	0.44
			flexible	0.1	0.14	0.19
				0.2	0.19	0.28
				0.3	0.18	0.33
		0.25	rígido	0.1	0.12	0.33
				0.2	0.16	0.36
				0.3	0.19	0.44
			flexible	0.1	0.15	0.16
				0.2	---	---
				0.3	0.27	0.33
		0.5	rígido	0.1	0.12	0.33
				0.2	0.16	0.36
				0.3	0.18	0.43
			flexible	0.1	0.15	0.16
				0.2	---	---
				0.3	0.20	0.21
		0.75	rígido	0.1	0.12	0.34
				0.2	0.19	0.36
				0.3	0.28	0.44
			flexible	0.1	---	---
				0.2	---	---
				0.3	---	---

Q	reglamento	λ_{tx}	elemento	e_s / b	ρ_{k_y} min	ρ_{k_y} max
4	RCDF95	0	rígido	0.1	0.14	0.29
				0.2	0.18	0.38
				0.3	0.26	0.50
			flexible	0.1	---	---
				0.2	---	---
				0.3	---	---
		0.25	rígido	0.1	0.15	0.30
				0.2	0.20	0.38
				0.3	0.26	0.48
			flexible	0.1	---	---
				0.2	---	---
				0.3	---	---
		0.5	rígido	0.1	0.14	0.30
				0.2	0.18	0.43
				0.3	0.19	0.49
			flexible	0.1	---	---
				0.2	---	---
				0.3	---	---
		0.75	rígido	0.1	0.14	0.35
				0.2	0.24	0.45
				0.3	0.31	0.56
			flexible	0.1	---	---
				0.2	---	---
				0.3	---	---
	RCDF01	0	rígido	0.1	0.14	0.29
				0.2	0.18	0.31
				0.3	0.26	0.33
			flexible	0.1	---	---
				0.2	---	---
				0.3	---	---
		0.25	rígido	0.1	0.15	0.30
				0.2	0.20	0.32
				0.3	0.26	0.35
			flexible	0.1	---	---
				0.2	---	---
				0.3	---	---
		0.5	rígido	0.1	0.14	0.30
				0.2	0.18	0.33
				0.3	0.19	0.36
			flexible	0.1	---	---
				0.2	---	---
				0.3	---	---
		0.75	rígido	0.1	0.14	0.35
				0.2	0.24	0.34
				0.3	0.31	0.39
			flexible	0.1	---	---
				0.2	---	---
				0.3	---	---

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 6.1.3 Intervalos de comportamiento inaceptable para la ductilidad media normalizada. Modelos con $T=1.5$ s

ϕ	reglamento	λ_{kx}	elemento	e_s / b	ρ_{k_y} min	ρ_{k_y} max
2	RCD95	0	rigido	0.1	0.13	0.37
				0.2	0.21	0.42
				0.3	0.28	0.47
			flexible	0.1	0.34	0.37
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.25	rigido	0.1	0.15	0.37
				0.2	0.22	0.43
				0.3	0.29	0.47
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.5	rigido	0.1	0.15	0.37
				0.2	0.17	0.43
				0.3	0.20	0.49
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.75	rigido	0.1	0.15	0.39
				0.2	0.21	0.51
				0.3	0.33	0.68
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
	RCD01	0	rigido	0.1	0.13	0.37
				0.2	0.21	0.39
				0.3	0.28	0.41
			flexible	0.1	0.34	0.37
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.25	rigido	0.1	0.15	0.37
				0.2	0.22	0.39
				0.3	0.29	0.41
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.5	rigido	0.1	0.15	0.37
				0.2	0.17	0.39
				0.3	0.20	0.40
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.75	rigido	0.1	0.15	0.39
				0.2	0.21	0.41
				0.3	0.33	0.44
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----

ϕ	reglamento	λ_{kx}	elemento	e_s / b	ρ_{k_y} min	ρ_{k_y} max
4	RCD95	0	rigido	0.1	0.18	0.34
				0.2	0.25	0.41
				0.3	0.31	0.47
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.25	rigido	0.1	0.19	0.34
				0.2	0.26	0.42
				0.3	0.33	0.48
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.5	rigido	0.1	0.17	0.36
				0.2	0.19	0.43
				0.3	0.31	0.49
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.75	rigido	0.1	0.17	0.38
				0.2	0.28	0.46
				0.3	0.35	0.57
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
	RCD01	0	rigido	0.1	0.18	0.34
				0.2	0.25	0.36
				0.3	0.31	0.38
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.25	rigido	0.1	0.19	0.34
				0.2	0.26	0.36
				0.3	0.33	0.38
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.5	rigido	0.1	0.17	0.36
				0.2	0.19	0.37
				0.3	0.34	0.36
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.75	rigido	0.1	0.17	0.38
				0.2	0.28	0.39
				0.3	----	----
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Tabla 6.1.4 Intervalos de comportamiento inaceptable para la ductilidad normalizada.
Modelos con $T=0.5$ s

Q	reglamento	λ_{kx}	elemento	e_s/b	ρ_{k_y} min	ρ_{k_y} max
2	RCDF95	0	rígido	0.1	0.10	0.50
				0.2	0.12	0.43
				0.3	0.12	0.41
			flexible	0.1	0.13	0.42
				0.2	0.38	0.42
				0.3	0.13	0.22
		0.25	rígido	0.1	0.10	0.41
				0.2	0.13	0.42
				0.3	0.14	0.40
			flexible	0.1	0.13	0.42
				0.2	0.15	0.42
				0.3	0.14	0.17
		0.5	rígido	0.1	0.12	0.38
				0.2	0.20	0.40
				0.3	----	----
			flexible	0.1	0.15	0.42
				0.2	0.37	0.43
				0.3	----	----
		0.75	rígido	0.1	0.13	0.30
				0.2	0.21	0.43
				0.3	----	----
			flexible	0.1	0.37	0.41
				0.2	0.38	0.40
				0.3	----	----
	RCDF01	0	rígido	0.1	0.10	0.50
				0.2	0.12	0.27
				0.3	0.12	0.30
			flexible	0.1	0.13	0.42
				0.2	0.38	0.42
				0.3	0.13	0.22
		0.25	rígido	0.1	0.10	0.41
				0.2	0.13	0.40
				0.3	0.14	0.37
			flexible	0.1	0.13	0.42
				0.2	0.15	0.42
				0.3	0.14	0.17
		0.5	rígido	0.1	0.12	0.38
				0.2	----	----
				0.3	0.15	0.15
			flexible	0.1	0.15	0.41
				0.2	0.37	0.42
				0.3	----	----
		0.75	rígido	0.1	0.13	0.30
				0.2	0.21	0.40
				0.3	----	----
			flexible	0.1	0.37	0.41
				0.2	0.38	0.40
				0.3	----	----

Q	reglamento	λ_{kx}	elemento	e_s/b	ρ_{k_y} min	ρ_{k_y} max
4	RCDF95	0	rígido	0.1	0.21	0.40
				0.2	0.15	0.38
				0.3	----	----
			flexible	0.1	----	----
				0.2	0.23	0.27
				0.3	0.23	0.27
		0.25	rígido	0.1	0.21	0.30
				0.2	0.20	0.37
				0.3	----	----
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.5	rígido	0.1	0.16	0.40
				0.2	0.14	0.40
				0.3	0.39	0.42
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.75	rígido	0.1	0.12	0.43
				0.2	0.13	0.43
				0.3	0.20	0.41
			flexible	0.1	0.14	0.10
				0.2	0.15	0.10
				0.3	----	----
	RCDF01	0	rígido	0.1	0.21	0.40
				0.2	0.15	0.32
				0.3	----	----
			flexible	0.1	----	----
				0.2	0.23	0.27
				0.3	0.23	0.27
		0.25	rígido	0.1	0.21	0.30
				0.2	0.20	0.33
				0.3	----	----
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.5	rígido	0.1	0.16	0.40
				0.2	0.14	0.32
				0.3	----	----
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.75	rígido	0.1	0.12	0.43
				0.2	0.13	0.20
				0.3	0.20	0.21
			flexible	0.1	0.14	0.10
				0.2	0.15	0.10
				0.3	----	----

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 6.1.5 Intervalos de comportamiento inaceptable para la ductilidad normalizada.
Modelos con $T=1$ s

Q	reglamento	λ_{kr}	elemento	e_s / b	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$
2	RCDF95	0	rígido	0.1	0.10	0.40
				0.2	0.21	0.47
				0.3	0.24	0.46
			flexible	0.1	0.39	0.45
				0.2	0.37	0.43
				0.3	0.30	0.46
		0.25	rígido	0.1	0.18	0.41
				0.2	0.22	0.47
				0.3	0.26	0.49
			flexible	0.1	0.38	0.45
				0.2	0.37	0.43
				0.3	0.34	0.46
		0.5	rígido	0.1	0.21	0.43
				0.2	0.17	0.48
				0.3	0.20	0.49
			flexible	0.1	0.37	0.46
				0.2	0.37	0.43
				0.3	0.37	0.52
		0.75	rígido	0.1	0.21	0.46
				0.2	0.25	0.65
				0.3	0.31	0.49
			flexible	0.1	0.37	0.45
				0.2	0.37	0.43
				0.3	0.38	0.46
	RCDF01	0	rígido	0.1	0.10	0.40
				0.2	0.21	0.45
				0.3	0.24	0.42
			flexible	0.1	0.39	0.45
				0.2	0.37	0.43
				0.3	0.30	0.46
		0.25	rígido	0.1	0.18	0.41
				0.2	0.22	0.45
				0.3	0.26	0.43
			flexible	0.1	0.38	0.45
				0.2	0.37	0.43
				0.3	0.34	0.46
		0.5	rígido	0.1	0.21	0.43
				0.2	0.17	0.46
				0.3	0.20	0.43
			flexible	0.1	0.37	0.46
				0.2	0.36	0.43
				0.3	0.37	0.52
		0.75	rígido	0.1	0.21	0.46
				0.2	0.25	0.45
				0.3	0.31	0.44
			flexible	0.1	0.37	0.45
				0.2	0.37	0.43
				0.3	0.38	0.45

Q	reglamento	λ_{kr}	elemento	e_s / b	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$
4	RCDF95	0	rígido	0.1	0.19	0.32
				0.2	0.26	0.35
				0.3	0.39	0.41
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.25	rígido	0.1	0.20	0.32
				0.2	0.26	0.38
				0.3	0.33	0.40
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.5	rígido	0.1	0.17	0.30
				0.2	0.17	0.38
				0.3	0.35	0.40
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.75	rígido	0.1	0.27	0.32
				0.2	0.28	0.40
				0.3	0.35	0.49
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
	RCDF01	0	rígido	0.1	0.19	0.32
				0.2	0.26	0.34
				0.3	----	----
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.25	rígido	0.1	0.20	0.32
				0.2	0.26	0.33
				0.3	0.33	0.38
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.5	rígido	0.1	0.17	0.30
				0.2	0.17	0.32
				0.3	0.35	0.44
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.75	rígido	0.1	0.27	0.32
				0.2	0.28	0.36
				0.3	0.35	0.44
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----

MODELOS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 6.1.6 Intervalos de comportamiento inaceptable para la ductilidad normalizada.
Modelos con $T=1.5$ s

Q	reglamento	λ_{kr}	elemento	e_s / b	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$
2	RCDF95	0	rigido	0.1	0.20	0.36
				0.2	0.26	0.40
				0.3	0.31	0.46
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.25	rigido	0.1	0.22	0.33
				0.2	0.27	0.39
				0.3	0.36	0.47
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.5	rigido	0.1	0.17	0.32
				0.2	0.18	0.38
				0.3	0.40	0.49
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.75	rigido	0.1	0.21	0.80
				0.2	----	----
				0.3	0.41	0.80
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
	RCDF01	0	rigido	0.1	0.20	0.36
				0.2	0.26	0.37
				0.3	0.31	0.37
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.25	rigido	0.1	0.22	0.33
				0.2	0.27	0.39
				0.3	0.36	0.47
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.5	rigido	0.1	0.17	0.32
				0.2	0.18	0.23
				0.3	0.40	0.49
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.75	rigido	0.1	0.21	0.31
				0.2	----	----
				0.3	----	----
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----

Q	reglamento	λ_{kr}	elemento	e_s / b	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$
4	RCDF95	0	rigido	0.1	0.23	0.46
				0.2	0.27	0.44
				0.3	0.33	0.47
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.25	rigido	0.1	0.22	0.48
				0.2	0.28	0.42
				0.3	0.33	0.47
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.5	rigido	0.1	0.18	0.51
				0.2	0.19	0.41
				0.3	0.38	0.49
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.75	rigido	0.1	0.24	0.52
				0.2	0.32	0.40
				0.3	0.41	0.51
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
	RCDF01	0	rigido	0.1	0.23	0.46
				0.2	0.27	0.37
				0.3	0.33	0.41
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.25	rigido	0.1	0.22	0.48
				0.2	0.28	0.39
				0.3	0.33	0.40
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.5	rigido	0.1	0.18	0.51
				0.2	0.19	0.37
				0.3	0.38	0.49
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----
		0.75	rigido	0.1	0.24	0.52
				0.2	----	----
				0.3	----	----
			flexible	0.1	----	----
				0.2	----	----
				0.3	----	----

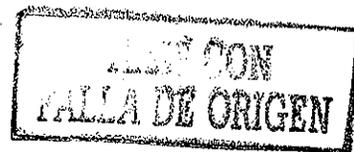


Tabla 6.2.1 Intervalos de comportamiento inaceptable para el índice β . Modelos con $T=0.5s$ y $D=4$

ρ	reglamento	λ_{kr}	elemento	e_s / b	ρ_{k_y} min	ρ_{k_y} max		
2	RCDF95	0	rígido	0	0.42	0.50		
				0.1	0.49	0.50		
				0.2	0.34	0.41		
			0.3	0.38	0.47			
			flexible	0	0.42	0.50		
				0.1	---	---		
				0.2	---	---		
			0.3	---	---			
			0.2	rígido	0	0.49	0.50	
					0.1	---	---	
					0.2	0.33	0.40	
				0.3	0.38	0.47		
		flexible		0	0.49	0.50		
				0.1	---	---		
				0.2	---	---		
		0.3		---	---			
		0		rígido	0	0.64	0.70	
					0.1	0.69	0.70	
					0.2	0.33	0.70	
				0.3	0.38	0.70		
			flexible	0	0.64	0.70		
				0.1	---	---		
				0.2	---	---		
			0.3	---	---			
			0.7	rígido	0	0.15	0.57	
					0.1	0.24	0.33	
					0.2	0.31	0.39	
				0.3	0.39	0.51		
		flexible		0	0.15	0.57		
				0.1	---	---		
				0.2	---	---		
		0.3		---	---			
		RCDF01		0	rígido	0	0.42	0.50
						0.1	0.49	0.50
						0.2	---	---
					0.3	0.39	0.41	
			flexible		0	0.42	0.50	
					0.1	---	---	
					0.2	---	---	
			0.3		---	---		
			0.2		rígido	0	0.49	0.50
						0.1	---	---
						0.2	0.35	0.35
					0.3	0.39	0.41	
				flexible	0	0.49	0.50	
					0.1	---	---	
					0.2	---	---	
				0.3	---	---		
	0			rígido	0	0.64	0.70	
					0.1	0.69	0.70	
					0.2	0.35	0.35	
				0.3	0.40	0.40		
			flexible	0	0.64	0.70		
				0.1	---	---		
				0.2	---	---		
			0.3	---	---			
			0.7	rígido	0	0.15	0.57	
					0.1	0.24	0.33	
					0.2	0.35	0.35	
				0.3	---	---		
	flexible			0	0.15	0.57		
				0.1	---	---		
				0.2	---	---		
	0.3			---	---			

ρ	reglamento	λ_{kr}	elemento	e_s / b	ρ_{k_y} min	ρ_{k_y} max		
4	RCDF95	0	rígido	0	0.05	0.50		
				0.1	0.05	0.50		
				0.2	0.05	0.50		
			0.3	0.10	0.50			
			flexible	0	0.05	0.50		
				0.1	0.11	0.50		
				0.2	0.10	0.50		
			0.3	0.11	0.50			
			0.25	rígido	0	0.05	0.50	
					0.1	0.05	0.50	
					0.2	0.05	0.50	
				0.3	0.11	0.50		
		flexible		0	0.05	0.50		
				0.1	0.10	0.50		
				0.2	0.12	0.50		
		0.3		0.12	0.50			
		0.5		rígido	0	0.05	0.70	
					0.1	0.05	0.70	
					0.2	0.12	0.70	
				0.3	0.13	0.70		
			flexible	0	0.05	0.70		
				0.1	0.13	0.70		
				0.2	0.13	0.70		
			0.3	0.13	0.70			
			0.75	rígido	0	0.05	0.80	
					0.1	0.05	0.80	
					0.2	0.12	0.80	
				0.3	0.13	0.80		
		flexible		0	0.05	0.80		
				0.1	0.12	0.80		
				0.2	0.13	0.80		
		0.3		0.14	0.80			
		RCDF01		0	rígido	0	0.05	0.50
						0.1	0.05	0.50
						0.2	0.05	0.50
					0.3	0.10	0.46	
			flexible		0	0.05	0.50	
					0.1	0.11	0.50	
					0.2	0.10	0.50	
			0.3		0.11	0.50		
			0.25		rígido	0	0.05	0.50
						0.1	0.05	0.50
						0.2	0.05	0.50
					0.3	0.11	0.50	
				flexible	0	0.05	0.50	
					0.1	0.10	0.50	
					0.2	0.12	0.50	
				0.3	0.12	0.50		
	0.5			rígido	0	0.05	0.70	
					0.1	0.05	0.70	
					0.2	0.12	0.70	
				0.3	0.13	0.70		
			flexible	0	0.05	0.70		
				0.1	0.13	0.70		
				0.2	0.13	0.70		
			0.3	0.13	0.70			
			0.75	rígido	0	0.05	0.80	
					0.1	0.05	0.80	
					0.2	0.12	0.80	
				0.3	0.13	0.80		
	flexible			0	0.05	0.80		
				0.1	0.12	0.80		
				0.2	0.13	0.80		
	0.3			0.14	0.80			

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Tabla 6.2.2 Intervalos de comportamiento inaceptable para el índice β . Modelos con $T=1s$ y $D=4$

Q	reglamento	λ_{kx}	elemento	e_s / b	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$	
2	RCDF95	0	rigido	0	0.30	0.50	
				0.1	0.20	0.50	
				0.2	0.22	0.40	
				0.3	0.21	0.47	
			flexible	0	0.31	0.50	
				0.1	----	----	
				0.2	----	----	
				0.3	----	----	
			0.2	rigido	0	0.45	0.50
					0.1	0.19	0.50
					0.2	0.21	0.40
					0.3	0.23	0.49
		flexible		0	0.45	0.50	
				0.1	----	----	
				0.2	----	----	
				0.3	----	----	
		0		rigido	0	0.20	0.70
					0.1	0.20	0.70
					0.2	0.19	0.70
					0.3	0.19	0.70
			flexible	0	0.20	0.70	
				0.1	----	----	
				0.2	----	----	
				0.3	----	----	
			0.7	rigido	0	0.21	0.80
					0.1	0.17	0.34
					0.2	0.21	0.46
					0.3	0.26	0.58
		flexible		0	0.21	0.80	
				0.1	----	----	
				0.2	----	----	
				0.3	----	----	
		RCDF01		rigido	0	0.30	0.50
					0.1	0.20	0.50
					0.2	0.22	0.36
					0.3	0.21	0.41
			flexible	0	0.31	0.50	
				0.1	----	----	
				0.2	----	----	
				0.3	----	----	
			0.2	rigido	0	0.45	0.50
					0.1	0.19	0.50
					0.2	0.21	0.33
					0.3	0.23	0.40
		flexible		0	0.45	0.50	
				0.1	----	----	
				0.2	----	----	
				0.3	----	----	
		0		rigido	0	0.20	0.70
					0.1	0.20	0.70
					0.2	0.19	0.34
					0.3	0.19	0.38
			flexible	0	0.20	0.70	
				0.1	----	----	
				0.2	----	----	
				0.3	----	----	
			0.7	rigido	0	0.21	0.80
					0.1	0.17	0.34
					0.2	0.21	0.39
					0.3	0.26	0.44
		flexible		0	0.21	0.80	
				0.1	----	----	
				0.2	----	----	
				0.3	----	----	

Q	reglamento	λ_{kx}	elemento	e_s / b	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$	
4	RCDF95	0	rigido	0	0.15	0.50	
				0.1	0.15	0.50	
				0.2	0.17	0.50	
				0.3	0.19	0.50	
			flexible	0	0.15	0.50	
				0.1	0.19	0.50	
				0.2	0.21	0.50	
				0.3	0.23	0.50	
			0.25	rigido	0	0.15	0.50
					0.1	0.15	0.50
					0.2	0.17	0.50
					0.3	0.19	0.50
		flexible		0	0.15	0.50	
				0.1	0.19	0.50	
				0.2	0.22	0.50	
				0.3	0.23	0.50	
		0.5		rigido	0	0.15	0.70
					0.1	0.15	0.70
					0.2	0.16	0.70
					0.3	0.18	0.70
			flexible	0	0.15	0.70	
				0.1	0.17	0.70	
				0.2	0.19	0.70	
				0.3	0.19	0.70	
			0.75	rigido	0	0.14	0.80
					0.1	0.15	0.80
					0.2	0.17	0.80
					0.3	0.19	0.80
		flexible		0	0.14	0.80	
				0.1	0.15	0.80	
				0.2	0.22	0.80	
				0.3	0.25	0.80	
		RCDF01		rigido	0	0.15	0.50
					0.1	0.15	0.50
					0.2	0.17	0.50
					0.3	0.19	0.43
			flexible	0	0.15	0.50	
				0.1	0.19	0.50	
				0.2	0.21	0.50	
				0.3	0.23	0.50	
			0.25	rigido	0	0.15	0.50
					0.1	0.15	0.50
					0.2	0.17	0.50
					0.3	0.19	0.50
		flexible		0	0.15	0.50	
				0.1	0.19	0.50	
				0.2	0.22	0.50	
				0.3	0.23	0.50	
		0.5		rigido	0	0.15	0.70
					0.1	0.15	0.70
					0.2	0.16	0.70
					0.3	0.18	0.70
			flexible	0	0.15	0.70	
				0.1	0.17	0.70	
				0.2	0.19	0.70	
				0.3	0.19	0.70	
			0.75	rigido	0	0.14	0.80
					0.1	0.15	0.80
					0.2	0.17	0.80
					0.3	0.19	0.80
		flexible		0	0.14	0.80	
				0.1	0.15	0.80	
				0.2	0.22	0.80	
				0.3	0.25	0.80	

Tabla 6.2.3 Intervalos de comportamiento inaceptable para el índice β . Modelos con $T=1.5s$ y $D=4$

λ_{kx}	reglamento	λ_{kx}	elemento	e_s / b	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$		
2	RCDF95	0	rigido	0	0.38	0.50		
				0.1	0.22	0.50		
				0.2	0.25	0.50		
			0.3	0.29	0.48			
			flexible	0	0.38	0.50		
				0.1	0.49	0.50		
				0.2	----	----		
			0.3	----	----			
			0.2	rigido	0	0.33	0.50	
					0.1	0.22	0.50	
					0.2	0.25	0.50	
				0.3	0.30	0.48		
		flexible		0	0.33	0.50		
				0.1	0.34	0.50		
				0.2	0.41	0.50		
		0.3		----	----			
		0		rigido	0	0.28	0.70	
					0.1	0.19	0.70	
					0.2	0.19	0.70	
				0.3	0.20	0.70		
			flexible	0	0.28	0.70		
				0.1	0.34	0.70		
				0.2	0.38	0.70		
			0.3	0.40	0.70			
			0.7	rigido	0	0.28	0.80	
					0.1	0.21	0.80	
					0.2	0.24	0.80	
				0.3	0.32	0.80		
		flexible		0	0.28	0.80		
				0.1	0.30	0.80		
				0.2	0.38	0.80		
		0.3		0.40	0.80			
		RCDF01		0	rigido	0	0.38	0.50
						0.1	0.22	0.50
						0.2	0.25	0.40
					0.3	0.29	0.45	
			flexible		0	0.38	0.50	
					0.1	0.49	0.50	
					0.2	----	----	
			0.3		----	----		
	0.2		rigido		0	0.33	0.50	
					0.1	0.22	0.50	
					0.2	0.25	0.41	
			0.3		0.30	0.45		
			flexible	0	0.33	0.50		
				0.1	0.34	0.50		
				0.2	0.41	0.50		
			0.3	----	----			
			0	rigido	0	0.28	0.70	
					0.1	0.19	0.70	
					0.2	0.19	0.70	
				0.3	0.20	0.70		
	flexible			0	0.28	0.70		
				0.1	0.34	0.70		
				0.2	0.38	0.70		
	0.3			0.53	0.70			
	0.7			rigido	0	0.28	0.80	
					0.1	0.21	0.80	
					0.2	0.24	0.80	
				0.3	0.32	0.80		
			flexible	0	0.28	0.80		
				0.1	0.30	0.80		
				0.2	0.38	0.80		
			0.3	0.47	0.80			

λ_{kx}	reglamento	λ_{kx}	elemento	e_s / b	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$		
1	RCDF95	0	rigido	0	0.15	0.50		
				0.1	0.18	0.50		
				0.2	0.20	0.50		
			0.3	0.24	0.50			
			flexible	0	0.15	0.50		
				0.1	0.32	0.50		
				0.2	0.33	0.50		
			0.3	0.36	0.50			
			0.25	rigido	0	0.14	0.50	
					0.1	0.17	0.50	
					0.2	0.21	0.50	
				0.3	0.26	0.50		
		flexible		0	0.14	0.50		
				0.1	0.32	0.50		
				0.2	0.35	0.50		
		0.3		0.36	0.50			
		0.5		rigido	0	0.15	0.70	
					0.1	0.16	0.70	
					0.2	0.19	0.70	
				0.3	0.19	0.70		
			flexible	0	0.15	0.70		
				0.1	0.25	0.70		
				0.2	0.36	0.70		
			0.3	0.40	0.70			
			0.75	rigido	0	0.15	0.80	
					0.1	0.16	0.80	
					0.2	0.23	0.80	
				0.3	0.28	0.80		
		flexible		0	0.15	0.80		
				0.1	0.24	0.80		
				0.2	0.34	0.80		
		0.3		0.37	0.80			
		RCDF01		0	rigido	0	0.15	0.50
						0.1	0.18	0.50
						0.2	0.20	0.50
					0.3	0.24	0.50	
			flexible		0	0.15	0.50	
					0.1	0.32	0.50	
					0.2	0.33	0.50	
			0.3		0.35	0.50		
	0.25		rigido		0	0.14	0.50	
					0.1	0.17	0.50	
					0.2	0.21	0.50	
			0.3		0.26	0.50		
			flexible	0	0.14	0.50		
				0.1	0.32	0.50		
				0.2	0.35	0.50		
			0.3	0.36	0.50			
			0.5	rigido	0	0.15	0.70	
					0.1	0.16	0.70	
					0.2	0.19	0.70	
				0.3	0.19	0.70		
	flexible			0	0.15	0.70		
				0.1	0.25	0.70		
				0.2	0.35	0.70		
	0.3			0.37	0.70			
	0.75			rigido	0	0.15	0.80	
					0.1	0.16	0.80	
					0.2	0.23	0.80	
				0.3	0.28	0.80		
			flexible	0	0.15	0.80		
				0.1	0.24	0.80		
				0.2	0.34	0.80		
			0.3	0.37	0.80			



Tabla 6.2.5 Intervalos de comportamiento inaceptable para el índice β . Modelos con $T=1s$ y $D=6$

Q	reglamento	λ_{kx}	elemento	e_s / b	ρ_{k_y} min	ρ_{k_y} max		
2	RCDF95	0	rígido	0	0.44	0.50		
				0.1	0.50	0.50		
				0.2	0.32	0.37		
				0.3	0.27	0.34		
			flexible	0	0.36	0.46		
				0.1	0.44	0.50		
				0.2	----	----		
				0.3	----	----		
			0.25	rígido	0	----	----	
					0.1	0.24	0.26	
					0.2	----	----	
					0.3	0.29	0.31	
		flexible		0	0.37	0.46		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
				0.3	----	----		
		0.5		rígido	0	0.68	0.70	
					0.1	0.24	0.27	
					0.2	0.34	0.37	
					0.3	0.20	0.21	
			flexible	0	0.68	0.70		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
				0.3	----	----		
			0.75	rígido	0	----	----	
					0.1	0.20	0.30	
					0.2	0.31	0.39	
					0.3	0.37	0.48	
		flexible		0	----	----		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
				0.3	----	----		
		RCDF01		0	rígido	0	0.44	0.50
						0.1	0.50	0.50
						0.2	----	----
						0.3	0.27	0.34
			flexible		0	0.44	0.50	
					0.1	----	----	
					0.2	----	----	
					0.3	----	----	
	0.25		rígido		0	----	----	
					0.1	0.24	0.26	
					0.2	----	----	
					0.3	0.29	0.31	
			flexible	0	----	----		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
				0.3	----	----		
			0.5	rígido	0	0.68	0.70	
					0.1	0.24	0.27	
					0.2	----	----	
					0.3	0.20	0.21	
	flexible			0	0.68	0.70		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
				0.3	----	----		
	0.75			rígido	0	----	----	
					0.1	0.20	0.30	
					0.2	----	----	
					0.3	----	----	
			flexible	0	----	----		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
				0.3	----	----		

Q	reglamento	λ_{kx}	elemento	e_s / b	ρ_{k_y} min	ρ_{k_y} max		
4	RCDF95	0	rígido	0	0.19	0.50		
				0.1	0.19	0.50		
				0.2	0.20	0.50		
				0.3	0.22	0.50		
			flexible	0	0.19	0.50		
				0.1	0.29	0.50		
				0.2	0.24	0.50		
				0.3	0.30	0.50		
			0.25	rígido	0	0.19	0.50	
					0.1	0.18	0.50	
					0.2	0.20	0.50	
					0.3	0.22	0.50	
		flexible		0	0.19	0.50		
				0.1	0.26	0.50		
				0.2	0.29	0.50		
				0.3	0.32	0.50		
		0.5		rígido	0	0.17	0.70	
					0.1	0.18	0.70	
					0.2	0.18	0.70	
					0.3	0.19	0.70	
			flexible	0	0.17	0.70		
				0.1	0.19	0.70		
				0.2	0.20	0.70		
				0.3	0.29	0.70		
			0.75	rígido	0	0.19	0.80	
					0.1	0.16	0.80	
					0.2	0.21	0.80	
					0.3	0.25	0.80	
		flexible		0	0.19	0.80		
				0.1	0.21	0.80		
				0.2	0.25	0.80		
				0.3	0.30	0.80		
		RCDF01		0	rígido	0	0.19	0.50
						0.1	0.19	0.50
						0.2	0.20	0.50
						0.3	0.22	0.41
			flexible		0	0.19	0.50	
					0.1	0.29	0.50	
					0.2	0.24	0.50	
					0.3	0.30	0.50	
	0.25		rígido		0	0.19	0.50	
					0.1	0.18	0.50	
					0.2	0.20	0.50	
					0.3	0.22	0.41	
			flexible	0	0.19	0.50		
				0.1	0.26	0.50		
				0.2	0.29	0.50		
				0.3	0.32	0.50		
			0.5	rígido	0	0.17	0.70	
					0.1	0.18	0.70	
					0.2	0.18	0.70	
					0.3	0.19	0.70	
	flexible			0	0.17	0.70		
				0.1	0.19	0.70		
				0.2	0.20	0.70		
				0.3	0.29	0.70		
	0.75			rígido	0	0.19	0.80	
					0.1	0.16	0.80	
					0.2	0.21	0.80	
					0.3	0.25	0.80	
			flexible	0	0.19	0.80		
				0.1	0.21	0.80		
				0.2	0.25	0.80		
				0.3	0.30	0.80		

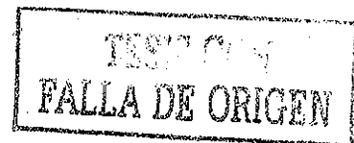


Tabla 6.2.6 Intervalos de comportamiento inaceptable para el índice β . Modelos con $T=1.5s$ y $D=6$

Q	reglamento	λ_{kr}	elemento	e_s / b	$\rho_{k_y \text{ min}}$	$\rho_{k_y \text{ max}}$
2	RCDF95	0	rigido	0	0.48	0.50
				0.1	0.25	0.50
				0.2	0.29	0.40
			0.3	0.32	0.46	
			flexible	0	0.48	0.50
				0.1	----	----
				0.2	----	----
			0.3	----	----	
			0.25	rigido	0	0.39
		0.1			0.25	0.50
		0.2			0.28	0.50
		0.3		0.33	0.47	
		flexible		0	0.39	0.50
				0.1	----	----
				0.2	----	----
		0.3		----	----	
		0.5		rigido	0	0.37
			0.1		0.20	0.70
			0.2		0.20	0.70
			0.3	0.35	0.70	
			flexible	0	0.37	0.70
				0.1	0.62	0.70
				0.2	0.69	0.70
			0.3	----	----	
	0.75		rigido	0	0.65	0.80
		0.1		0.23	0.33	
		0.2		0.28	0.80	
		0.3	0.38	0.80		
		flexible	0	0.65	0.80	
			0.1	----	----	
			0.2	----	----	
		0.3	----	----		
		RCDF01	0	rigido	0	0.48
	0.1				0.25	0.50
	0.2				0.29	0.40
	0.3			0.32	0.42	
	flexible			0	0.48	0.50
				0.1	----	----
				0.2	----	----
	0.3			----	----	
	0.25			rigido	0	0.39
			0.1		0.25	0.50
			0.2		0.28	0.40
			0.3	0.33	0.42	
			flexible	0	0.39	0.50
				0.1	----	----
				0.2	----	----
			0.3	----	----	
0.5			rigido	0	0.37	0.70
	0.1			0.20	0.70	
	0.2			0.20	0.70	
	0.3		0.35	0.70		
	flexible		0	0.37	0.70	
			0.1	0.62	0.70	
			0.2	0.69	0.70	
	0.3		----	----		
	0.75	rigido	0	0.65	0.80	
0.1			0.23	0.33		
0.2			0.28	0.39		
0.3		----	----			
flexible		0	0.65	0.80		
		0.1	----	----		
		0.2	----	----		
0.3		----	----			

Q	reglamento	λ_{kr}	elemento	e_s / b	$\rho_{k_y \text{ min}}$	$\rho_{k_y \text{ max}}$
4	RCDF95	0	rigido	0	0.19	0.50
				0.1	0.20	0.50
				0.2	0.24	0.50
			0.3	0.28	0.50	
			flexible	0	0.19	0.50
				0.1	0.40	0.50
				0.2	----	----
			0.3	0.50	0.50	
			0.25	rigido	0	0.19
		0.1			0.19	0.50
		0.2			0.25	0.50
		0.3		0.29	0.50	
		flexible		0	0.19	0.50
				0.1	0.39	0.50
				0.2	0.48	0.50
		0.3		0.50	0.50	
		0.5		rigido	0	0.18
			0.1		0.18	0.70
			0.2		0.19	0.70
			0.3	0.20	0.70	
			flexible	0	0.18	0.70
				0.1	0.36	0.70
				0.2	0.46	0.70
			0.3	0.51	0.70	
	0.75		rigido	0	0.20	0.80
		0.1		0.19	0.80	
		0.2		0.25	0.80	
		0.3	0.32	0.80		
		flexible	0	0.20	0.80	
			0.1	0.32	0.80	
			0.2	0.41	0.80	
		0.3	0.45	0.80		
		RCDF01	0	rigido	0	0.19
	0.1				0.20	0.50
	0.2				0.24	0.50
	0.3			0.28	0.48	
	flexible			0	0.19	0.50
				0.1	0.40	0.50
				0.2	----	----
	0.3			0.49	0.50	
	0.25			rigido	0	0.19
			0.1		0.19	0.50
			0.2		0.25	0.50
			0.3	0.29	0.50	
			flexible	0	0.19	0.50
				0.1	0.39	0.50
				0.2	0.48	0.50
			0.3	0.45	0.50	
0.5			rigido	0	0.18	0.70
	0.1			0.18	0.70	
	0.2			0.19	0.70	
	0.3		0.20	0.70		
	flexible		0	0.18	0.70	
			0.1	0.36	0.70	
			0.2	0.45	0.70	
	0.3		0.51	0.70		
	0.75	rigido	0	0.20	0.80	
0.1			0.19	0.80		
0.2			0.25	0.80		
0.3		0.32	0.80			
flexible		0	0.20	0.80		
		0.1	0.32	0.80		
		0.2	0.41	0.80		
0.3		0.45	0.80			

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Tabla 6.2.7 Intervalos de comportamiento inaceptable para el índice β . Modelos con $T=0.5s$ y $D=8$

α	reglamento	λ_{kr}	elemento	e_s/b	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$		
2	RCDF95	0	rigido	0	0.48	0.50		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
			0.3	0.43	0.45			
			flexible	0	0.48	0.50		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
			0.3	----	----			
			0.25	rigido	0	----	----	
					0.1	----	----	
					0.2	----	----	
				0.3	----	----		
		flexible		0	----	----		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
		0.3		----	----			
		0.5		rigido	0	----	----	
					0.1	----	----	
					0.2	----	----	
				0.3	----	----		
			flexible	0	----	----		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
			0.3	----	----			
			0.75	rigido	0	----	----	
					0.1	----	----	
					0.2	----	----	
				0.3	----	----		
		flexible		0	----	----		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
		0.3		----	----			
		RCDF01		0	rigido	0	0.48	0.50
						0.1	----	----
						0.2	----	----
					0.3	----	----	
			flexible		0	0.48	0.50	
					0.1	----	----	
					0.2	----	----	
			0.3		----	----		
			0.25		rigido	0	----	----
						0.1	----	----
						0.2	----	----
					0.3	----	----	
				flexible	0	----	----	
					0.1	----	----	
					0.2	----	----	
				0.3	----	----		
	0.5			rigido	0	----	----	
					0.1	----	----	
					0.2	----	----	
				0.3	----	----		
			flexible	0	----	----		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
			0.3	----	----			
			0.75	rigido	0	----	----	
					0.1	----	----	
					0.2	----	----	
				0.3	----	----		
	flexible			0	----	----		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
	0.3			----	----			

α	reglamento	λ_{kr}	elemento	e_s/b	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$		
4	RCDF95	0	rigido	0	0.14	0.50		
				0.1	0.20	0.50		
				0.2	0.29	0.50		
			0.3	0.35	0.50			
			flexible	0	0.14	0.50		
				0.1	0.31	0.50		
				0.2	0.27	0.50		
			0.3	0.26	0.50			
			0.25	rigido	0	0.13	0.50	
					0.1	0.19	0.50	
					0.2	0.31	0.50	
				0.3	0.38	0.50		
		flexible		0	0.13	0.50		
				0.1	0.40	0.50		
				0.2	0.39	0.50		
		0.3		0.34	0.50			
		0.5		rigido	0	0.13	0.70	
					0.1	0.17	0.70	
					0.2	0.26	0.70	
				0.3	0.30	0.70		
			flexible	0	0.13	0.70		
				0.1	0.58	0.70		
				0.2	0.57	0.70		
			0.3	0.49	0.70			
			0.75	rigido	0	0.14	0.80	
					0.1	0.17	0.80	
					0.2	0.21	0.80	
				0.3	0.26	0.80		
		flexible		0	0.14	0.80		
				0.1	0.30	0.65		
				0.2	0.38	0.41		
		0.3		0.48	0.60			
		RCDF01		0	rigido	0	0.14	0.50
						0.1	0.20	0.50
						0.2	0.29	0.50
					0.3	0.35	0.42	
			flexible		0	0.14	0.50	
					0.1	0.31	0.50	
					0.2	0.27	0.50	
			0.3		0.26	0.50		
			0.25		rigido	0	0.13	0.50
						0.1	0.19	0.50
						0.2	0.32	0.37
					0.3	0.40	0.40	
				flexible	0	0.13	0.50	
					0.1	0.40	0.50	
					0.2	0.39	0.50	
				0.3	0.34	0.50		
	0.5			rigido	0	0.13	0.70	
					0.1	0.17	0.70	
					0.2	0.26	0.70	
				0.3	0.30	0.70		
			flexible	0	0.13	0.70		
				0.1	0.58	0.70		
				0.2	0.61	0.70		
			0.3	0.50	0.70			
			0.75	rigido	0	0.14	0.80	
					0.1	0.17	0.80	
					0.2	0.21	0.80	
				0.3	0.26	0.78		
	flexible			0	0.14	0.80		
				0.1	0.30	0.65		
				0.2	0.46	0.57		
	0.3			----	----			

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Tabla 6.2.8 Intervalos de comportamiento inaceptable para el índice β . Modelos con $T=1s$ y $D=8$

Q	reglamento	λ_{kr}	elemento	e_s / b	ρ_{k_y} min	ρ_{k_y} max		
2	RCDF95	0	rigido	0	----	----		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
			0.3	0.41	0.46			
			flexible	0	----	----		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
			0.3	----	----			
			0.25	rigido	0	----	----	
					0.1	----	----	
					0.2	----	----	
				0.3	----	----		
		flexible		0	----	----		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
		0.3		----	----			
		0.5		rigido	0	----	----	
					0.1	----	----	
					0.2	----	----	
				0.3	----	----		
			flexible	0	----	----		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
			0.3	----	----			
			0.75	rigido	0	----	----	
					0.1	----	----	
					0.2	----	----	
				0.3	----	----		
		flexible		0	----	----		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
		0.3		----	----			
		RCDF01		0	rigido	0	----	----
						0.1	----	----
						0.2	----	----
					0.3	----	----	
			flexible		0	----	----	
					0.1	----	----	
					0.2	----	----	
			0.3		----	----		
			0.25		rigido	0	----	----
						0.1	----	----
						0.2	----	----
					0.3	----	----	
				flexible	0	----	----	
					0.1	----	----	
					0.2	----	----	
				0.3	----	----		
	0.5			rigido	0	----	----	
					0.1	----	----	
					0.2	----	----	
				0.3	----	----		
			flexible	0	----	----		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
			0.3	----	----			
			0.75	rigido	0	----	----	
					0.1	----	----	
					0.2	----	----	
				0.3	----	----		
	flexible			0	----	----		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
	0.3			----	----			

Q	reglamento	λ_{kr}	elemento	e_s / b	ρ_{k_y} min	ρ_{k_y} max		
4	RCDF95	0	rigido	0	0.24	0.50		
				0.1	0.22	0.50		
				0.2	0.23	0.50		
			0.3	0.26	0.50			
			flexible	0	0.24	0.50		
				0.1	0.33	0.50		
				0.2	0.43	0.50		
			0.3	0.40	0.40			
			0.25	rigido	0	0.22	0.50	
					0.1	0.20	0.50	
					0.2	0.23	0.50	
				0.3	0.24	0.50		
		flexible		0	0.22	0.50		
				0.1	0.30	0.50		
				0.2	0.36	0.50		
		0.3		0.34	0.50			
		0.5		rigido	0	0.19	0.70	
					0.1	0.19	0.70	
					0.2	0.19	0.70	
				0.3	0.19	0.70		
			flexible	0	0.19	0.70		
				0.1	0.25	0.70		
				0.2	0.28	0.70		
			0.3	0.33	0.70			
			0.75	rigido	0	0.23	0.80	
					0.1	0.18	0.80	
					0.2	0.24	0.80	
				0.3	0.28	0.80		
		flexible		0	0.23	0.80		
				0.1	0.23	0.80		
				0.2	0.28	0.80		
		0.3		0.34	0.80			
		RCDF01		0	rigido	0	0.24	0.50
						0.1	0.22	0.50
						0.2	0.23	0.50
					0.3	0.26	0.39	
			flexible		0	0.24	0.50	
					0.1	0.33	0.50	
					0.2	0.43	0.50	
			0.3		----	----		
			0.25		rigido	0	0.22	0.50
						0.1	0.20	0.50
						0.2	0.23	0.50
					0.3	0.24	0.38	
				flexible	0	0.22	0.50	
					0.1	0.30	0.50	
					0.2	0.33	0.50	
				0.3	0.34	0.50		
	0.5			rigido	0	0.19	0.70	
					0.1	0.19	0.70	
					0.2	0.19	0.70	
				0.3	0.19	0.70		
			flexible	0	0.19	0.70		
				0.1	0.25	0.70		
				0.2	0.28	0.70		
			0.3	0.33	0.70			
			0.75	rigido	0	0.23	0.80	
					0.1	0.18	0.80	
					0.2	0.24	0.80	
				0.3	0.28	0.80		
	flexible			0	0.23	0.80		
				0.1	0.23	0.80		
				0.2	0.28	0.80		
	0.3			0.34	0.80			

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Tabla 6.2.9 Intervalos de comportamiento inaceptable para el índice β . Modelos con $T=1.5s$ y $D=8$

Q	reglamento	λ_{kr}	elemento	e_s / b	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$		
2	RCDF95	0	rigido	0	----	----		
				0.1	----	----		
				0.2	0.32	0.38		
				0.3	0.35	0.46		
			flexible	0	----	----		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
				0.3	----	----		
			0.25	rigido	0	0.44	0.50	
					0.1	----	----	
					0.2	0.30	0.41	
					0.3	0.35	0.46	
		flexible		0	0.44	0.50		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
				0.3	----	----		
		0.5		rigido	0	0.45	0.70	
					0.1	0.62	0.70	
					0.2	0.31	0.70	
					0.3	0.38	0.70	
			flexible	0	0.45	0.70		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
				0.3	----	----		
			0.75	rigido	0	----	----	
					0.1	0.24	0.27	
					0.2	0.32	0.41	
					0.3	0.40	0.48	
		flexible		0	0.59	0.61		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
				0.3	----	----		
		RCDF01		0	rigido	0	----	----
						0.1	----	----
						0.2	----	----
						0.3	0.35	0.38
			flexible		0	----	----	
					0.1	----	----	
					0.2	----	----	
					0.3	----	----	
	0.25		rigido		0	0.44	0.50	
					0.1	----	----	
					0.2	0.30	0.34	
					0.3	0.36	0.41	
			flexible	0	0.44	0.50		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
				0.3	----	----		
			0.5	rigido	0	0.45	0.70	
					0.1	0.62	0.70	
					0.2	0.68	0.70	
					0.3	0.69	0.70	
	flexible			0	0.45	0.70		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
				0.3	----	----		
	0.75			rigido	0	----	----	
					0.1	0.24	0.27	
					0.2	----	----	
					0.3	----	----	
			flexible	0	----	----		
				0.1	----	----		
				0.2	----	----		
				0.3	----	----		

Q	reglamento	λ_{kr}	elemento	e_s / b	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$		
4	RCDF95	0	rigido	0	0.23	0.50		
				0.1	0.23	0.50		
				0.2	0.28	0.50		
				0.3	0.31	0.50		
			flexible	0	0.23	0.50		
				0.1	0.47	0.50		
				0.2	----	----		
				0.3	----	----		
			0.25	rigido	0	0.33	0.50	
					0.1	0.21	0.50	
					0.2	0.28	0.50	
					0.3	0.32	0.50	
		flexible		0	0.33	0.50		
				0.1	0.45	0.47		
				0.2	----	----		
				0.3	----	----		
		0.5		rigido	0	0.30	0.70	
					0.1	0.20	0.70	
					0.2	0.20	0.70	
					0.3	0.33	0.70	
			flexible	0	0.30	0.70		
				0.1	0.43	0.70		
				0.2	0.63	0.70		
				0.3	----	----		
			0.75	rigido	0	0.30	0.80	
					0.1	0.20	0.80	
					0.2	0.28	0.80	
					0.3	0.34	0.80	
		flexible		0	0.30	0.80		
				0.1	0.38	0.80		
				0.2	0.49	0.80		
				0.3	0.68	0.75		
		RCDF01		0	rigido	0	0.23	0.50
						0.1	0.23	0.50
						0.2	0.28	0.50
						0.3	0.31	0.46
			flexible		0	0.23	0.50	
					0.1	0.47	0.50	
					0.2	----	----	
					0.3	----	----	
	0.25		rigido		0	0.33	0.50	
					0.1	0.21	0.50	
					0.2	0.28	0.39	
					0.3	0.32	0.44	
			flexible	0	0.33	0.50		
				0.1	0.45	0.47		
				0.2	----	----		
				0.3	----	----		
			0.5	rigido	0	0.30	0.70	
					0.1	0.20	0.70	
					0.2	0.20	0.70	
					0.3	0.33	0.70	
	flexible			0	0.30	0.70		
				0.1	0.43	0.70		
				0.2	0.64	0.70		
				0.3	----	----		
	0.75			rigido	0	0.30	0.80	
					0.1	0.20	0.80	
					0.2	0.28	0.80	
					0.3	0.34	0.80	
			flexible	0	0.30	0.80		
				0.1	0.38	0.80		
				0.2	0.47	0.80		
				0.3	----	----		

Tabla 6.2.10 Envoltentes de comportamiento inaceptable para la ductilidad media normalizada

T	Q	reglamento	$\lambda_{kr} = 0$		$\lambda_{kr} = 0.25$		$\lambda_{kr} = 0.50$		$\lambda_{kr} = 0.75$	
			$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$
0.5	2	RCDF95	0.1	0.47	0.1	0.48	0.1	0.48	0.1	0.49
		RCDF01	0.1	0.41	0.1	0.37	0.1	0.36	0.1	0.35
	4	RCDF95	0.1	0.36	0.1	0.37	0.1	0.46	0.1	0.5
		RCDF01	0.1	0.31	0.1	0.31	0.1	0.29	0.1	0.29
1	2	RCDF95	0.12	0.49	0.12	0.49	0.12	0.52	0.12	0.51
		RCDF01	0.12	0.44	0.12	0.44	0.12	0.43	0.12	0.44
	4	RCDF95	0.14	0.5	0.15	0.48	0.14	0.49	0.14	0.56
		RCDF01	0.14	0.33	0.15	0.35	0.14	0.36	0.14	0.39
1.5	2	RCDF95	0.13	0.47	0.15	0.47	0.15	0.49	0.15	0.68
		RCDF01	0.13	0.41	0.15	0.41	0.15	0.4	0.15	0.44
	4	RCDF95	0.18	0.47	0.19	0.48	0.17	0.49	0.17	0.57
		RCDF01	0.18	0.38	0.19	0.38	0.17	0.37	0.17	0.39

Tabla 6.2.11 Envoltentes de comportamiento inaceptable para la ductilidad normalizada

T	Q	reglamento	$\lambda_{kr} = 0$		$\lambda_{kr} = 0.25$		$\lambda_{kr} = 0.50$		$\lambda_{kr} = 0.75$	
			$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$
0.5	2	RCDF95	0.1	0.5	0.1	0.42	0.12	0.41	0.13	0.42
		RCDF01	0.1	0.5	0.1	0.42	0.12	0.4	0.13	0.4
	4	RCDF95	0.21	0.46	0.21	0.37	0.14	0.41	0.12	0.43
		RCDF01	0.21	0.46	0.21	0.36	0.14	0.55	0.12	0.43
1	2	RCDF95	0.1	0.47	0.18	0.49	0.17	0.49	0.21	0.5
		RCDF01	0.1	0.45	0.18	0.46	0.17	0.52	0.21	0.45
	4	RCDF95	0.19	0.35	0.2	0.4	0.17	0.4	0.27	0.49
		RCDF01	0.19	0.34	0.2	0.38	0.17	0.32	0.27	0.44
1.5	2	RCDF95	0.2	0.46	0.22	0.47	0.17	0.49	0.21	0.8
		RCDF01	0.2	0.37	0.22	0.36	0.17	0.32	0.21	0.31
	4	RCDF95	0.23	0.47	0.22	0.48	0.18	0.51	0.24	0.52
		RCDF01	0.23	0.37	0.22	0.48	0.18	0.51	0.24	0.52

Tabla 6.2.12 Envoltentes de comportamiento inaceptable para el índice β . Modelos con Q=4

T	Q	reglamento	e_s / b	$\lambda_{kr} = 0$		$\lambda_{kr} = 0.25$		$\lambda_{kr} = 0.50$		$\lambda_{kr} = 0.75$	
				$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$
0.5	2	RCDF95	$e_s / b = 0$	0.42	0.5	0.49	0.5	0.64	0.7	0.15	0.57
		RCDF01	$0 < e_s / b \leq 0.3$	0.34	0.5	0.33	0.5	0.33	0.7	0.24	0.51
	4	RCDF95	$e_s / b = 0$	0.42	0.5	0.49	0.5	0.64	0.7	0.15	0.57
		RCDF01	$0 < e_s / b \leq 0.3$	0.39	0.5	0.39	0.41	----	----	0.24	0.33
1	2	RCDF95	$e_s / b = 0$	0.1	0.5	0.1	0.5	0.1	0.7	0.1	0.8
		RCDF01	$0 < e_s / b \leq 0.3$	0.1	0.5	0.1	0.5	0.1	0.7	0.1	0.8
	4	RCDF95	$e_s / b = 0$	0.1	0.5	0.1	0.5	0.1	0.7	0.1	0.8
		RCDF01	$0 < e_s / b \leq 0.3$	0.1	0.5	0.1	0.5	0.1	0.7	0.1	0.8
1.5	2	RCDF95	$e_s / b = 0$	0.3	0.5	0.45	0.5	0.2	0.7	0.21	0.8
		RCDF01	$0 < e_s / b \leq 0.3$	0.2	0.5	0.19	0.5	0.19	0.7	0.17	0.55
	4	RCDF95	$e_s / b = 0$	0.3	0.5	0.45	0.5	0.2	0.7	0.21	0.8
		RCDF01	$0 < e_s / b \leq 0.3$	0.2	0.5	0.19	0.5	0.19	0.39	0.17	0.44
1.5	2	RCDF95	$e_s / b = 0$	0.15	0.5	0.15	0.5	0.15	0.7	0.14	0.8
		RCDF01	$0 < e_s / b \leq 0.3$	0.15	0.5	0.15	0.5	0.15	0.7	0.15	0.8
	4	RCDF95	$e_s / b = 0$	0.15	0.5	0.15	0.5	0.15	0.7	0.14	0.8
		RCDF01	$0 < e_s / b \leq 0.3$	0.15	0.5	0.15	0.5	0.15	0.7	0.14	0.8
1.5	2	RCDF95	$e_s / b = 0$	0.38	0.5	0.33	0.5	0.28	0.7	0.28	0.8
		RCDF01	$0 < e_s / b \leq 0.3$	0.22	0.5	0.22	0.5	0.19	0.7	0.21	0.8
	4	RCDF95	$e_s / b = 0$	0.38	0.5	0.33	0.5	0.28	0.7	0.28	0.8
		RCDF01	$0 < e_s / b \leq 0.3$	0.22	0.5	0.22	0.5	0.19	0.7	0.21	0.8
1.5	2	RCDF95	$e_s / b = 0$	0.15	0.5	0.14	0.5	0.15	0.7	0.15	0.8
		RCDF01	$0 < e_s / b \leq 0.3$	0.18	0.5	0.17	0.5	0.16	0.7	0.16	0.8
	4	RCDF95	$e_s / b = 0$	0.15	0.5	0.14	0.5	0.15	0.7	0.15	0.8
		RCDF01	$0 < e_s / b \leq 0.3$	0.18	0.5	0.17	0.5	0.16	0.7	0.16	0.8



Tabla 6.2.13 Envoltentes de comportamiento inaceptable para el índice β . Modelos con $D=6$

T	Q	reglamento	e_s/b	$\lambda_{kr} = 0$		$\lambda_{kr} = 0.25$		$\lambda_{kr} = 0.50$		$\lambda_{kr} = 0.75$	
				$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$
0.5	2	RCDF95	$e_s/b = 0$	0.45	0.5	----	----	----	----	----	----
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	0.4	0.46	0.35	0.45	0.35	0.36	----	----
			$e_s/b = 0$	0.45	0.5	----	----	----	----	----	----
		RCDF01	$e_s/b = 0$	0.45	0.5	----	----	----	----	----	----
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	----	----	----	----	----	----	----	----
			$e_s/b = 0$	0.45	0.5	----	----	----	----	----	----
	4	RCDF95	$e_s/b = 0$	0.11	0.5	0.1	0.5	0.1	0.7	0.11	0.8
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	0.14	0.5	0.16	0.5	0.15	0.7	0.14	0.8
			$e_s/b = 0$	0.11	0.5	0.1	0.5	0.1	0.7	0.11	0.8
		RCDF01	$e_s/b = 0$	0.11	0.5	0.1	0.5	0.1	0.7	0.11	0.8
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	0.17	0.5	0.16	0.5	0.15	0.7	0.14	0.8
			$e_s/b = 0$	0.17	0.5	0.16	0.5	0.15	0.7	0.14	0.8
1	2	RCDF95	$e_s/b = 0$	0.44	0.5	0.37	0.46	0.68	0.7	----	----
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	0.32	0.5	0.24	0.31	0.24	0.37	0.2	0.48
			$e_s/b = 0$	0.44	0.5	----	----	0.68	0.7	----	----
		RCDF01	$e_s/b = 0$	0.44	0.5	----	----	0.68	0.7	----	----
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	0.27	0.5	0.24	0.31	0.2	0.27	0.2	0.3
			$e_s/b = 0$	0.19	0.5	0.19	0.5	0.17	0.7	0.19	0.8
	4	RCDF95	$e_s/b = 0$	0.19	0.5	0.19	0.5	0.17	0.7	0.19	0.8
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	0.19	0.5	0.18	0.5	0.18	0.7	0.16	0.8
			$e_s/b = 0$	0.19	0.5	0.19	0.5	0.17	0.7	0.19	0.8
		RCDF01	$e_s/b = 0$	0.19	0.5	0.19	0.5	0.17	0.7	0.19	0.8
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	0.19	0.5	0.18	0.5	0.18	0.7	0.16	0.8
			$e_s/b = 0$	0.19	0.5	0.18	0.5	0.18	0.7	0.16	0.8
1.5	2	RCDF95	$e_s/b = 0$	0.48	0.5	0.39	0.5	0.37	0.7	0.65	0.8
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	0.25	0.5	0.25	0.5	0.2	0.7	0.23	0.8
			$e_s/b = 0$	0.48	0.5	0.39	0.5	0.37	0.7	0.65	0.8
		RCDF01	$e_s/b = 0$	0.48	0.5	0.39	0.5	0.37	0.7	0.65	0.8
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	0.25	0.5	0.25	0.5	0.2	0.7	0.23	0.8
			$e_s/b = 0$	0.19	0.5	0.19	0.5	0.18	0.7	0.2	0.8
	4	RCDF95	$e_s/b = 0$	0.19	0.5	0.19	0.5	0.18	0.7	0.2	0.8
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	0.2	0.5	0.19	0.5	0.18	0.7	0.19	0.8
			$e_s/b = 0$	0.19	0.5	0.19	0.5	0.18	0.7	0.2	0.8
		RCDF01	$e_s/b = 0$	0.19	0.5	0.19	0.5	0.18	0.7	0.2	0.8
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	0.2	0.5	0.19	0.5	0.18	0.7	0.19	0.8
			$e_s/b = 0$	0.2	0.5	0.19	0.5	0.18	0.7	0.19	0.8

Tabla 6.2.14 Envoltentes de comportamiento inaceptable para el índice β . Modelos con $D=8$

T	Q	reglamento	e_s/b	$\lambda_{kr} = 0$		$\lambda_{kr} = 0.25$		$\lambda_{kr} = 0.50$		$\lambda_{kr} = 0.75$	
				$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$	$\rho_{k_y, \min}$	$\rho_{k_y, \max}$
0.5	2	RCDF95	$e_s/b = 0$	0.48	0.5	----	----	----	----	----	----
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	0.43	0.45	----	----	----	----	----	----
			$e_s/b = 0$	0.48	0.5	----	----	----	----	----	----
		RCDF01	$e_s/b = 0$	0.48	0.5	----	----	----	----	----	----
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	----	----	----	----	----	----	----	----
			$e_s/b = 0$	0.48	0.5	----	----	----	----	----	----
	4	RCDF95	$e_s/b = 0$	0.14	0.5	0.13	0.5	0.13	0.7	0.14	0.8
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	2	0.5	0.19	0.5	0.17	0.7	0.17	0.8
			$e_s/b = 0$	0.14	0.5	0.13	0.5	0.13	0.7	0.14	0.8
		RCDF01	$e_s/b = 0$	0.14	0.5	0.13	0.5	0.13	0.7	0.14	0.8
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	2	0.5	0.19	0.5	0.17	0.7	0.17	0.8
			$e_s/b = 0$	0.14	0.5	0.13	0.5	0.13	0.7	0.14	0.8
1	2	RCDF95	$e_s/b = 0$	----	----	----	----	----	----	----	----
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	0.41	0.46	----	----	----	----	----	----
			$e_s/b = 0$	----	----	----	----	----	----	----	----
		RCDF01	$e_s/b = 0$	----	----	----	----	----	----	----	----
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	----	----	----	----	----	----	----	----
			$e_s/b = 0$	0.24	0.5	0.22	0.5	0.19	0.7	0.23	0.8
	4	RCDF95	$e_s/b = 0$	0.24	0.5	0.22	0.5	0.19	0.7	0.23	0.8
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	0.22	0.5	0.2	0.5	0.19	0.7	0.18	0.8
			$e_s/b = 0$	0.24	0.5	0.22	0.5	0.19	0.7	0.23	0.8
		RCDF01	$e_s/b = 0$	0.24	0.5	0.22	0.5	0.19	0.7	0.23	0.8
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	0.22	0.5	0.2	0.5	0.19	0.7	0.18	0.8
			$e_s/b = 0$	0.22	0.5	0.2	0.5	0.19	0.7	0.18	0.8
1.5	2	RCDF95	$e_s/b = 0$	----	----	0.44	0.5	0.45	0.7	----	----
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	0.32	0.46	0.3	0.5	0.31	0.7	0.24	0.61
			$e_s/b = 0$	----	----	0.44	0.5	0.45	0.7	----	----
		RCDF01	$e_s/b = 0$	----	----	0.44	0.5	0.45	0.7	----	----
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	0.35	0.38	0.3	0.41	0.62	0.7	0.24	0.27
			$e_s/b = 0$	0.23	0.5	0.33	0.5	0.3	0.7	0.23	0.8
	4	RCDF95	$e_s/b = 0$	0.23	0.5	0.33	0.5	0.3	0.7	0.23	0.8
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	0.23	0.5	0.21	0.5	0.2	0.7	0.23	0.8
			$e_s/b = 0$	0.23	0.5	0.32	0.5	0.3	0.7	0.3	0.8
		RCDF01	$e_s/b = 0$	0.23	0.5	0.32	0.5	0.3	0.7	0.3	0.8
			$0 < e_s/b \leq 0.3$	0.23	0.5	0.21	0.5	0.2	0.7	0.2	0.8
			$e_s/b = 0$	0.23	0.5	0.21	0.5	0.2	0.7	0.2	0.8

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Tabla A.4.1 Valores simulados de F , W y L a través del método de simulación de Monte Carlo

v.a.	μ	Z	Valor simulado
F	0.1409	-1.0761	3569.56 (kg)
	0.0201	-2.0516	3179.36
	0.6521	0.3911	4156.44
	0.8716	1.1340	4453.62
	0.3022	-0.5182	3792.74
W	0.9791	2.0359	60.18 (kg/m)
	0.1199	-1.1753	44.12
	0.0413	-1.7362	41.32
	0.4751	-0.0625	49.69
	0.0513	-1.6324	41.84
L	0.8833	1.1916	7.19 (m)
	0.5257	0.0644	6.06
	0.9111	1.3478	7.35
	0.4960	-0.0099	5.99
	0.8210	0.9191	6.92

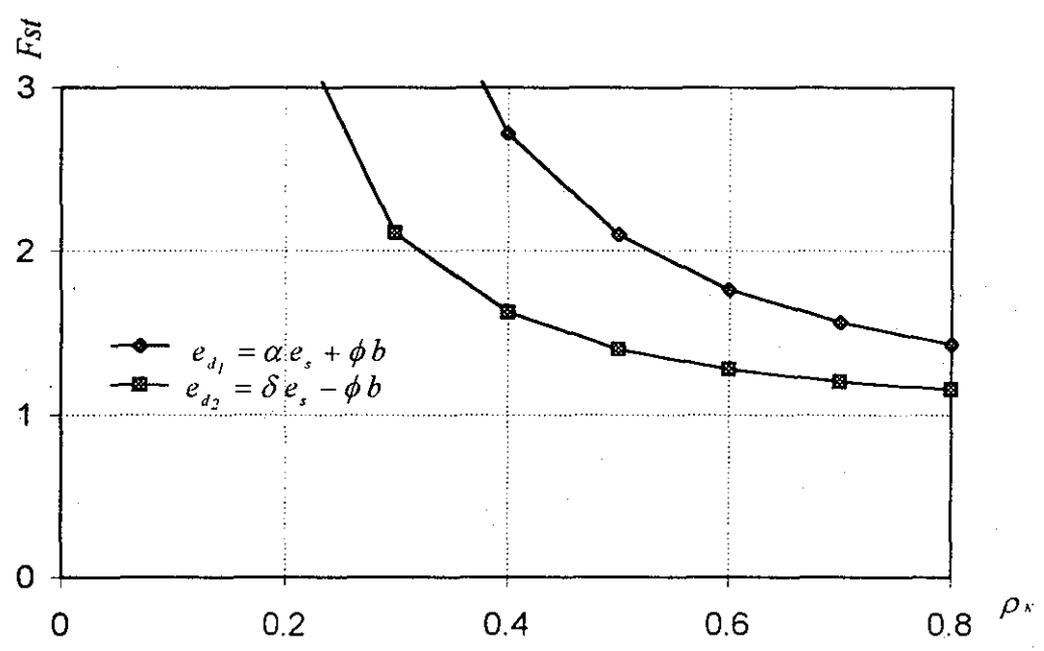
Tabla A.4.2 Valores simulados de Me través del método de simulación de Monte Carlo

Me (t-m)	24.11	18.46	29.43	25.79	25.24
------------	-------	-------	-------	-------	-------

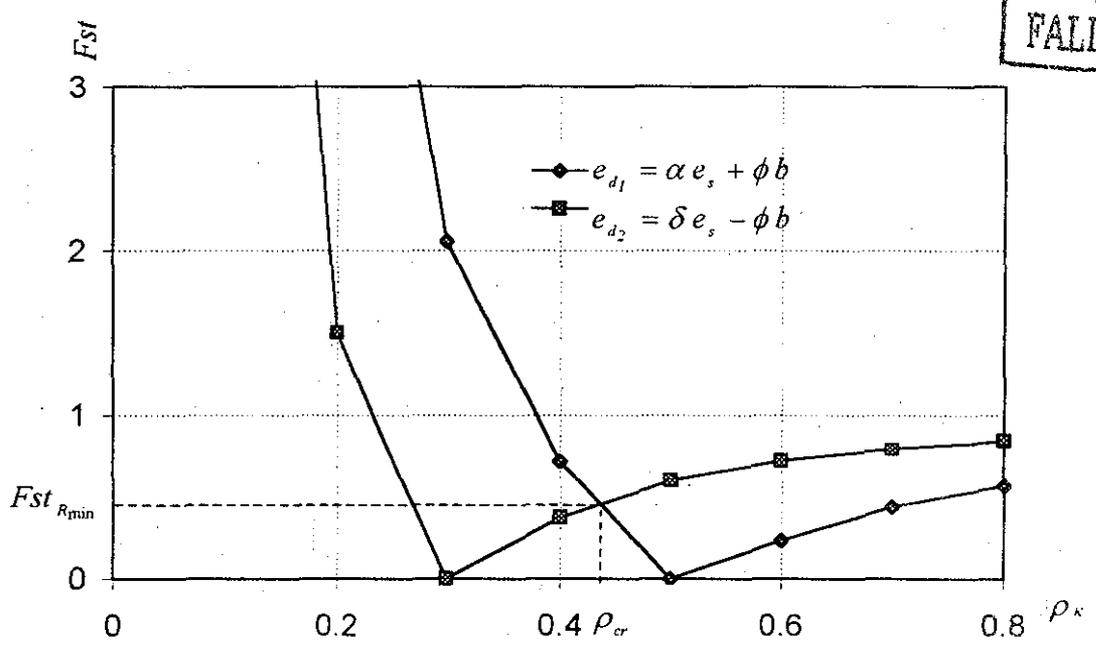
Tabla A.4.3 Valores de los parámetros estadísticos de Me y el error relativo encontrado, para diferente número de simulaciones de Monte Carlo

N_s	$E[Me]$	Er (%)	σ_{Me}	Er (%)
5	24.61		3.55	
50	23.34	5.42	4.16	14.6
100	23.16	0.70	4.30	3.41
500	22.87	1.20	4.52	5.04
1000	23.29	1.79	4.66	2.94
5000	23.18	0.46	4.36	6.77
20000	23.09	0.38	4.38	0.49

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



a) elemento flexible



b) elemento rígido

Fig. 3.2.1 Factor de sobre-resistencia por torsión en función de ρ_k y de acuerdo con las dos excentricidades de diseño

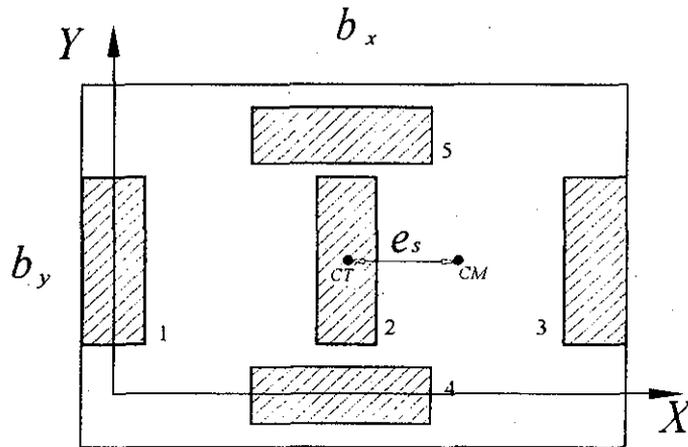


Fig. 5.1.1 Modelo estructural con cinco elementos resistentes y excéntrico en una dirección

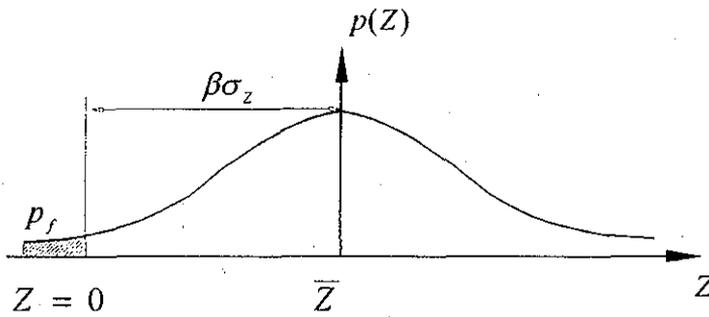


Fig. 5.2.1 Índice de confiabilidad y probabilidad de falla

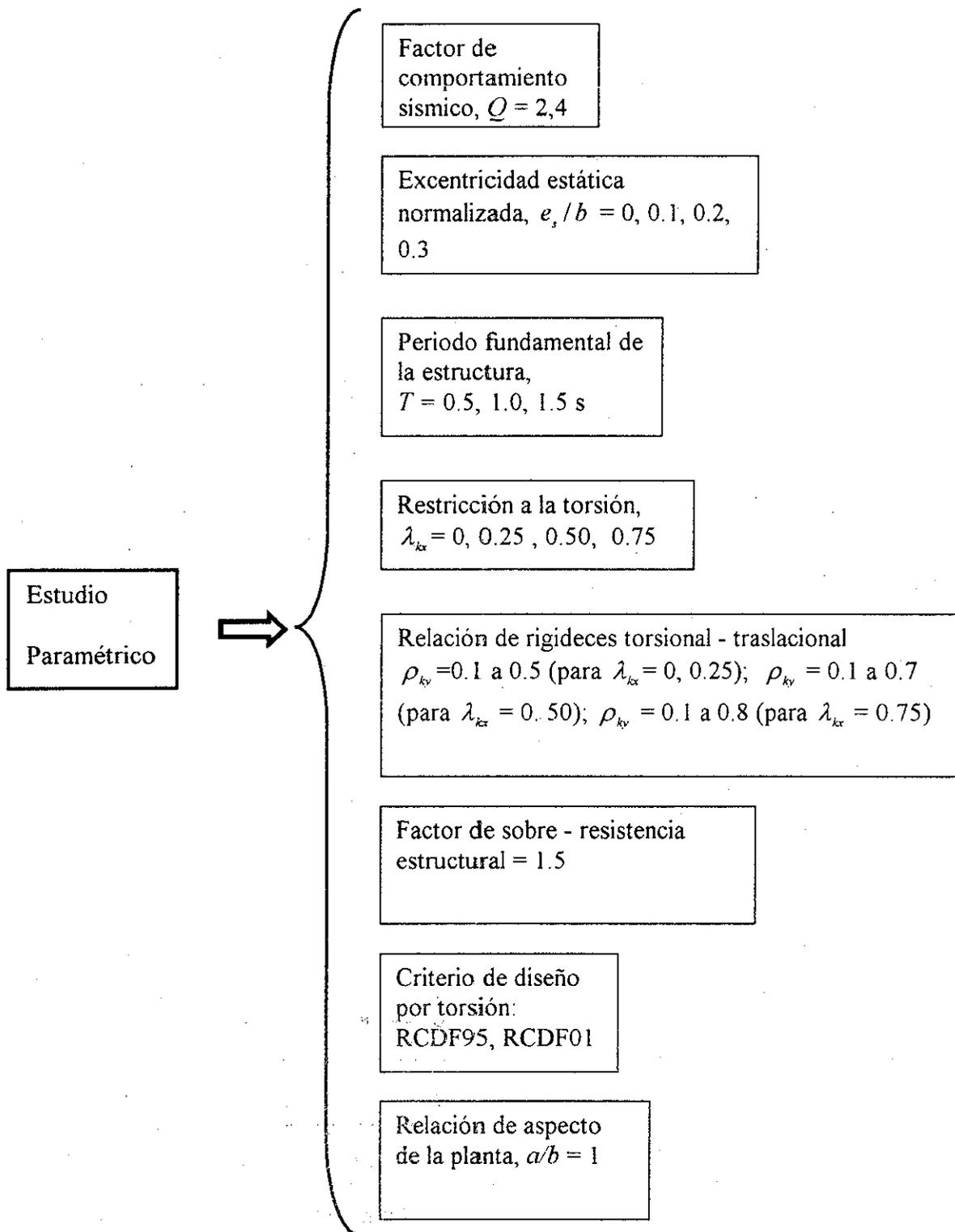
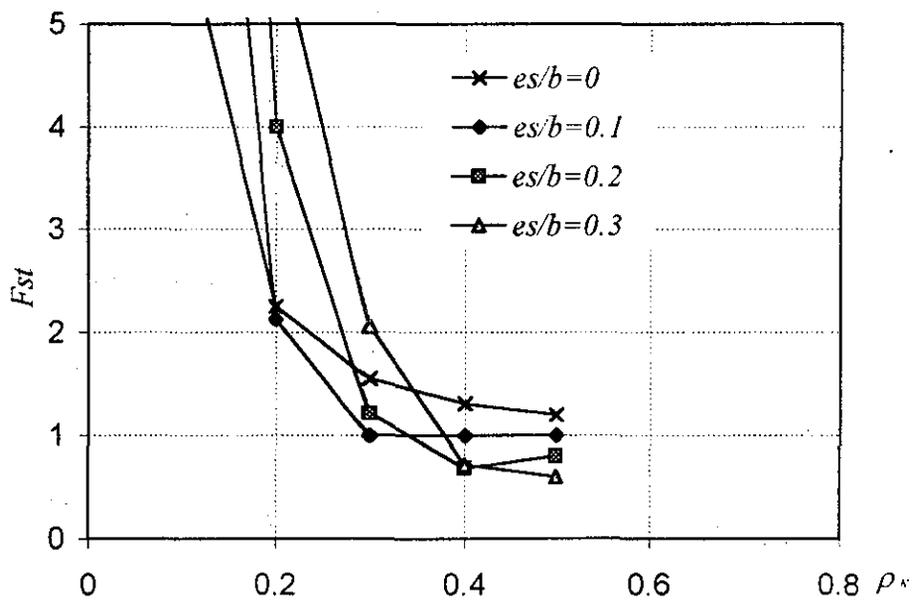
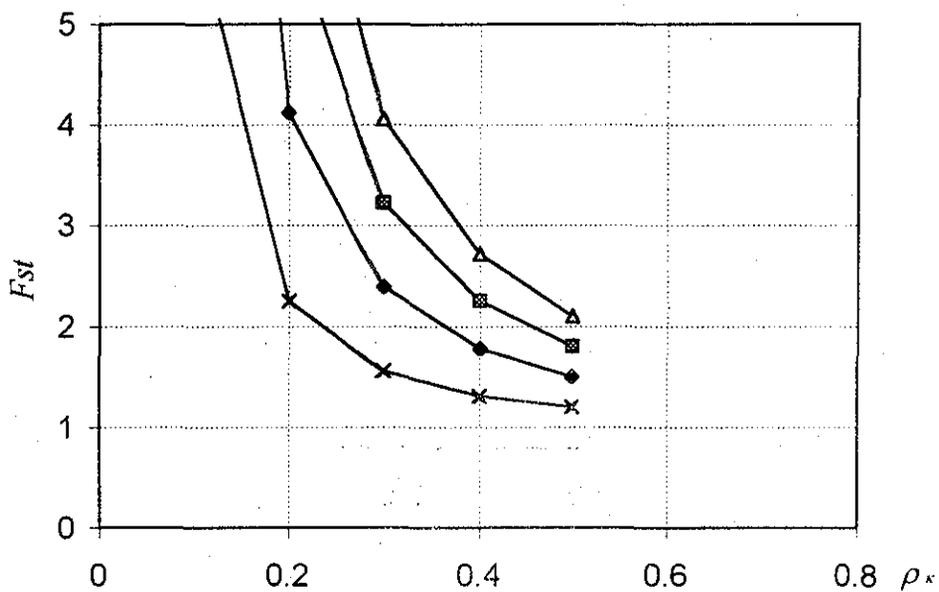


Fig. 5.1.1 Valores considerados para los parámetros estructurales estudiados

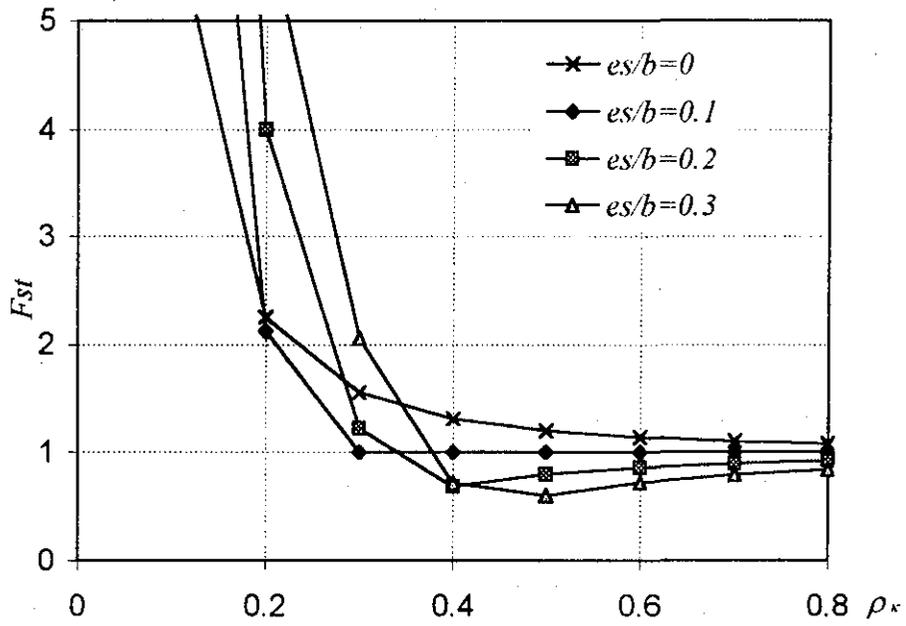


a) elemento rígido

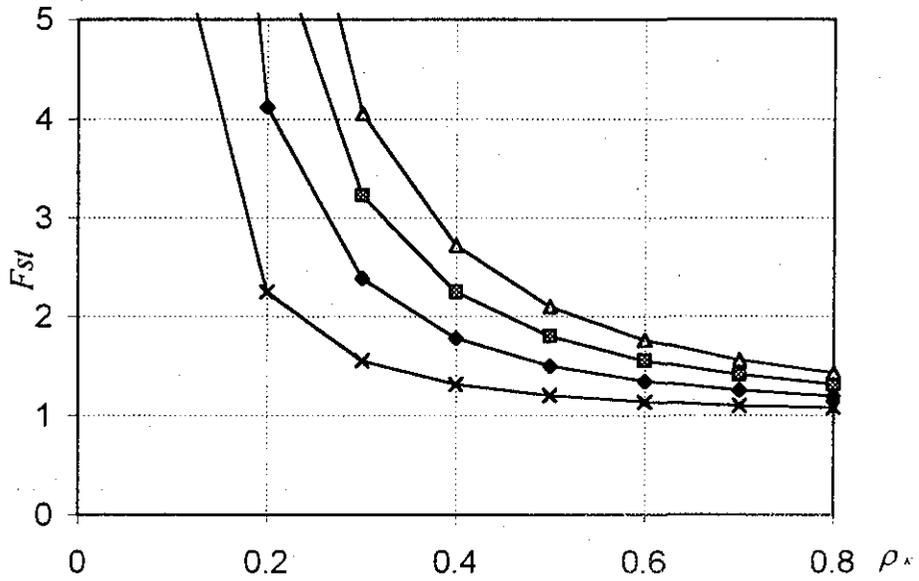


b) elemento flexible

Fig. 5.3.1 Factores de sobre-resistencia por torsión de acuerdo al RCDF95, $\lambda_k = 0$ y diferentes valores de e_s/b

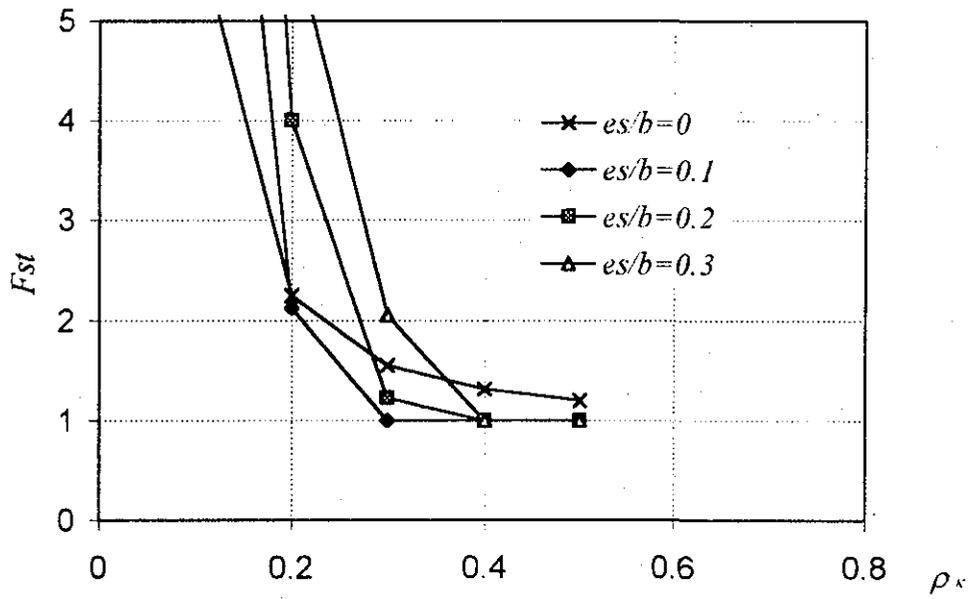


a) elemento rígido

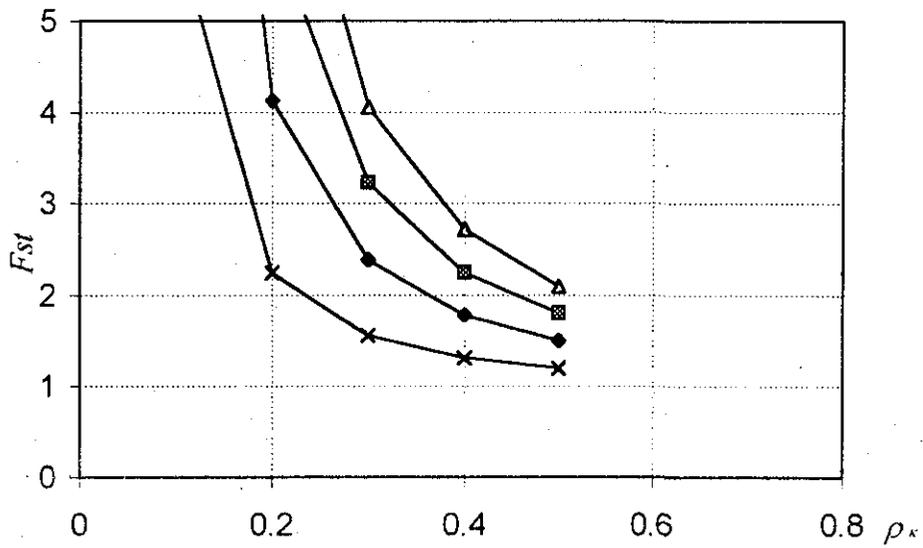


b) elemento flexible

Fig. 5.3.2 Factores de sobre-resistencia por torsión de acuerdo al RCDF95, $\lambda_x = 0.75$ y diferentes valores de e_s/b

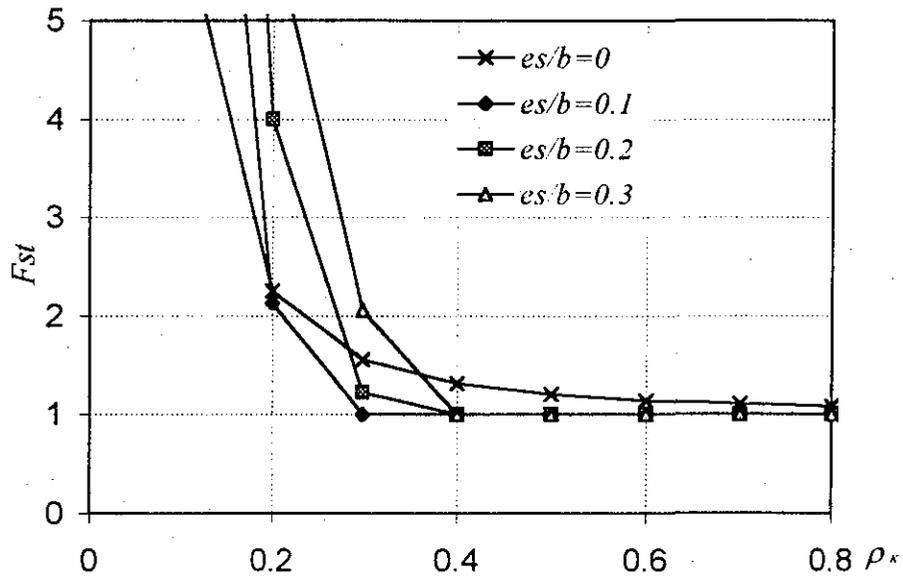


a) elemento rígido

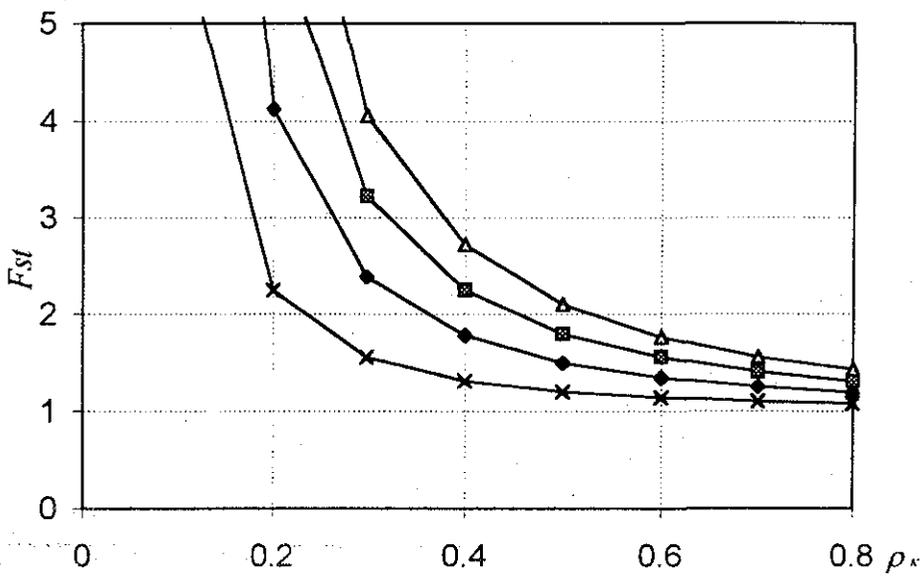


b) elemento flexible

Fig. 5.3.3 Factores de sobre-resistencia por torsión de acuerdo al RCDF01, $\lambda_k = 0$ y diferentes valores de e_s/b



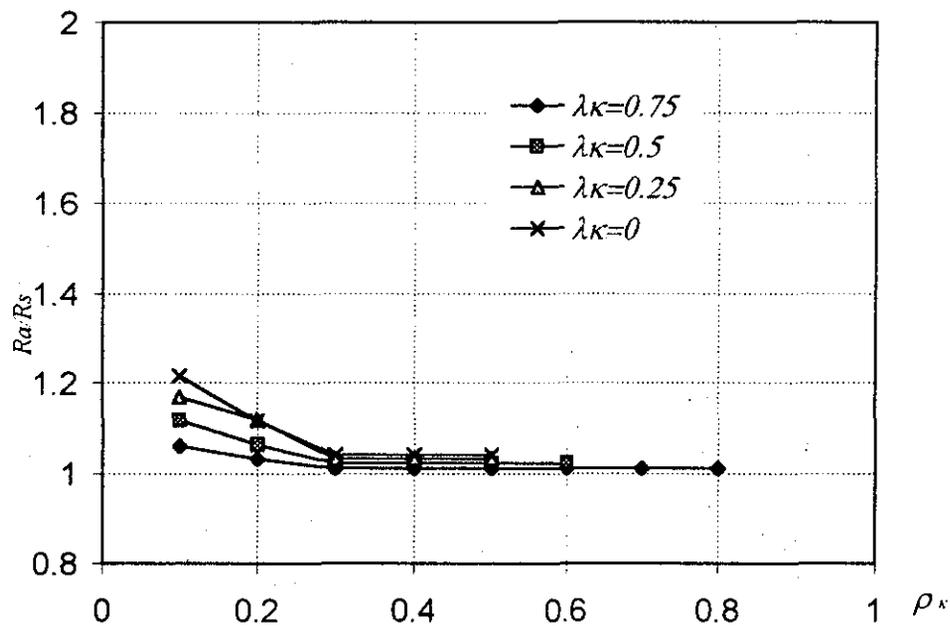
a) elemento rígido



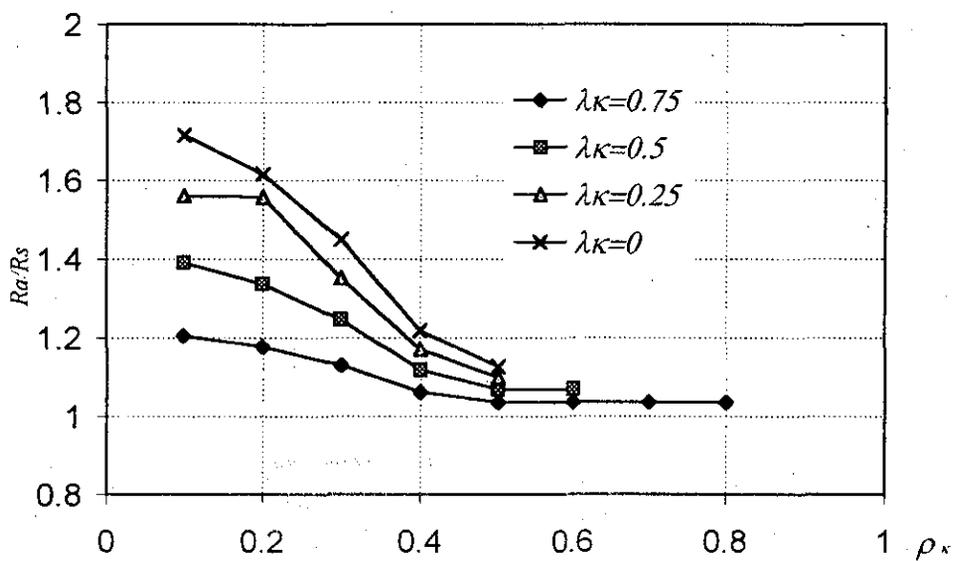
b) elemento flexible

Fig. 5.3.4 Factores de sobre-resistencia por torsión de acuerdo al RCDF01, $\lambda_k = 0.75$ y diferentes valores de e_s/b

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



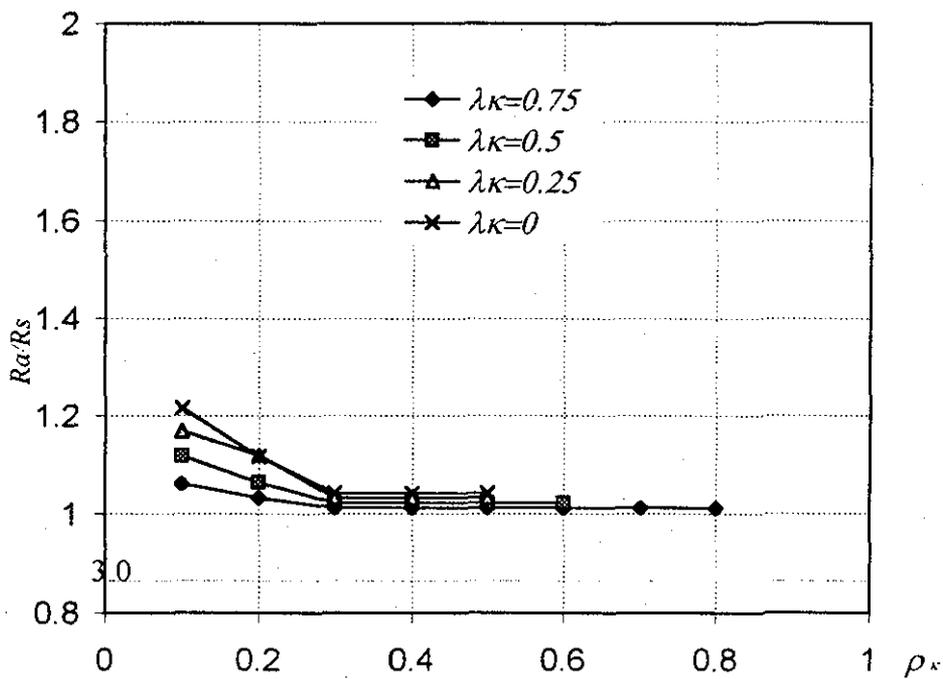
a) $e_s/b = 0.1$



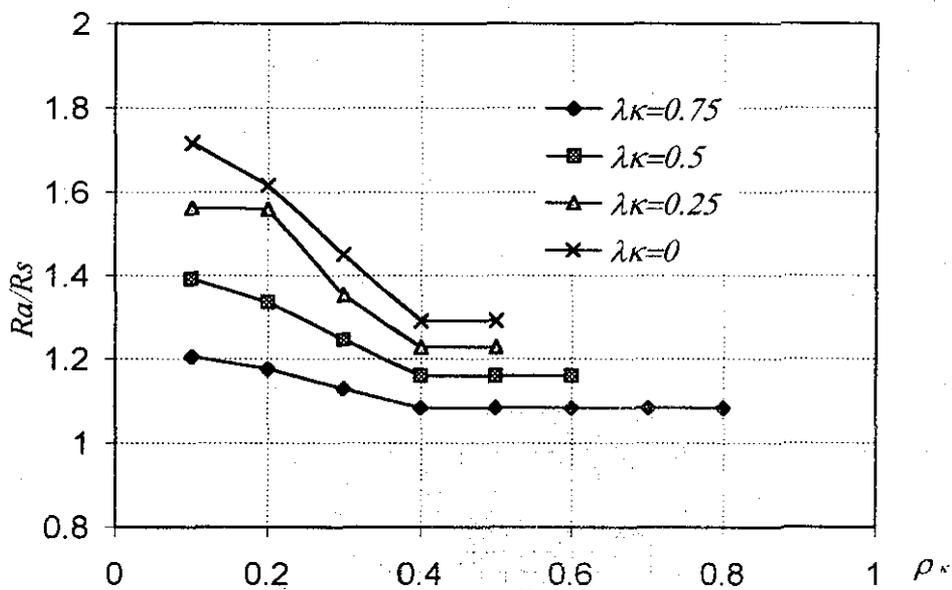
b) $e_s/b = 0.3$

Fig. 5.3.5 Resistencia total normalizada de los elementos en la dirección Y , diseño según el RCDF95

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



a) $e_s/b = 0.1$



b) $e_s/b = 0.3$

Fig. 5.3.6 Resistencia total normalizada de los elementos en la dirección Y , diseño según el

RCDF01

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

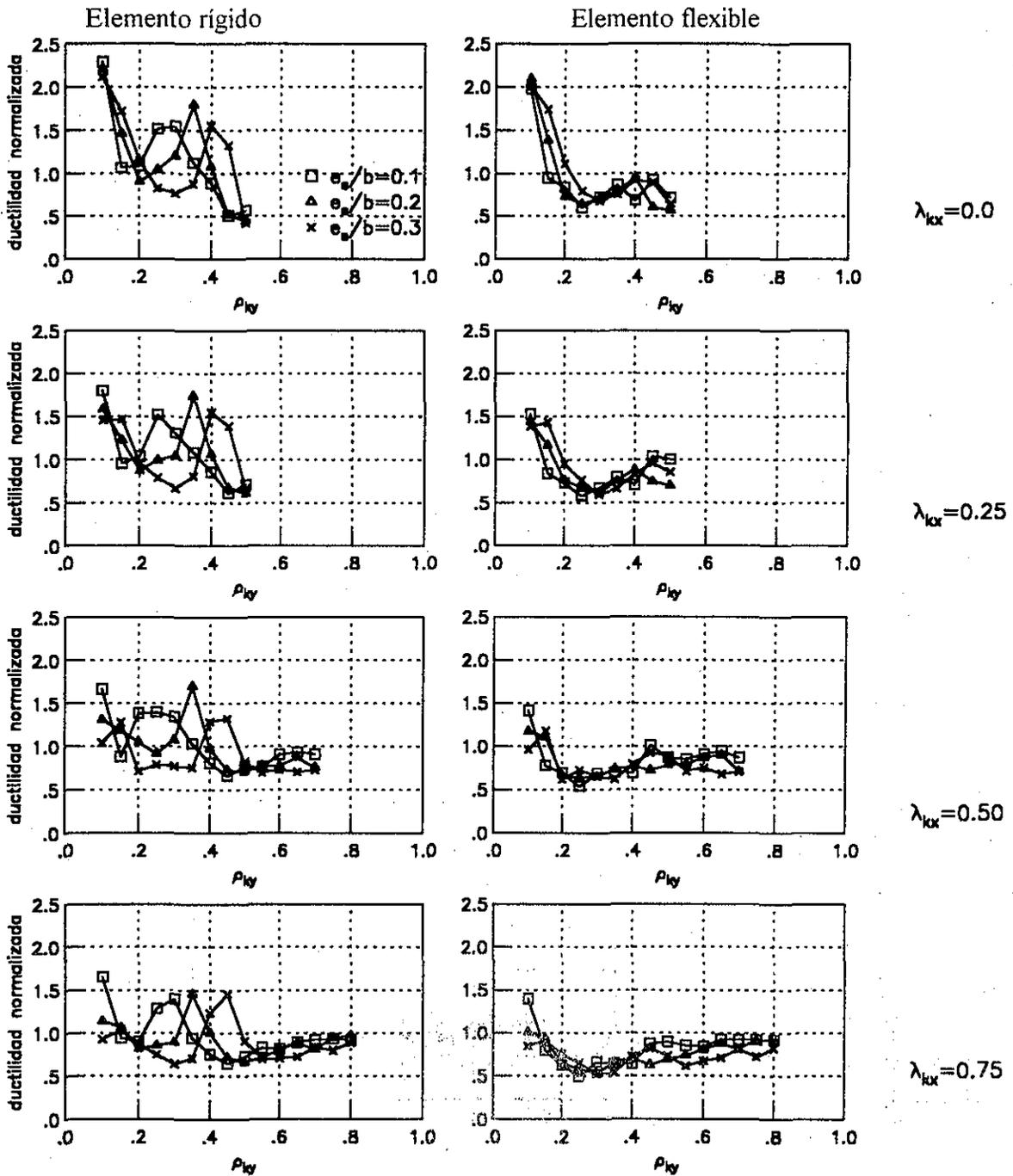


Fig. 6.1.1 Ductilidad media normalizada para modelos con propiedades inciertas, $Q=2$, $T=0.5s$ y RCDF95

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

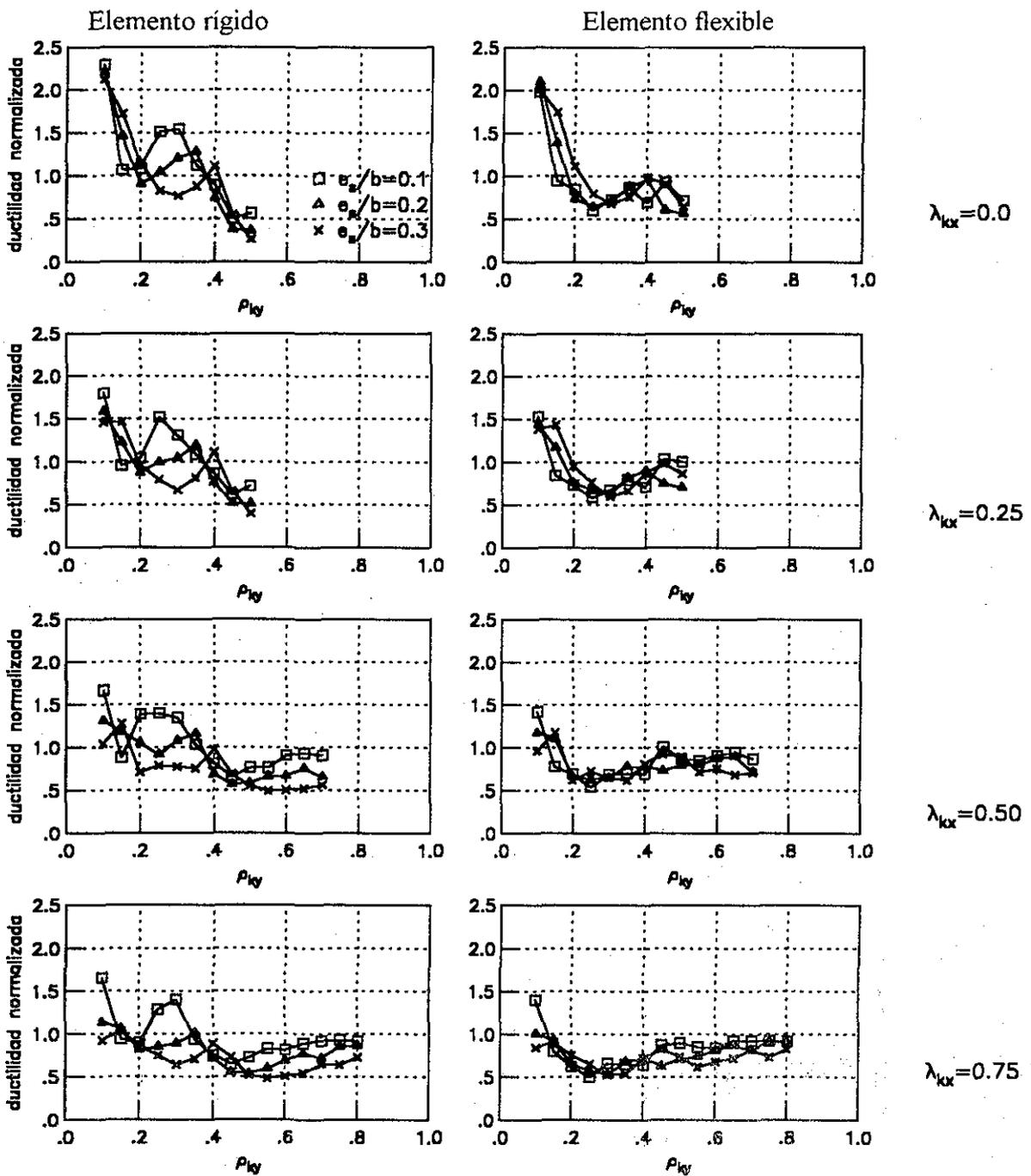


Fig. 6.1.2 Ductilidad media normalizada para modelos con propiedades inciertas, $Q=2$, $T=0.5s$ y RCDF01

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

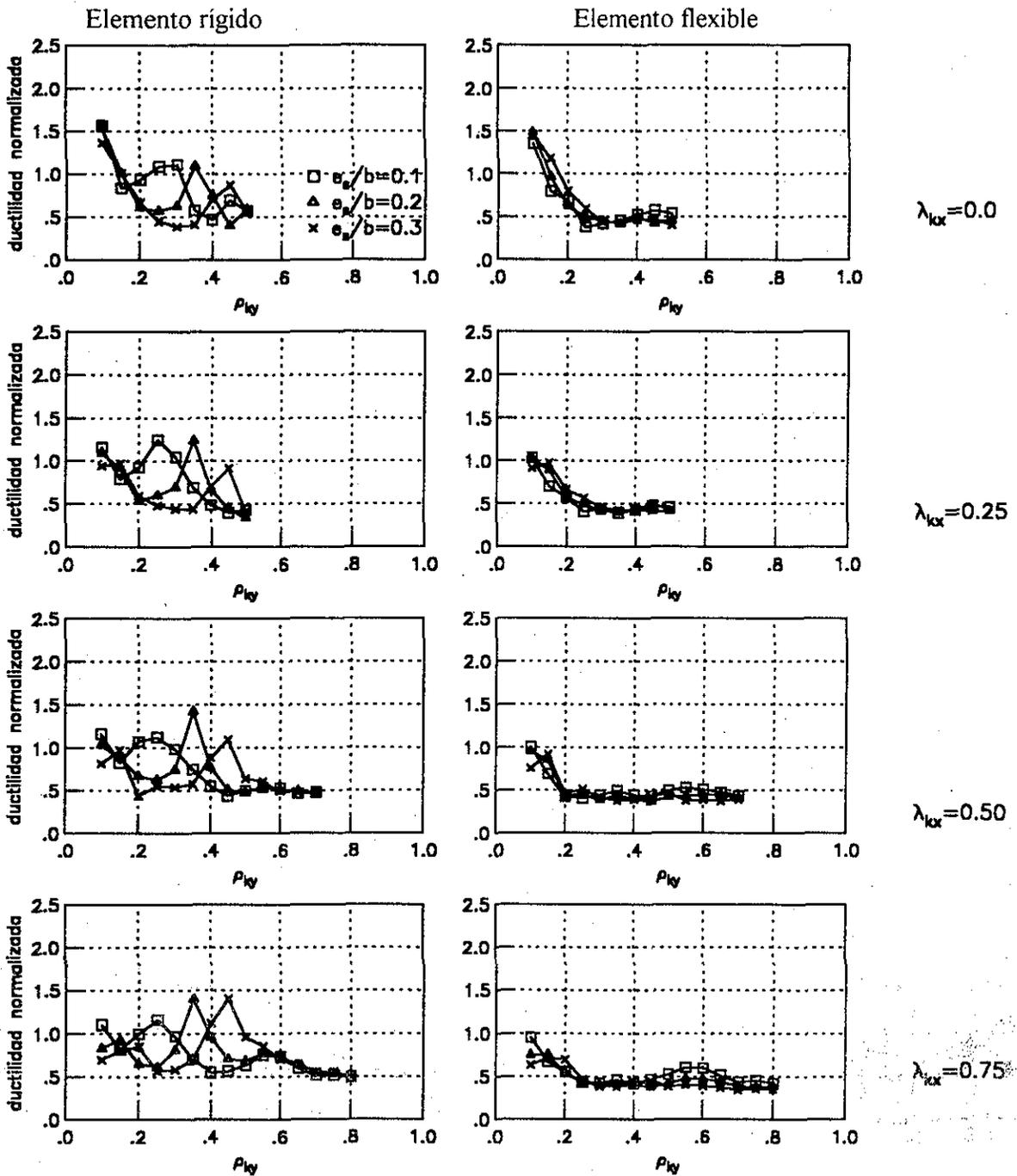


Fig. 6.1.3 Ductilidad media normalizada para modelos con propiedades inciertas, $Q=4$, $T=0.5s$ y RCDF95

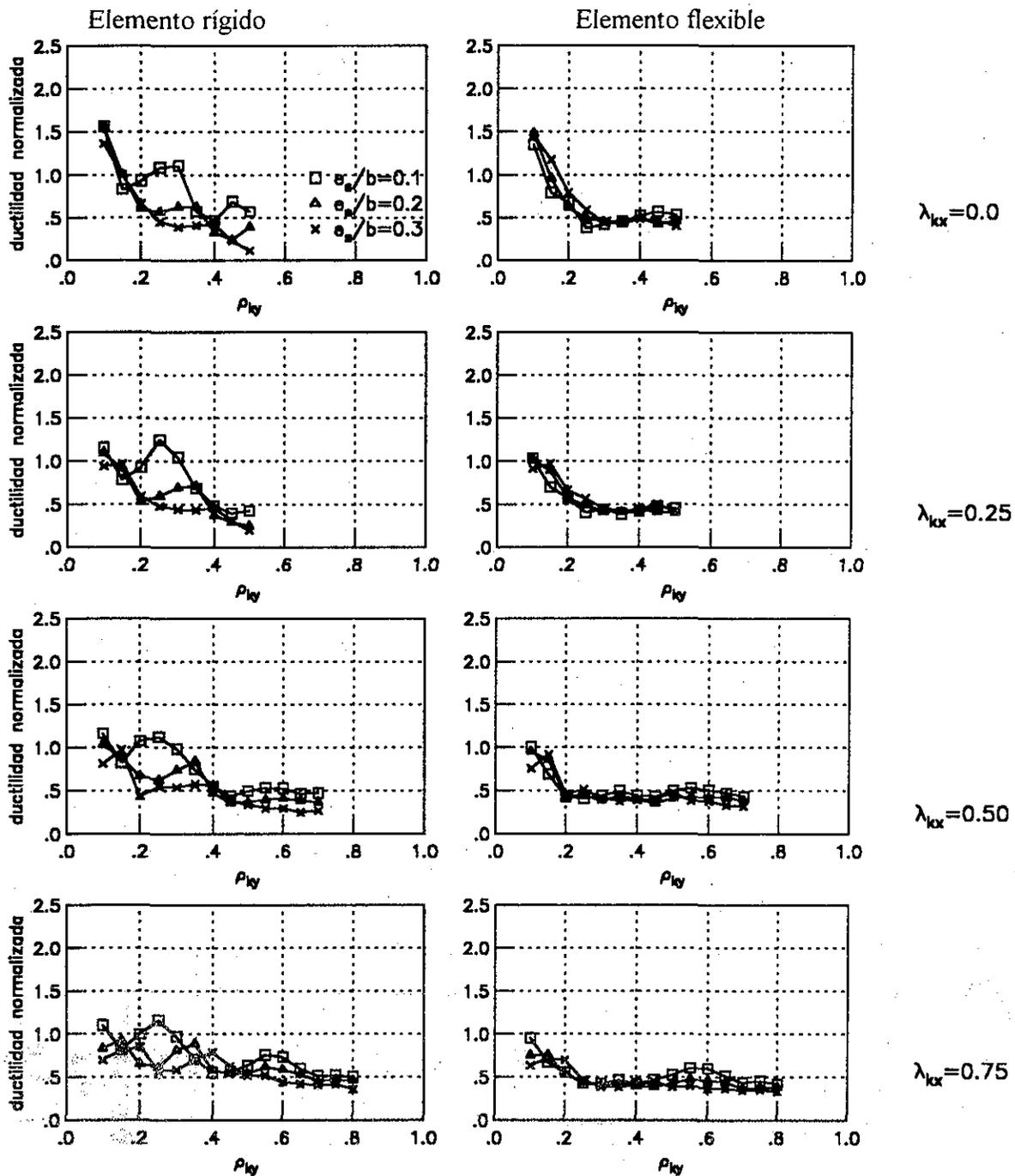


Fig. 6.1.4 Ductilidad media normalizada para modelos con propiedades inciertas, $Q=4$, $T=0.5s$ y RCDF01

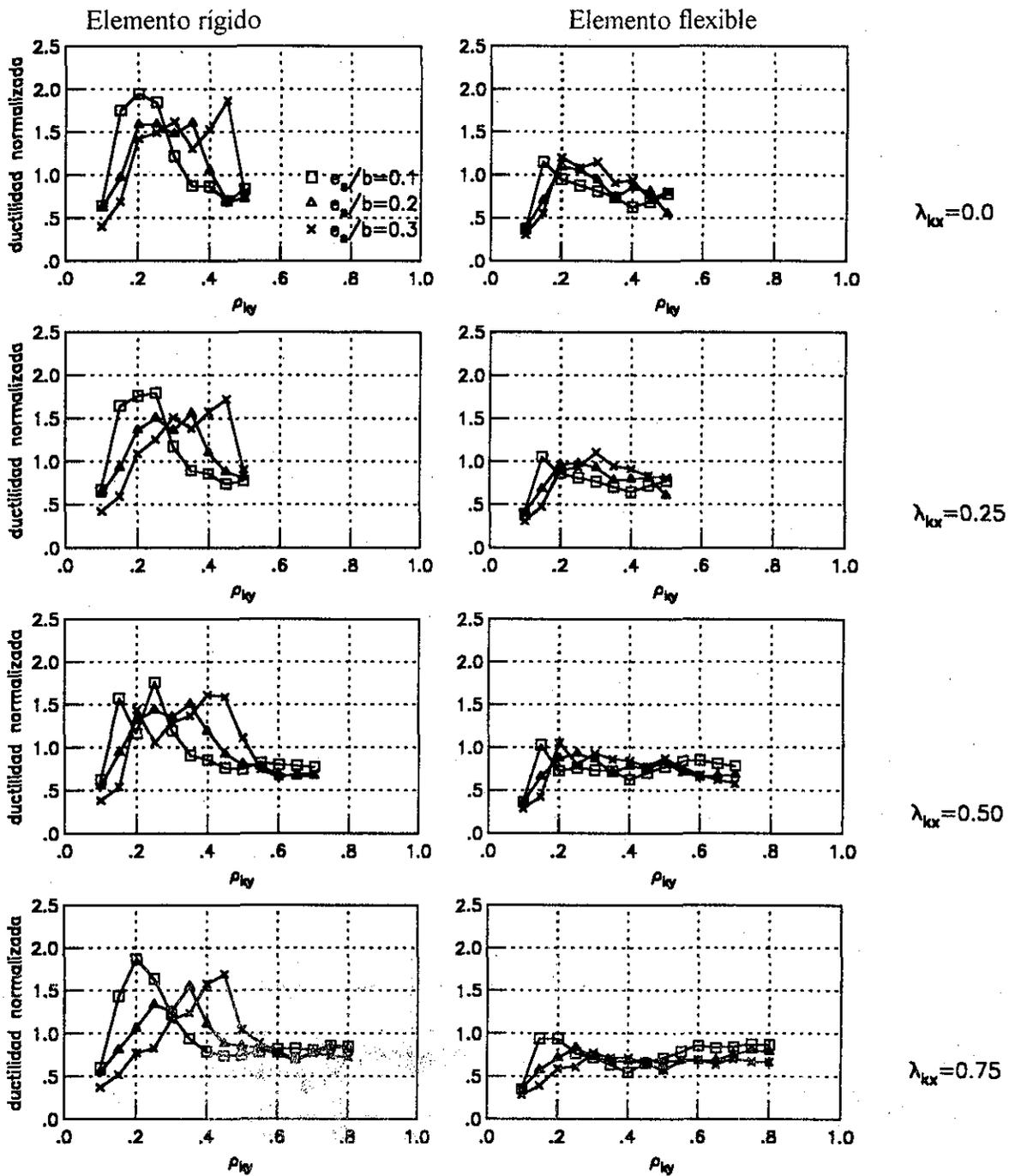


Fig. 6.1.5 Ductilidad media normalizada para modelos con propiedades inciertas, $Q=2$, $T=1s$ y RCDF95

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

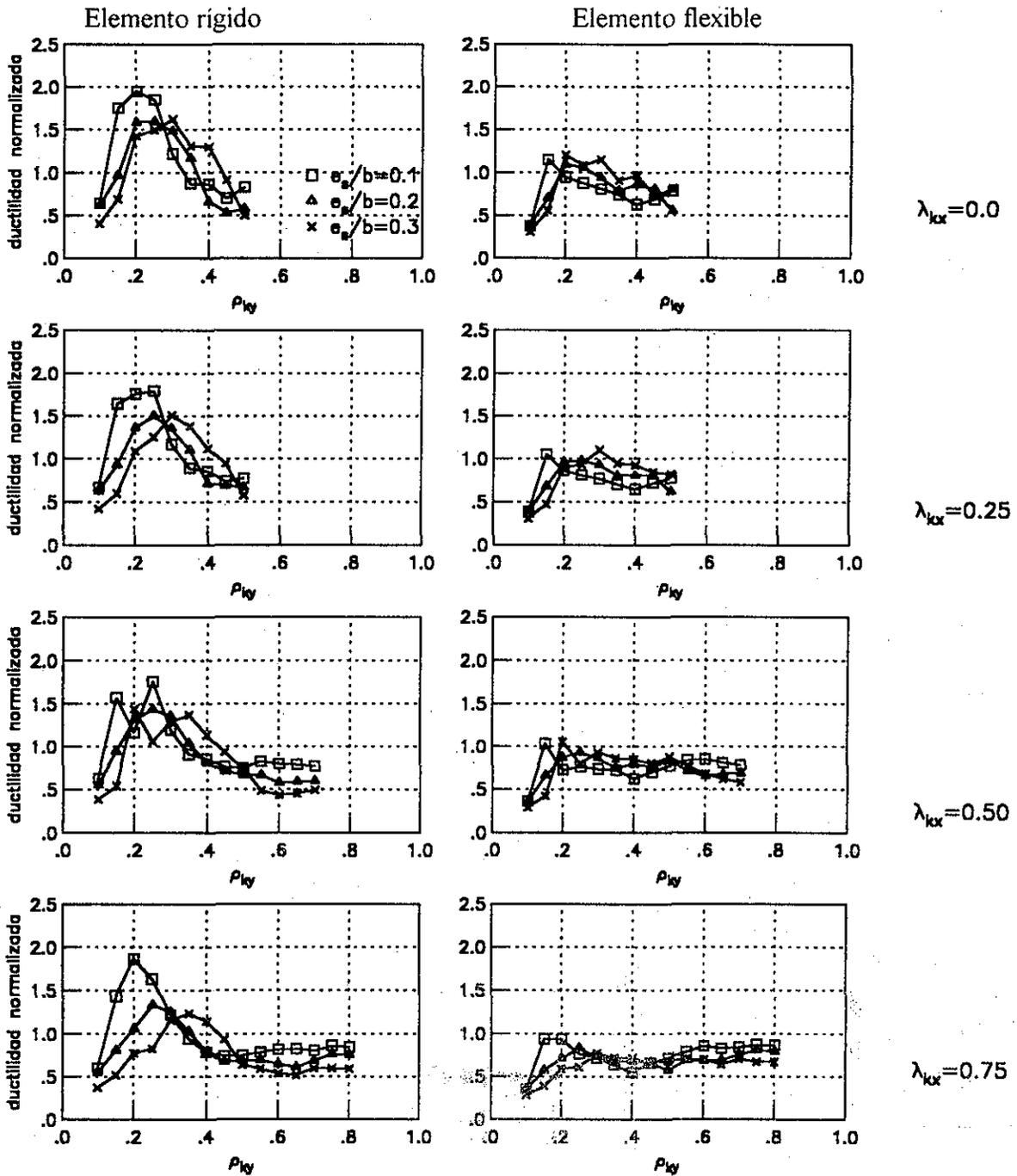


Fig. 6.1.6 Ductilidad media normalizada para modelos con propiedades inciertas, $Q=2$, $T=1s$ y RCDF01

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

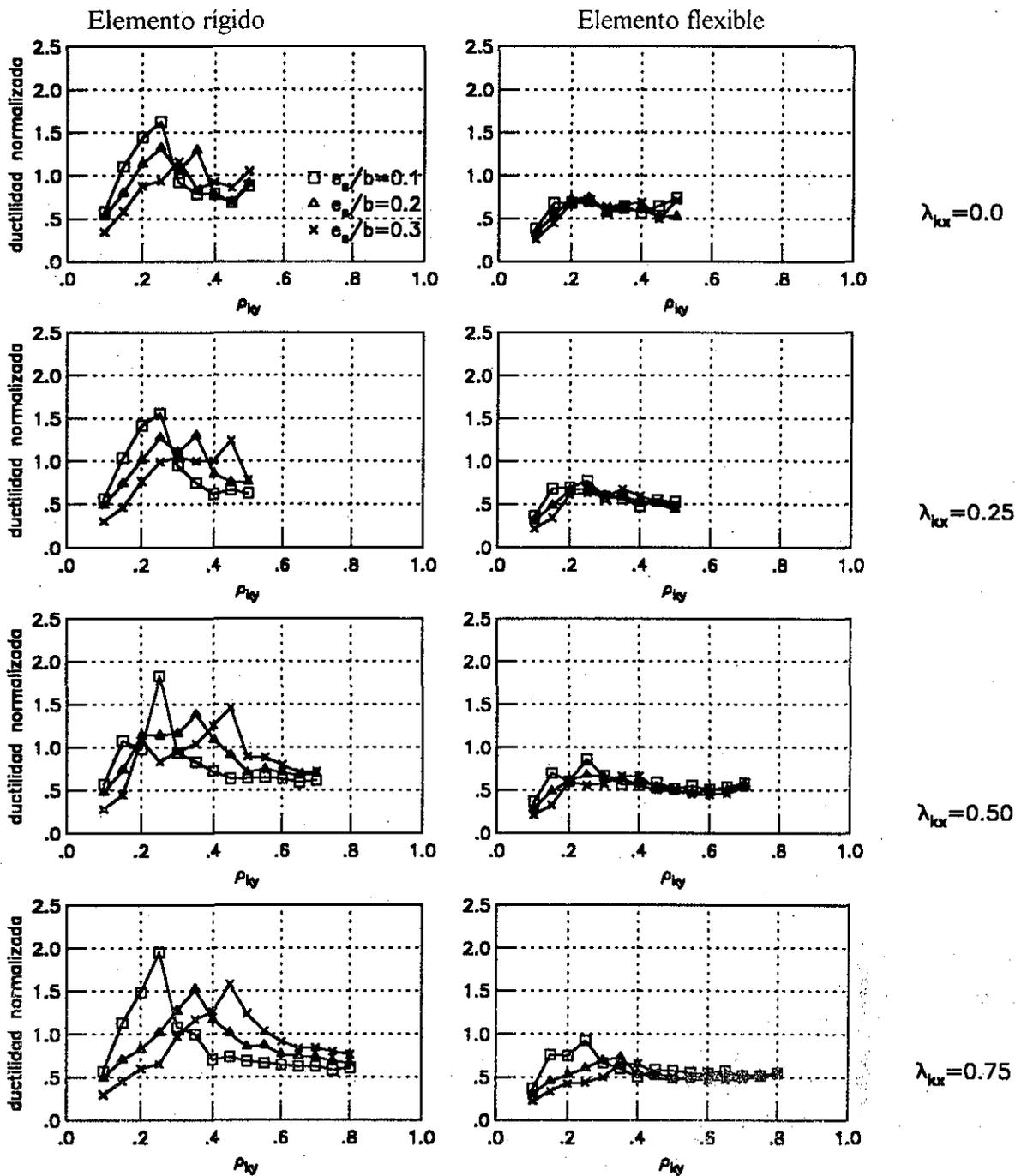


Fig. 6.1.7 Ductilidad media normalizada para modelos con propiedades inciertas, $Q=4$, $T=1s$ y RCDF95

FALLA DE ORIGEN

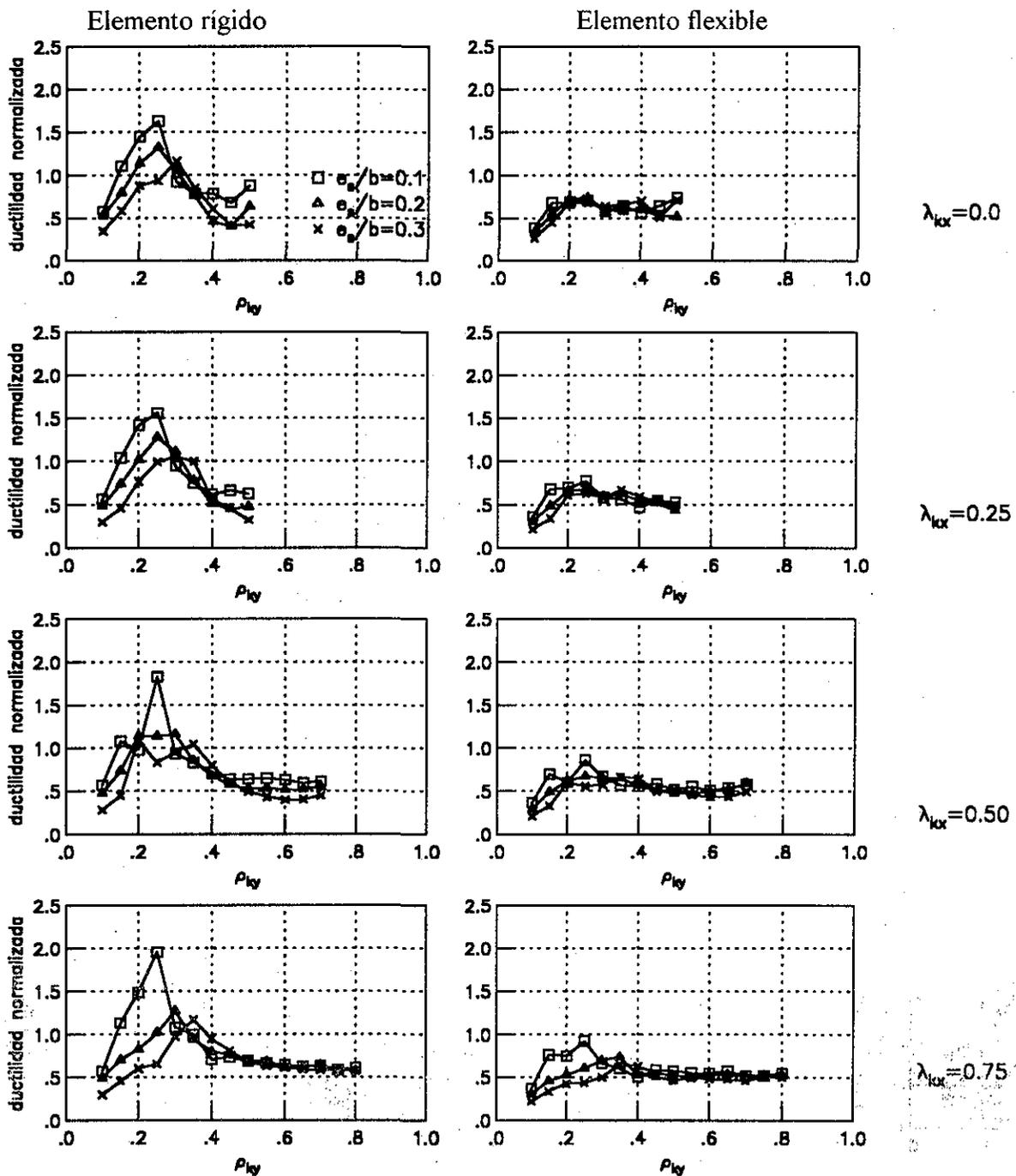


Fig. 6.1.8 Ductilidad media normalizada para modelos con propiedades inciertas, $Q=4$.
 $T=1s$ y RCDF01

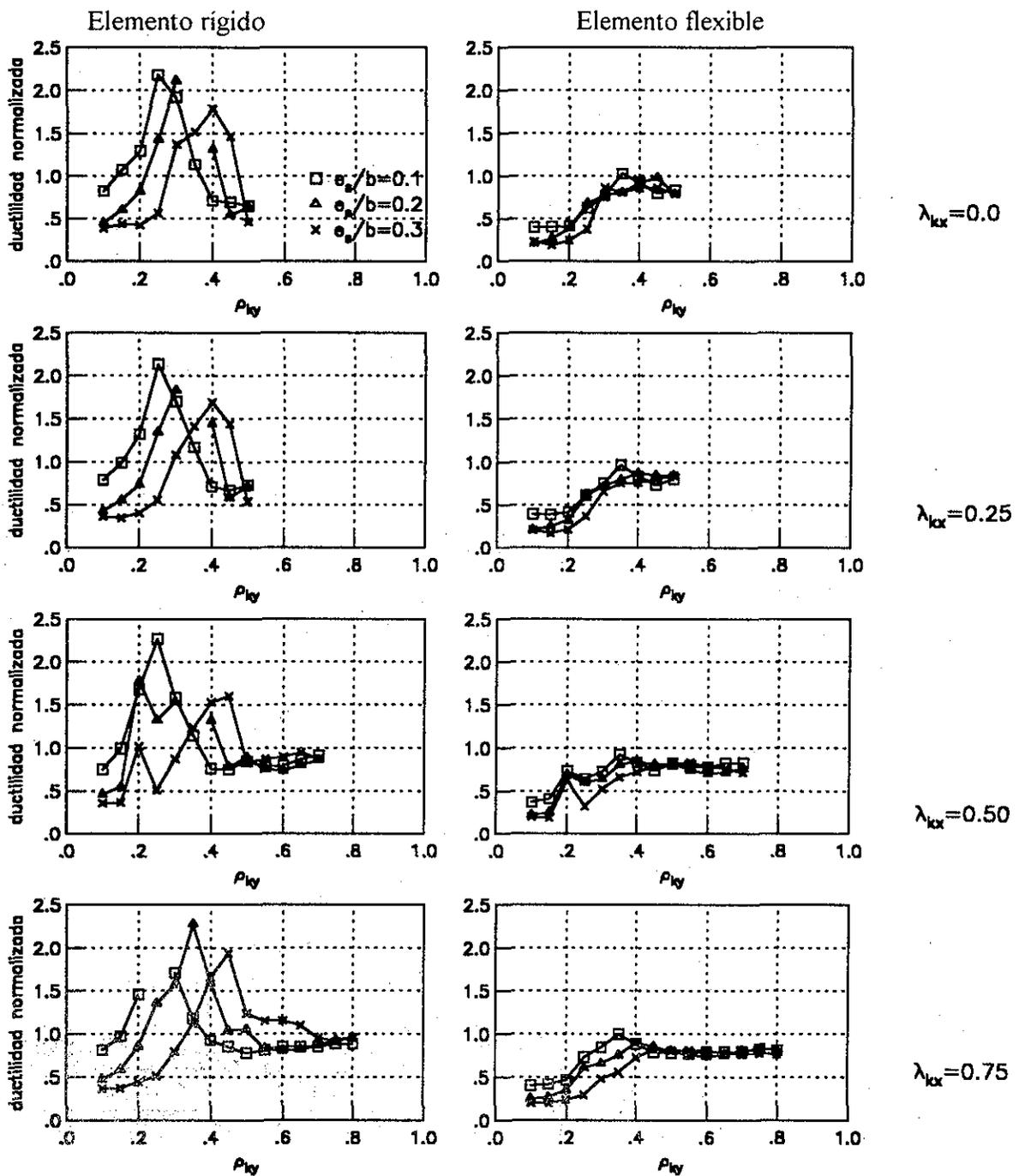


Fig. 6.1.9 Ductilidad media normalizada para modelos con propiedades inciertas, $Q=2$, $T=1.5s$ y RCDF95

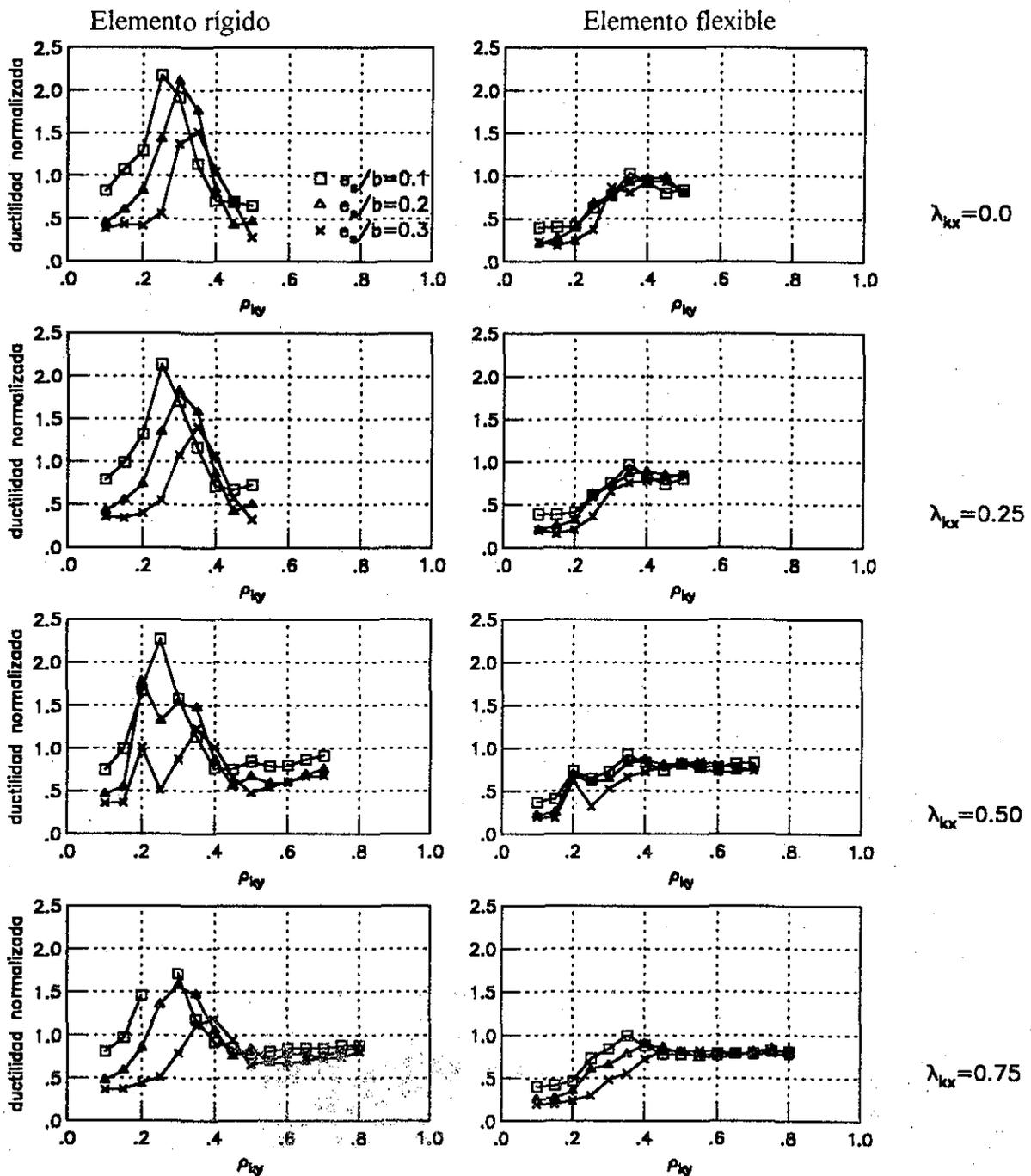


Fig. 6.1.10 Ductilidad media normalizada para modelos con propiedades inciertas, $Q=2$, $T=1.5s$ y RCDF01

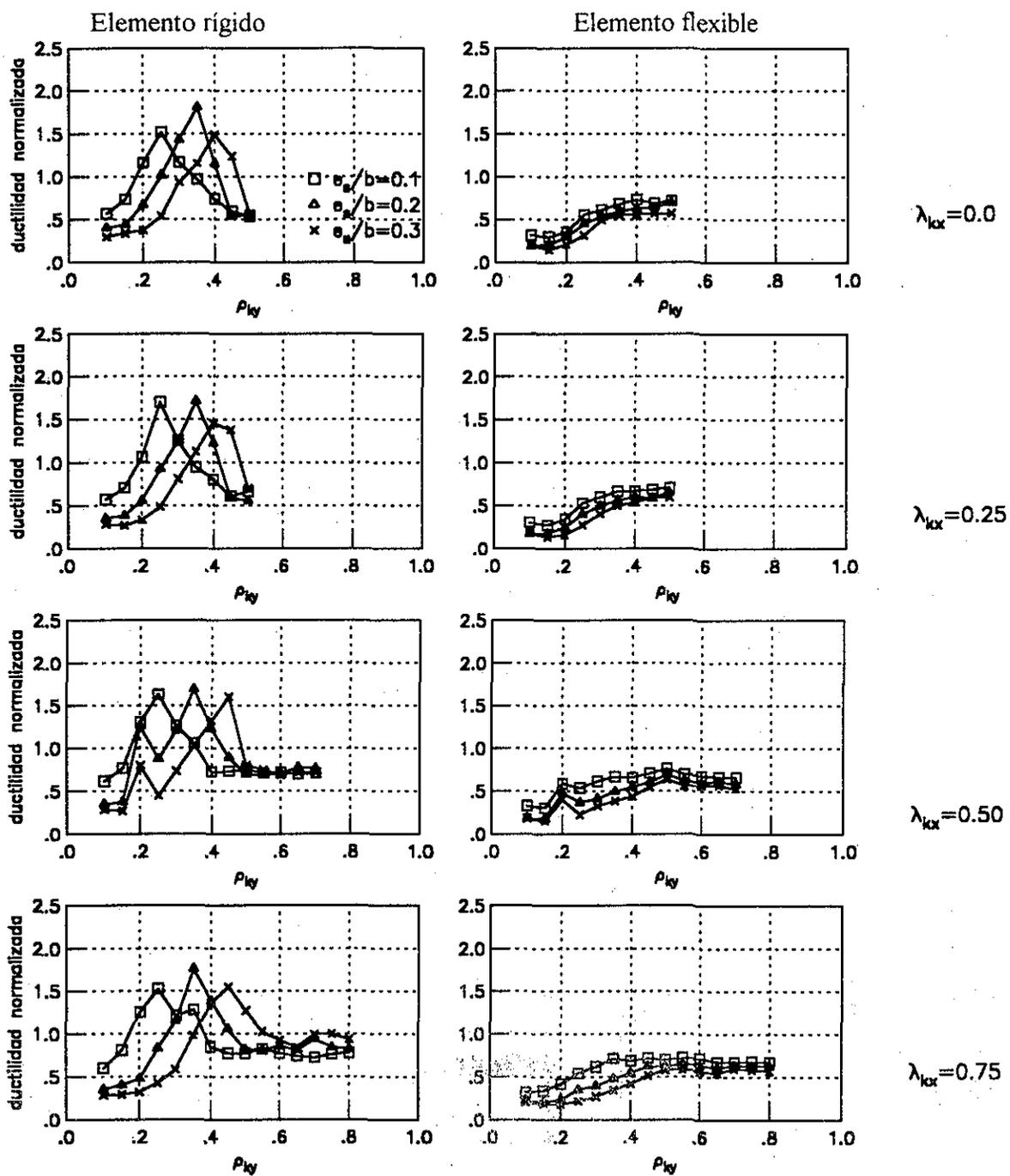


Fig. 6.1.11 Ductilidad media normalizada para modelos con propiedades inciertas; $Q=4$, $T=1.5s$ y RCDF95

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

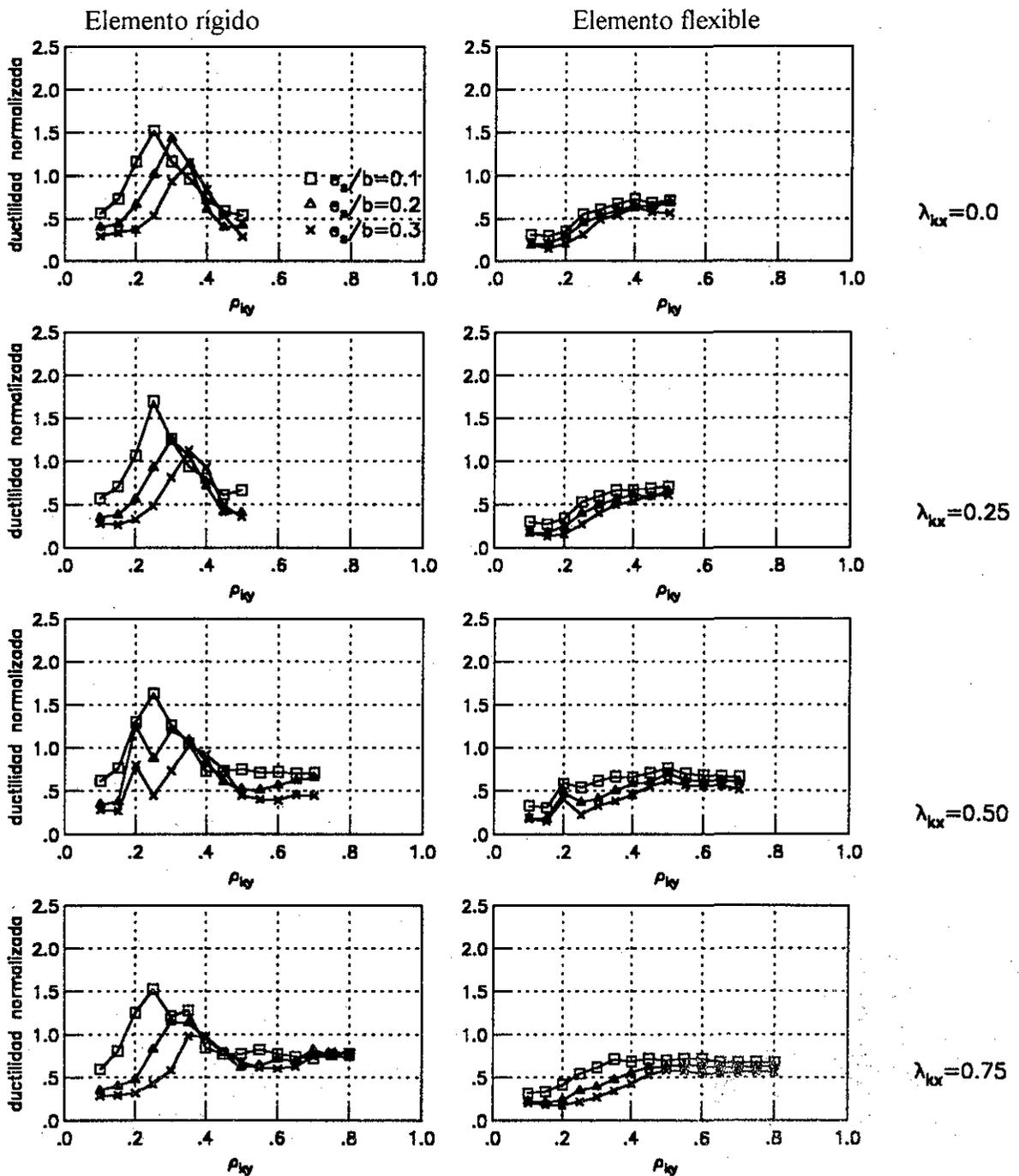


Fig. 6.1.12 Ductilidad media normalizada para modelos con propiedades inciertas, $Q=4$, $T=1.5s$ y RCDF01

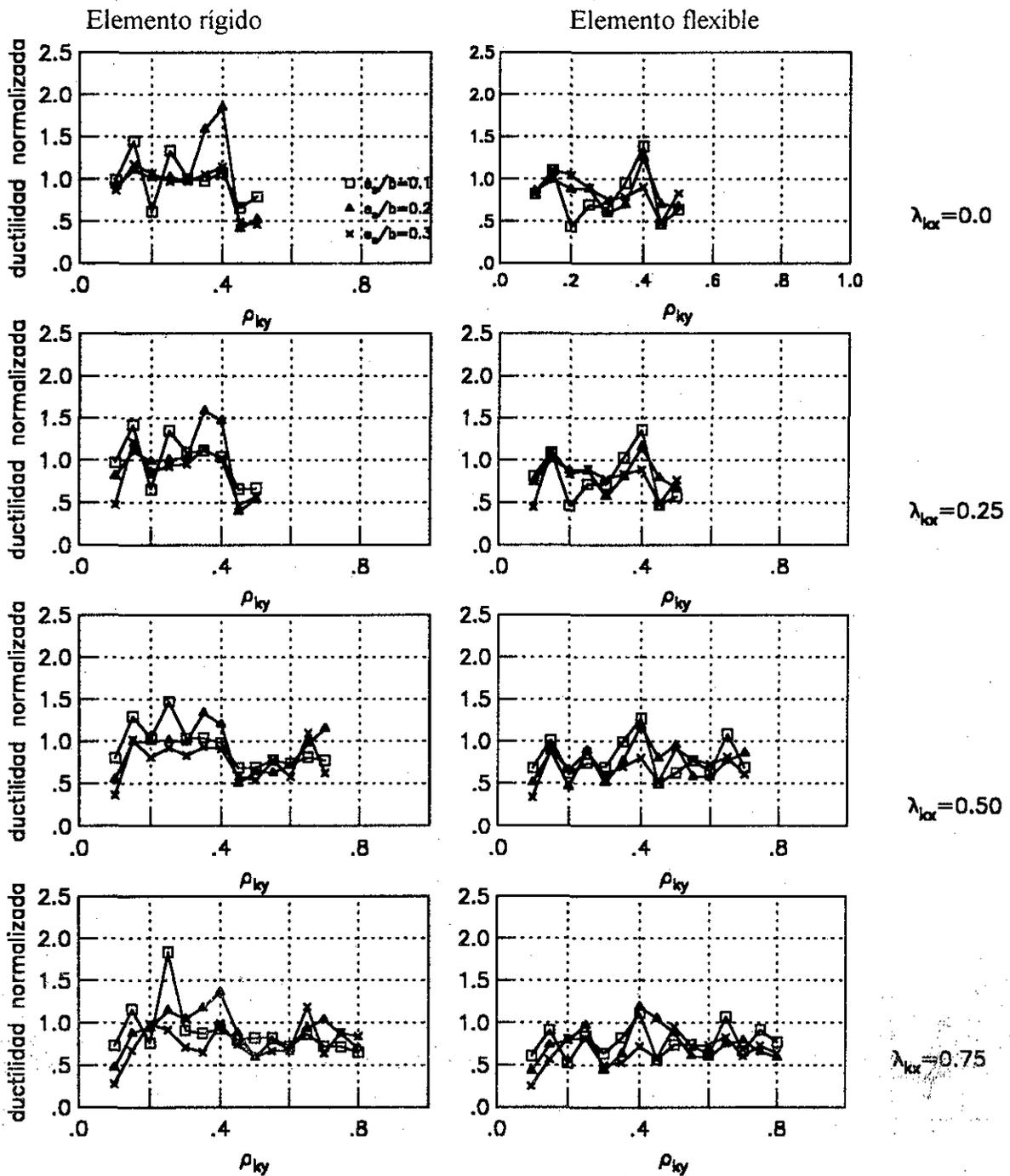


Fig. 6.1.13 Ductilidad normalizada para modelos deterministas, $Q=2$, $T=0.5s$ y RCDF95

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

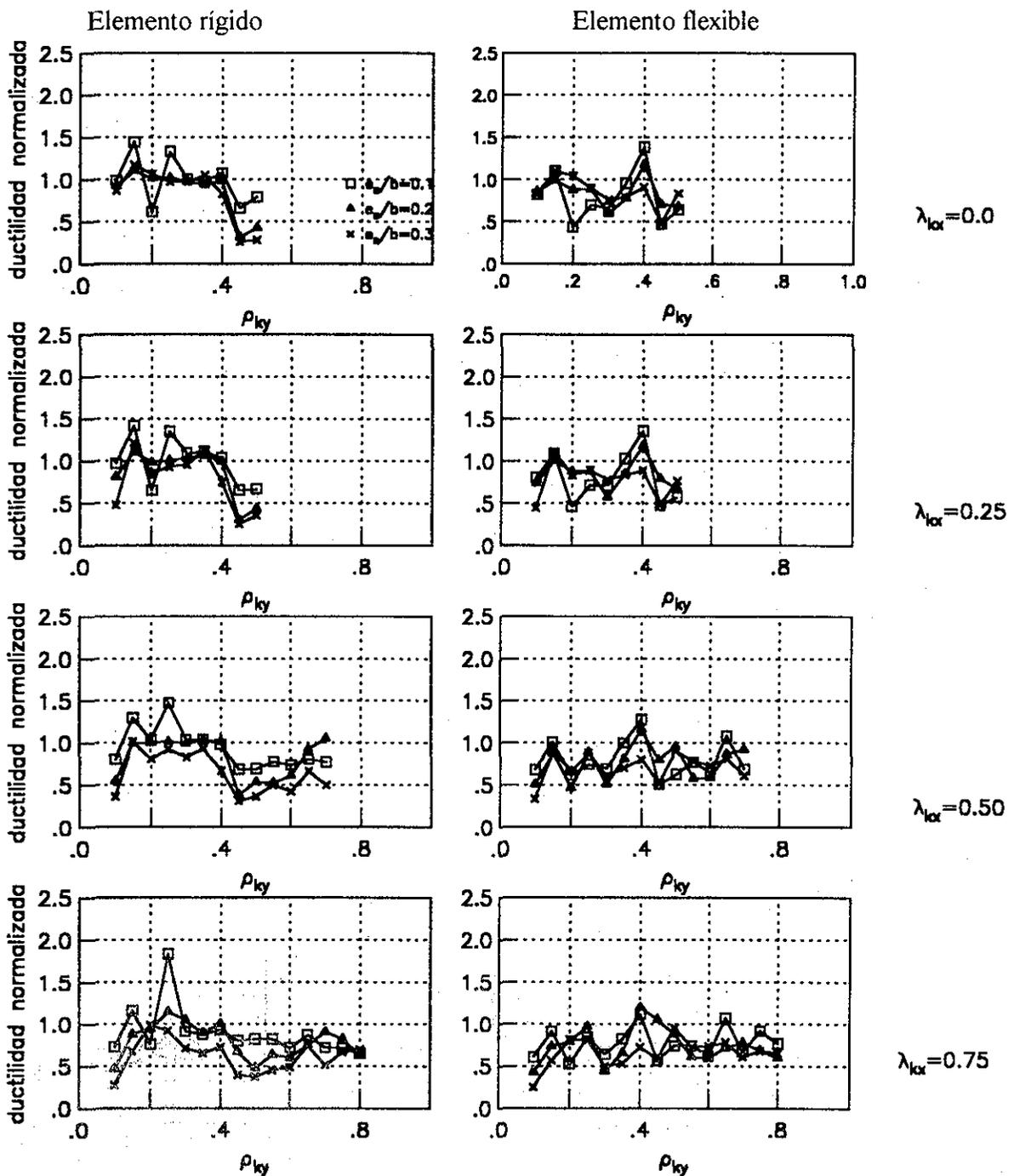


Fig. 6.1.14 Ductilidad normalizada para modelos deterministas, $Q=2$, $T=0.5s$ y RCDF01

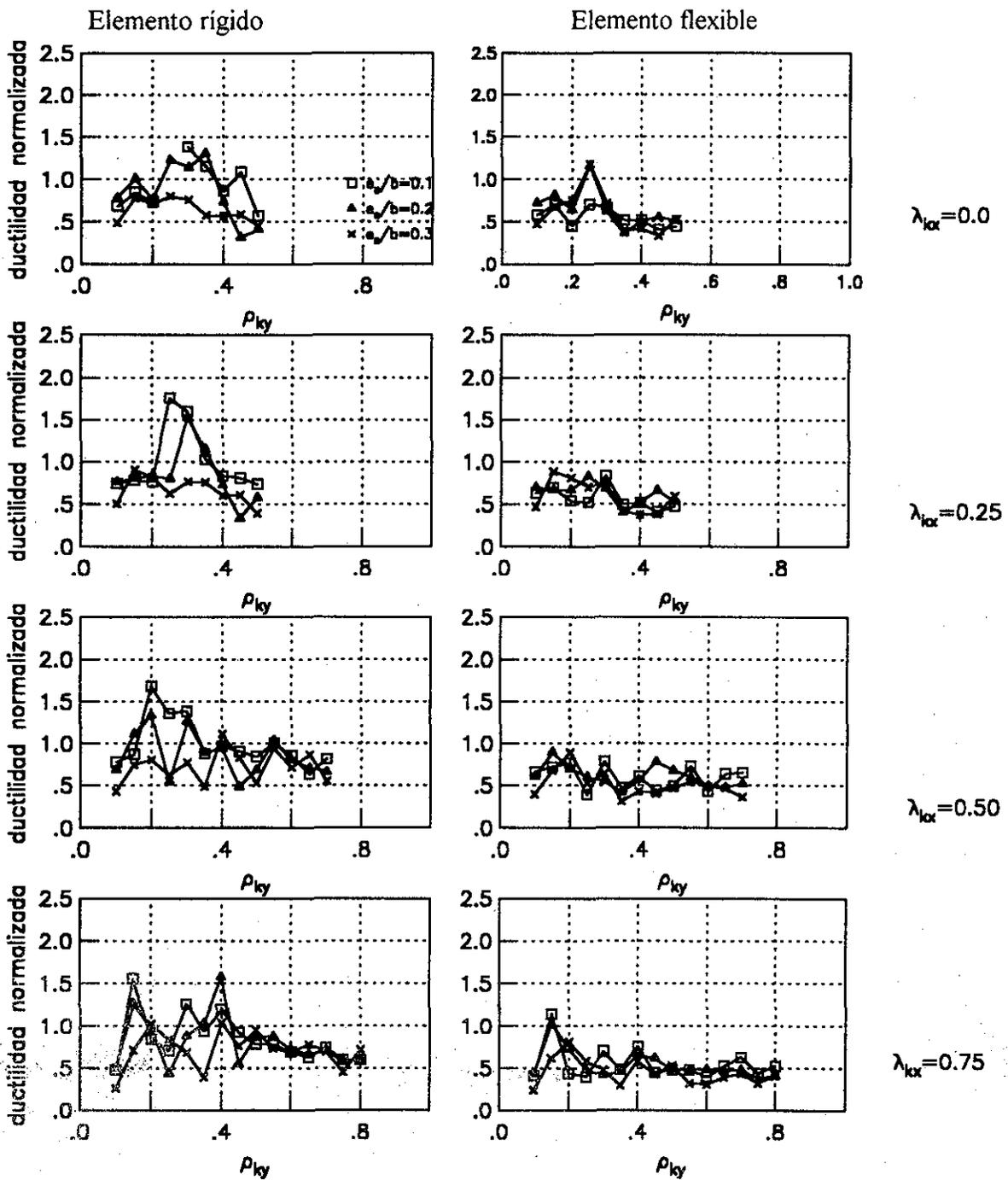


Fig. 6.1.15 Ductilidad normalizada para modelos deterministas, $Q=4$, $T=0.5s$ y RCDF95

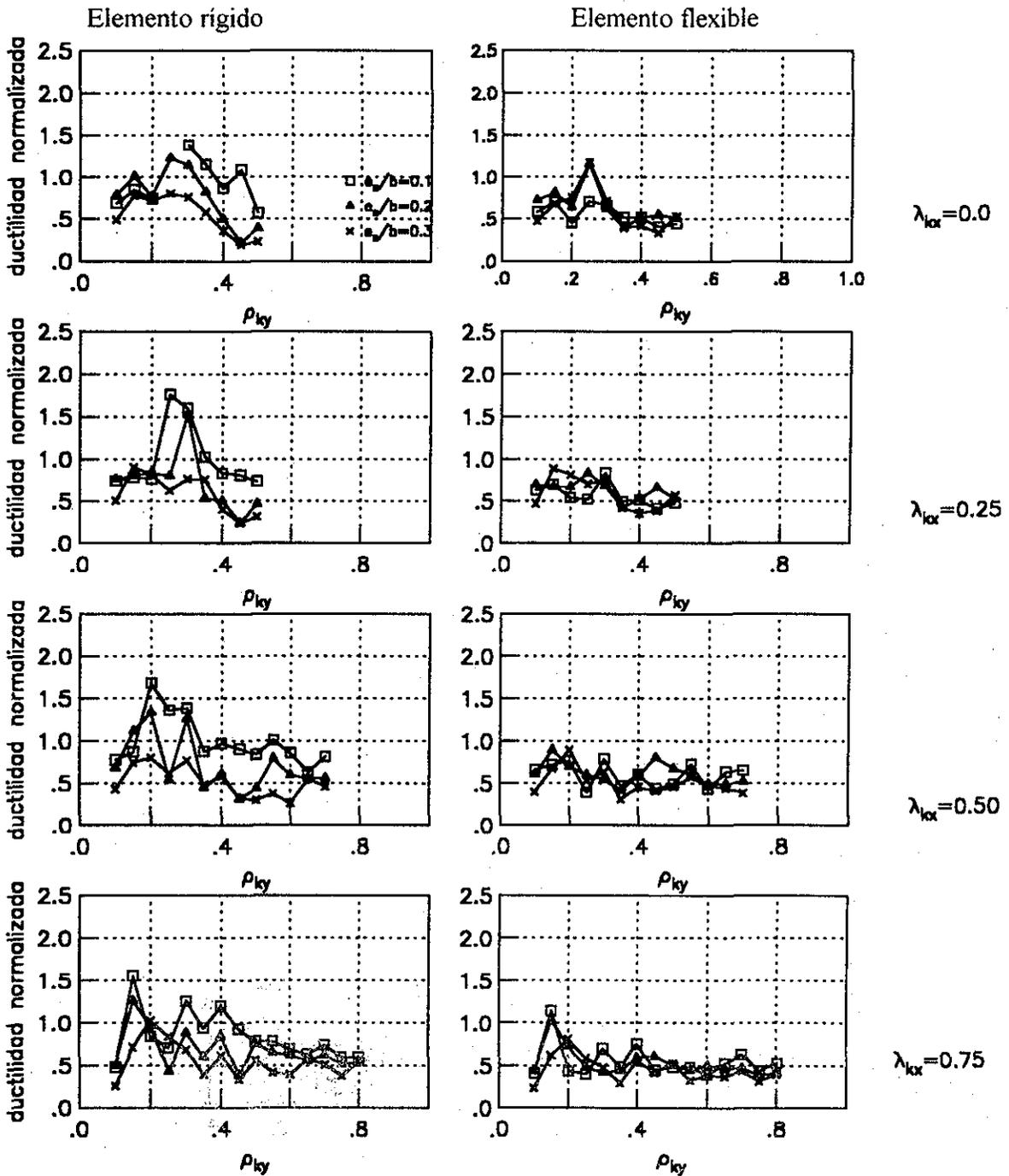


Fig. 6.1.16 Ductilidad normalizada para modelos deterministas, $Q=4$, $T=0.5s$ y RCDF01



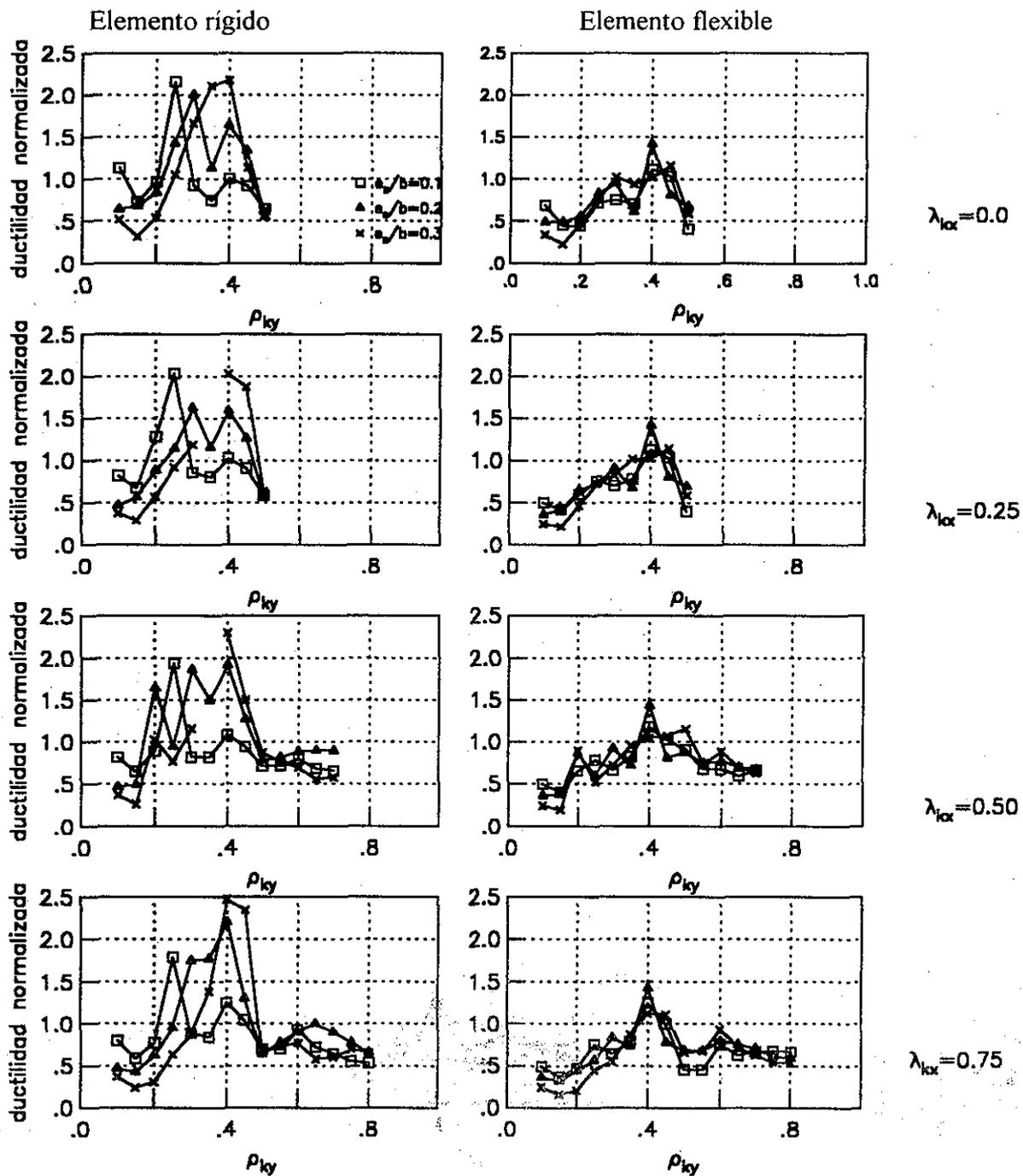


Fig. 6.1.17 Ductilidad normalizada para modelos deterministas, $Q=2$, $T=1s$ y RCDF95



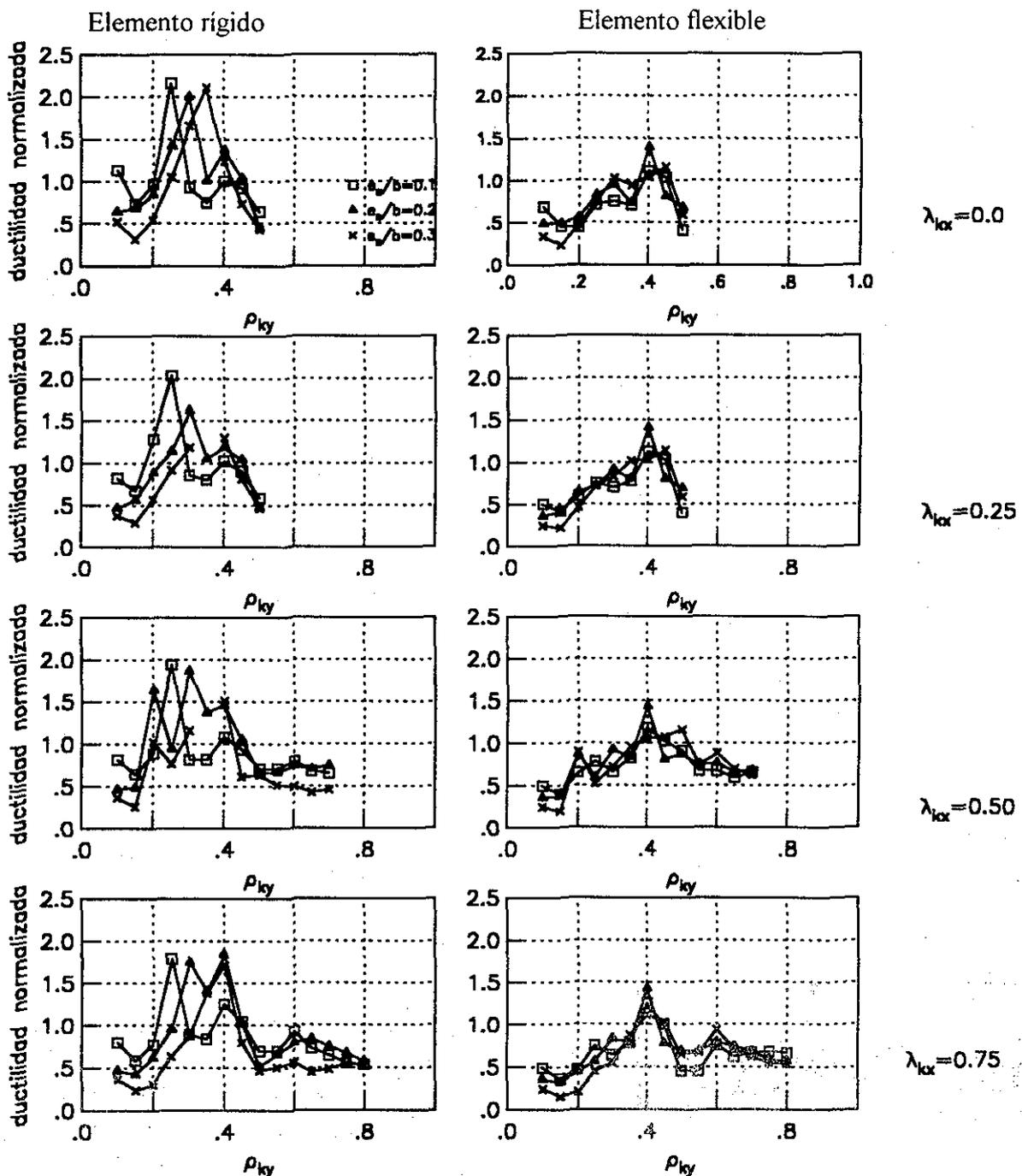


Fig. 6.1.18 Ductilidad normalizada para modelos deterministas, $Q=2$, $T=1s$ y RCDF01

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

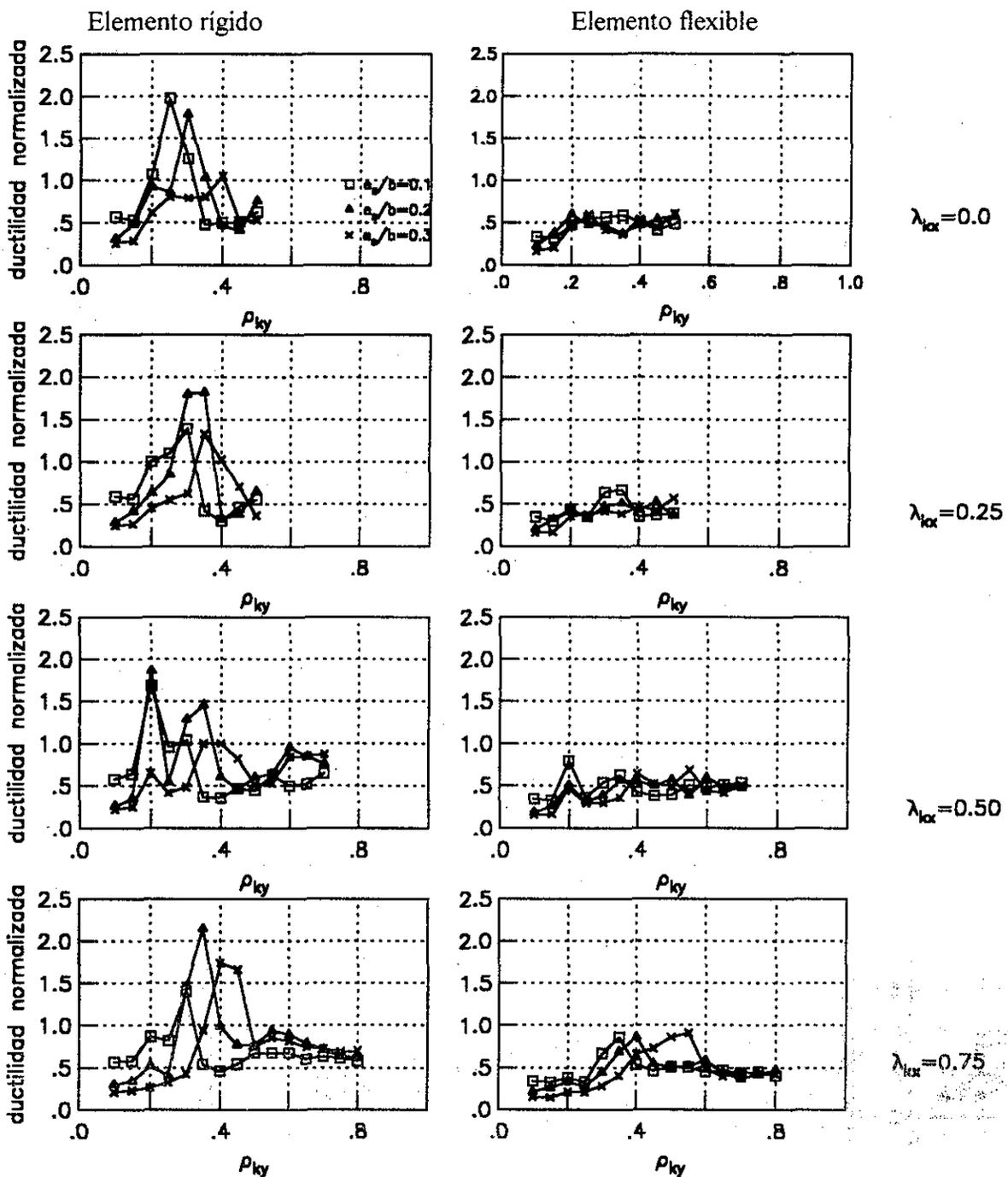


Fig. 6.1.19 Ductilidad normalizada para modelos deterministas, $Q=4$, $T=1s$ y RCDF95

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

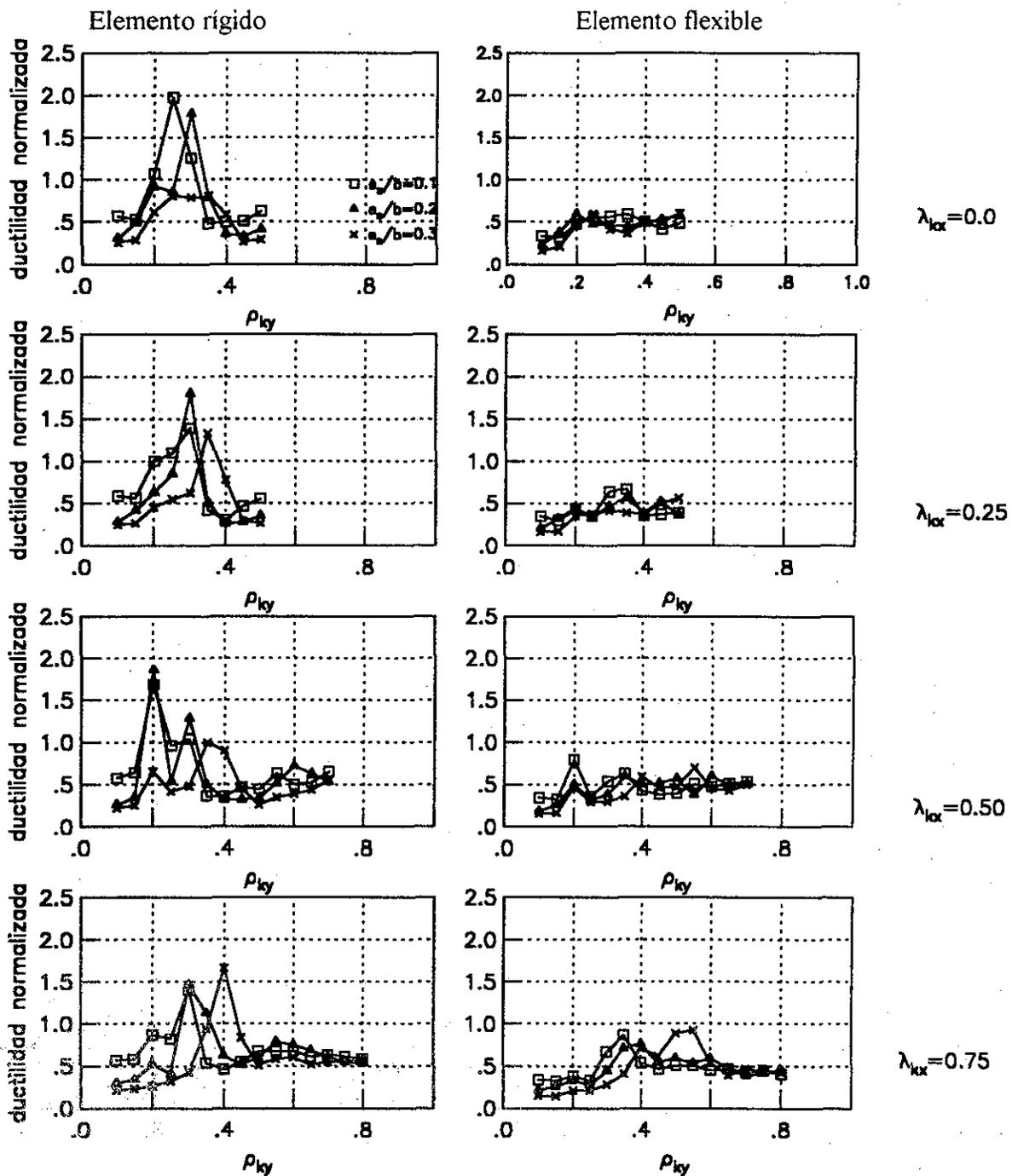
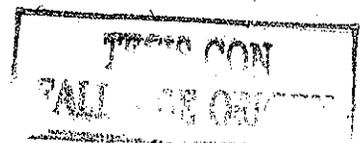


Fig. 6.1.20 Ductilidad normalizada para modelos deterministas, $Q=4$, $T=1s$ y RCFD01



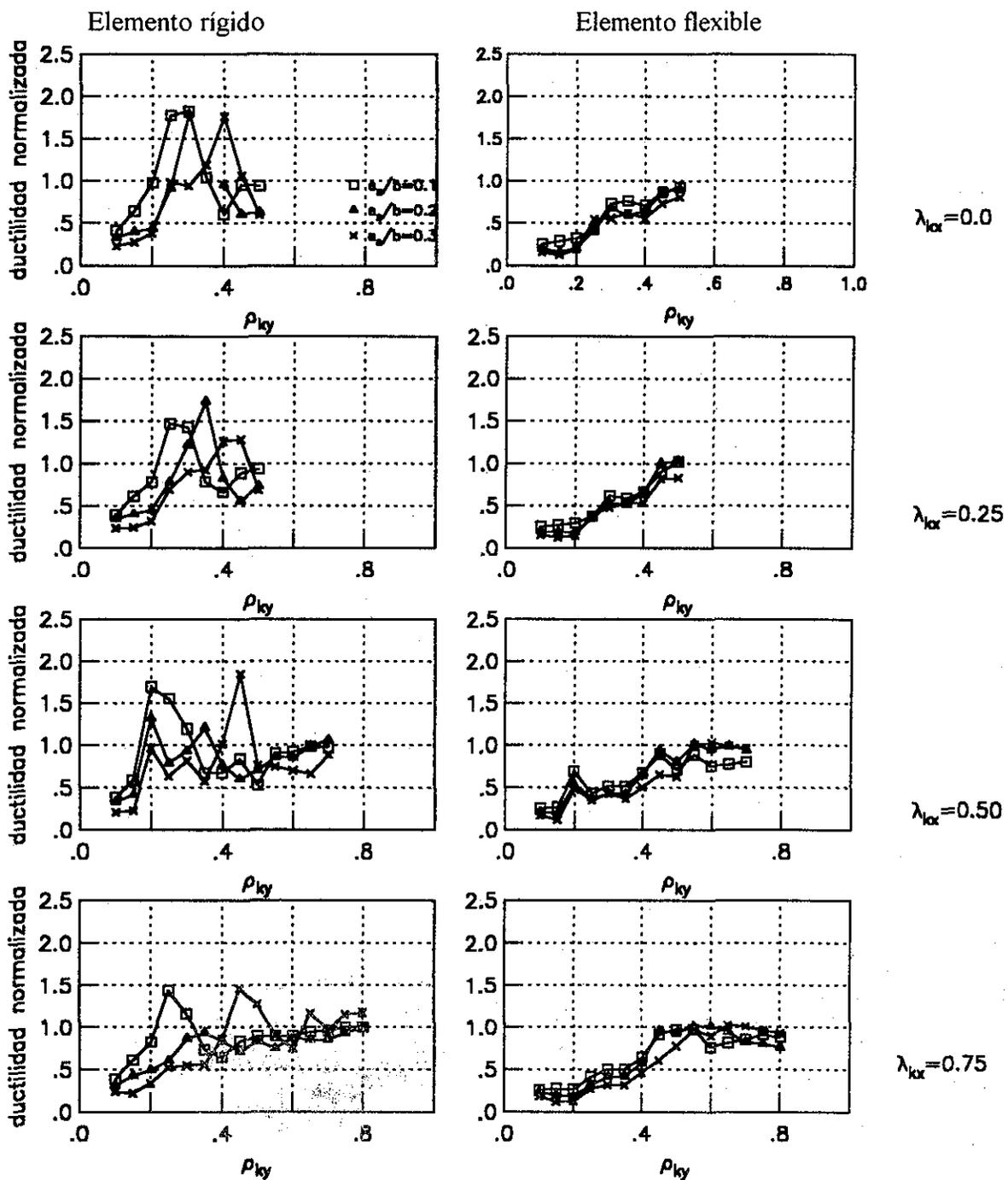


Fig. 6.1.21 Ductilidad normalizada para modelos deterministas, $Q=2$, $T=1.5s$ y RCDF95

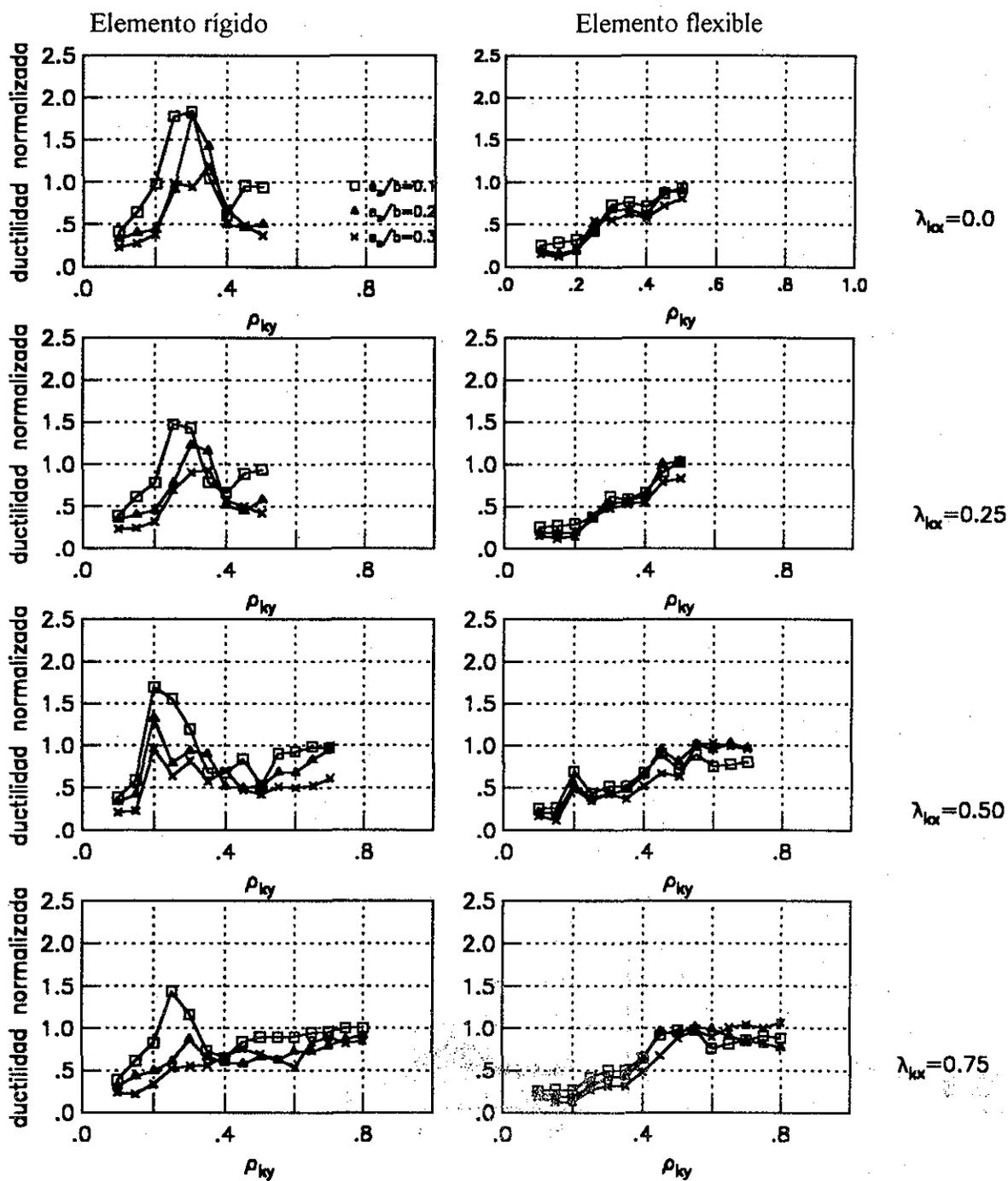


Fig. 6.1.22 Ductilidad normalizada para modelos deterministas, $Q=2$, $T=1.5s$ y RCDF01



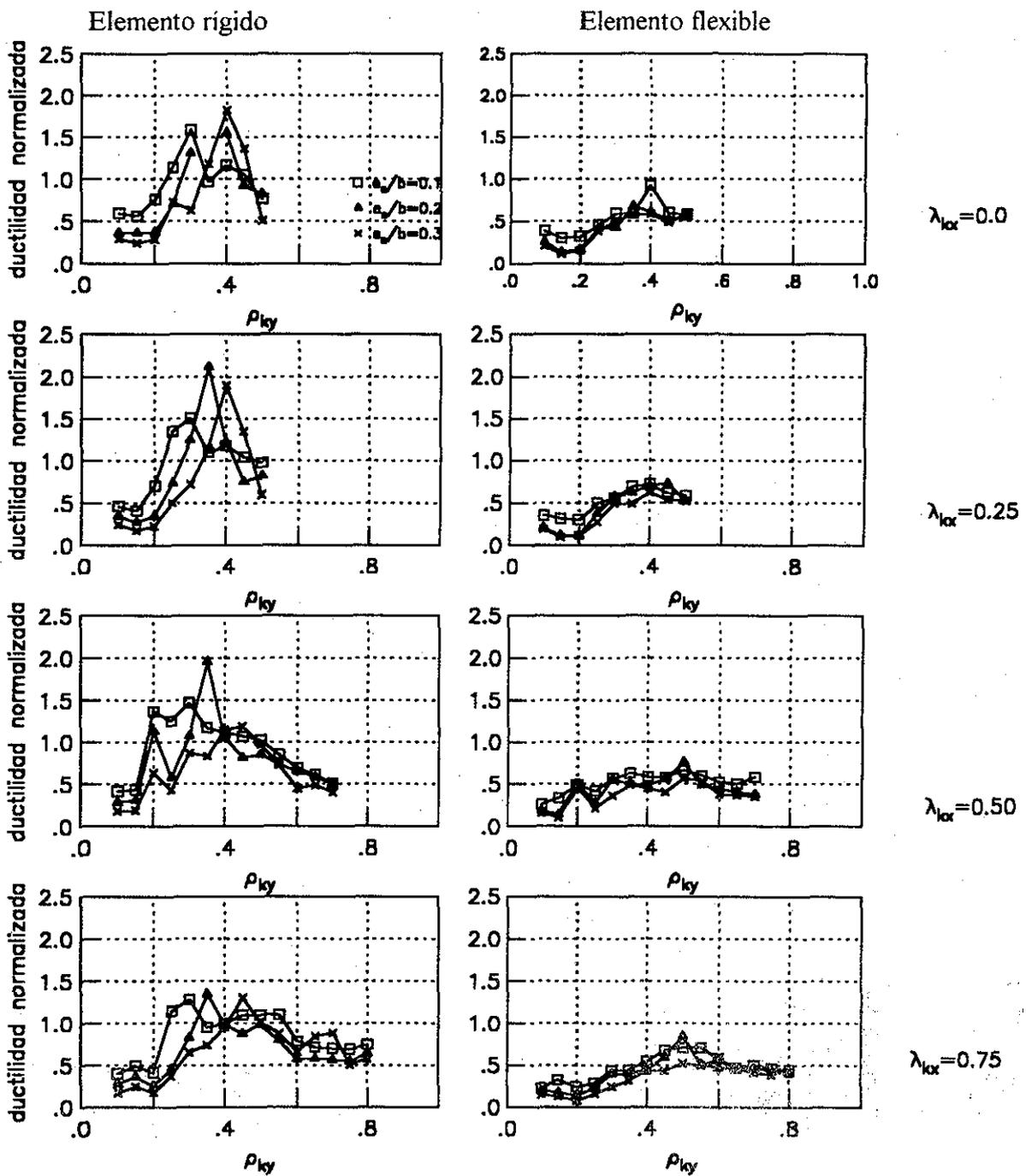


Fig. 6.1.23 Ductilidad normalizada para modelos deterministas, $Q=4$, $T=1.5s$ y RCDF95

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

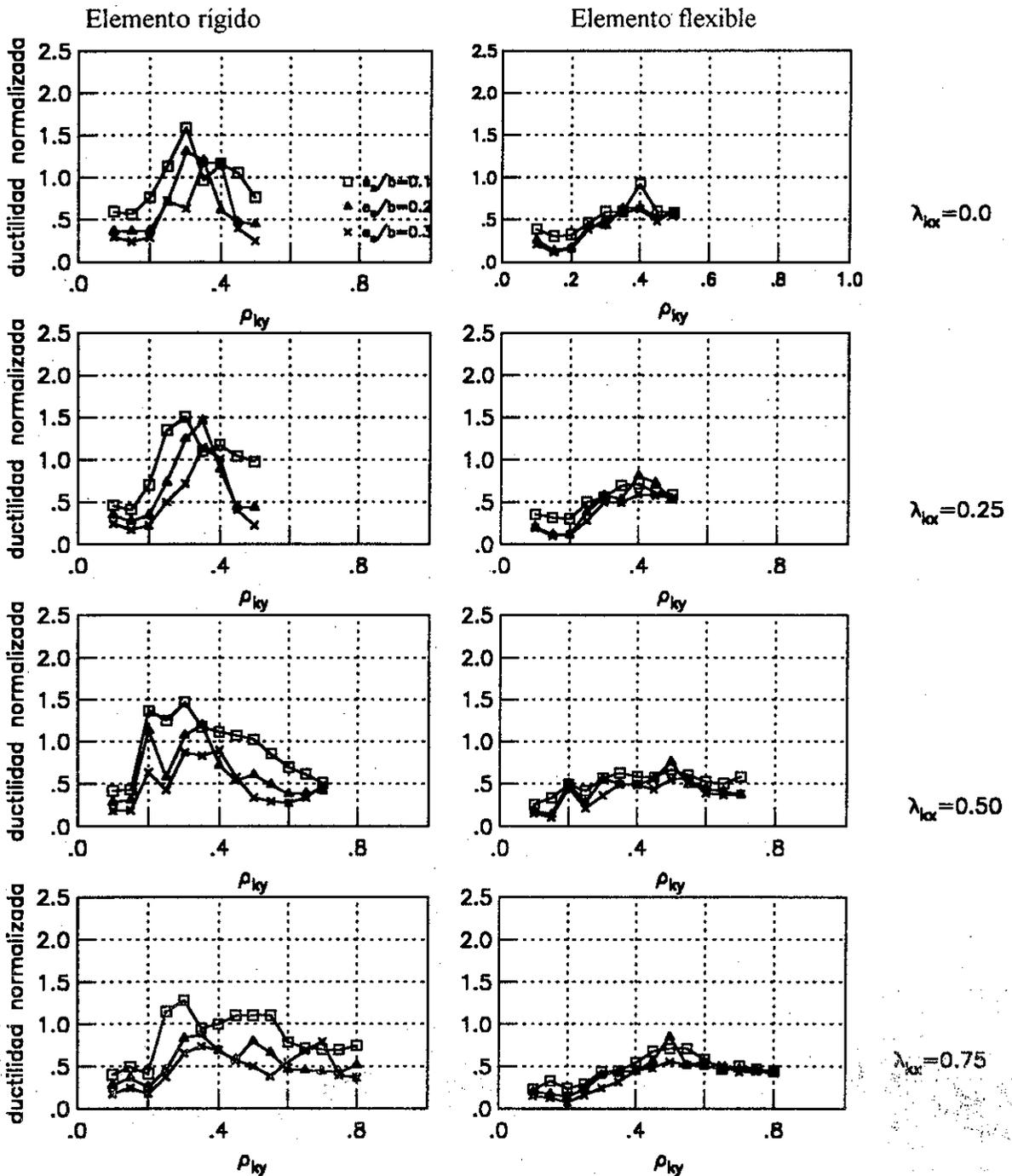


Fig. 6.1.24 Ductilidad normalizada para modelos deterministas, $Q=4$, $T=1.5s$ y RCFD01

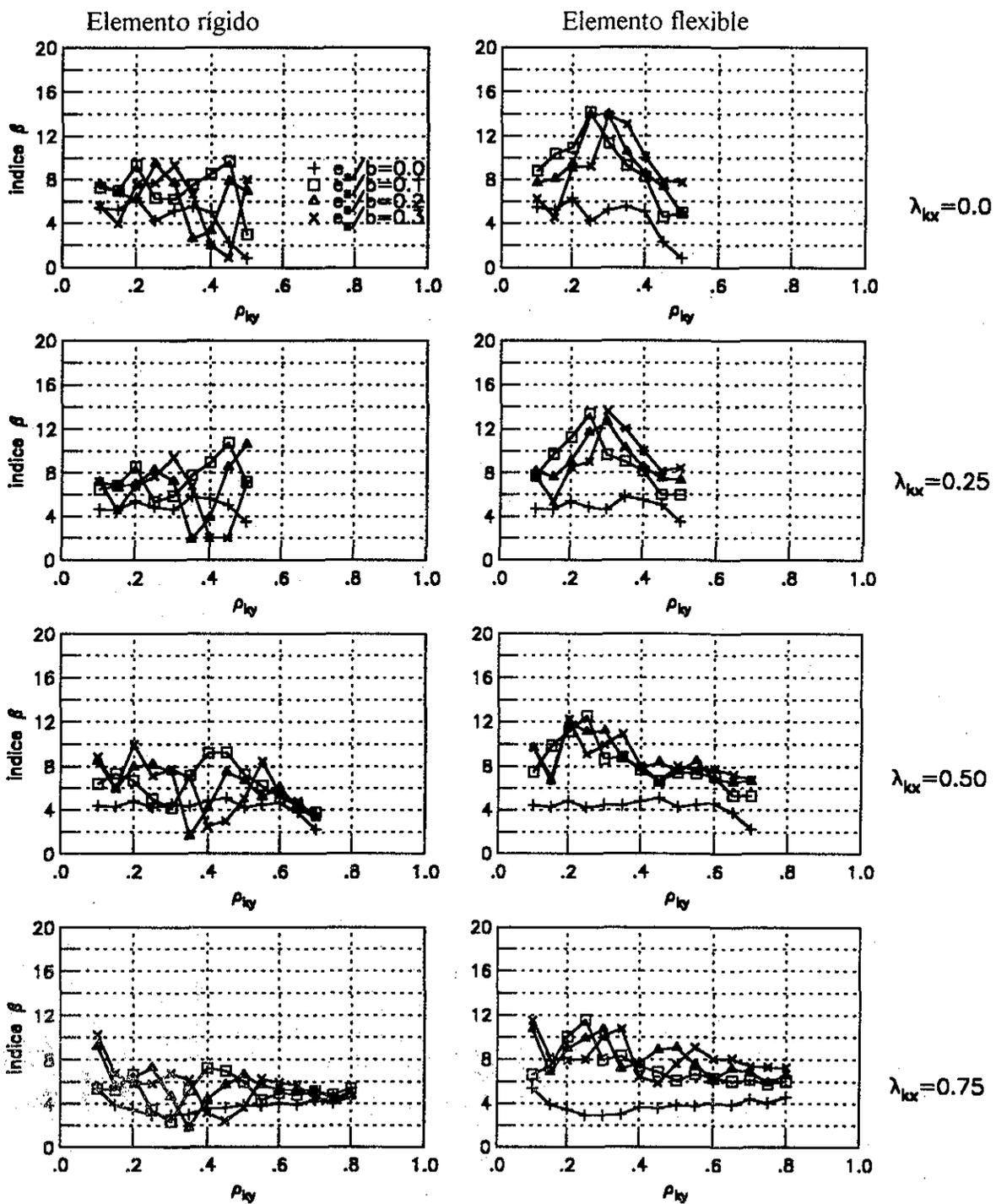


Fig. 6.2.1 Índice de confiabilidad para modelos con $Q=2$, $T=0.5s$, RCDF95 y $D=4$

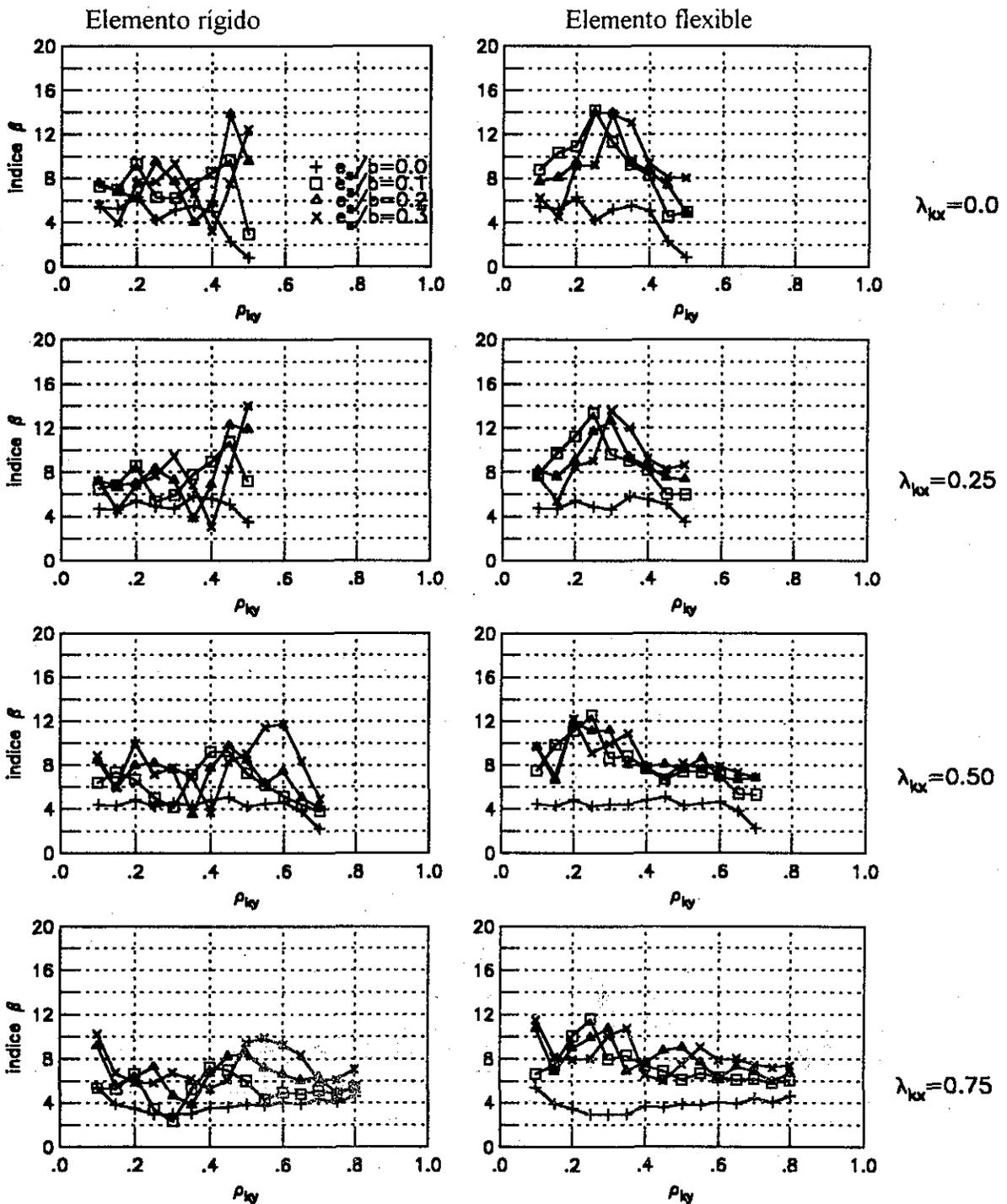


Fig. 6.2.2 Índice de confiabilidad para modelos con $Q=2$, $T=0.5s$, RCDF01 y $D=4$

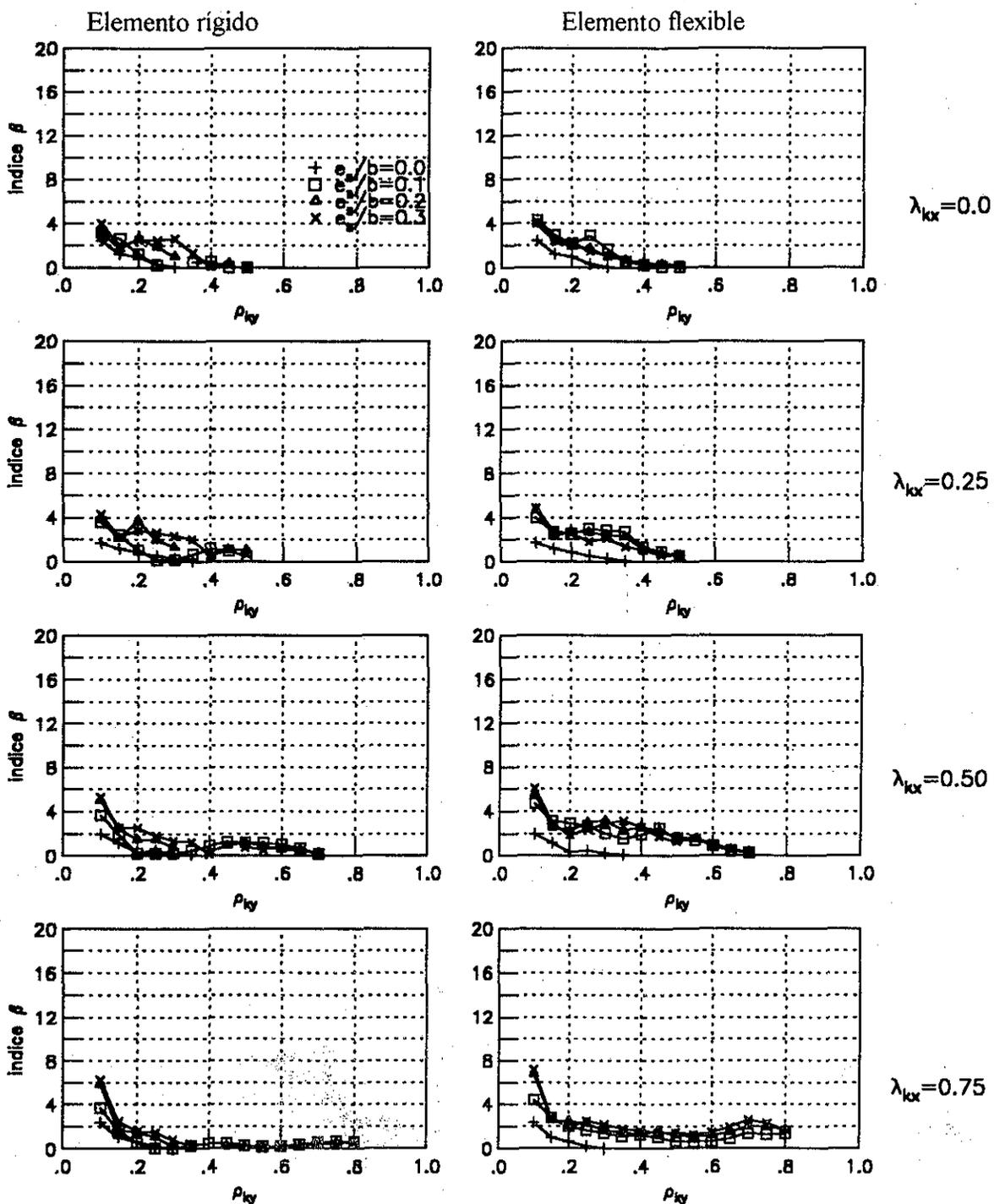


Fig. 6.2.3 Índice de confiabilidad para modelos con $Q=4$, $T=0.5s$, RCDF95 y $D=4$

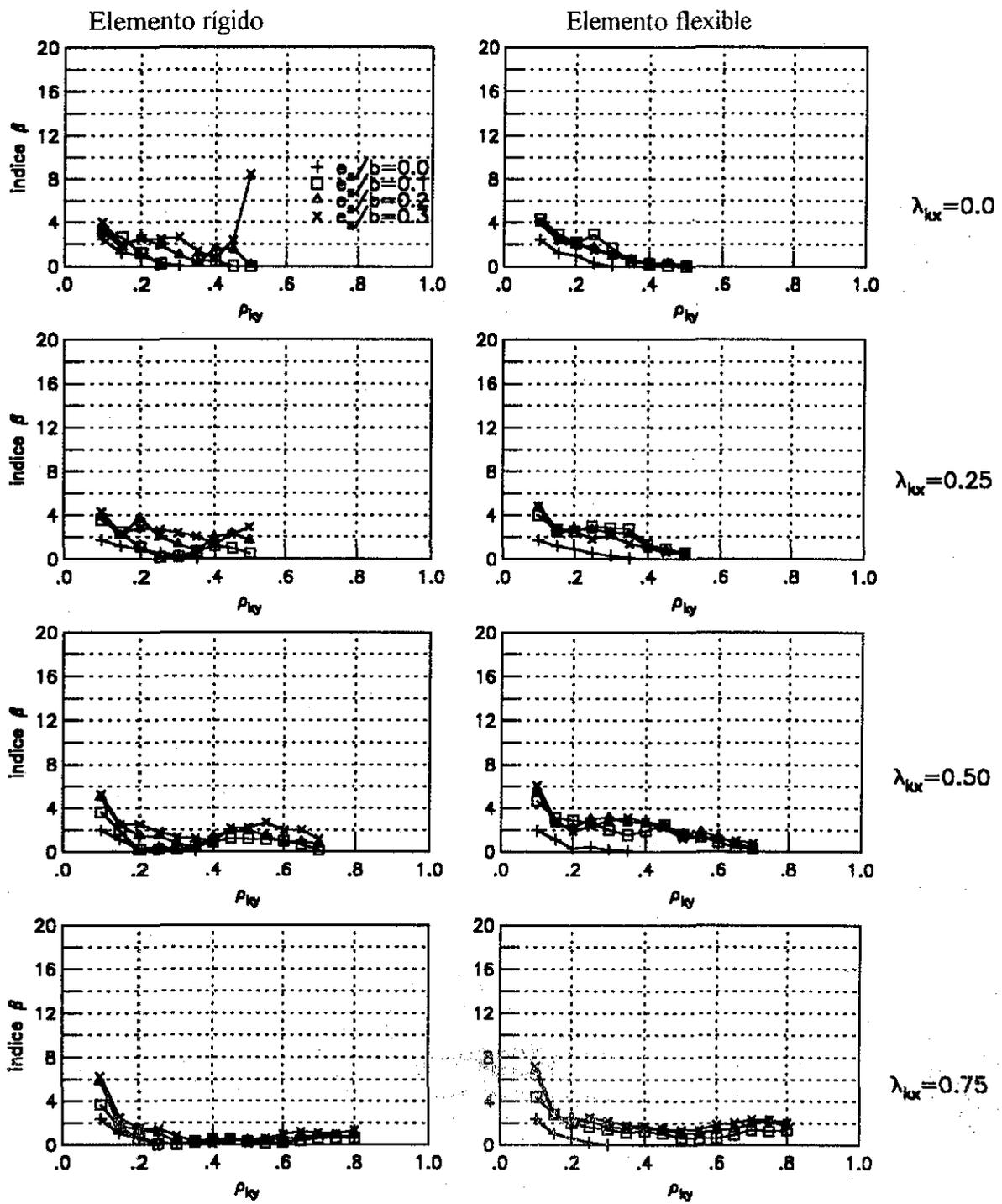


Fig. 6.2.4 Índice de confiabilidad para modelos con $Q=4$, $T=0.5s$, RCDF01 y $D=4$

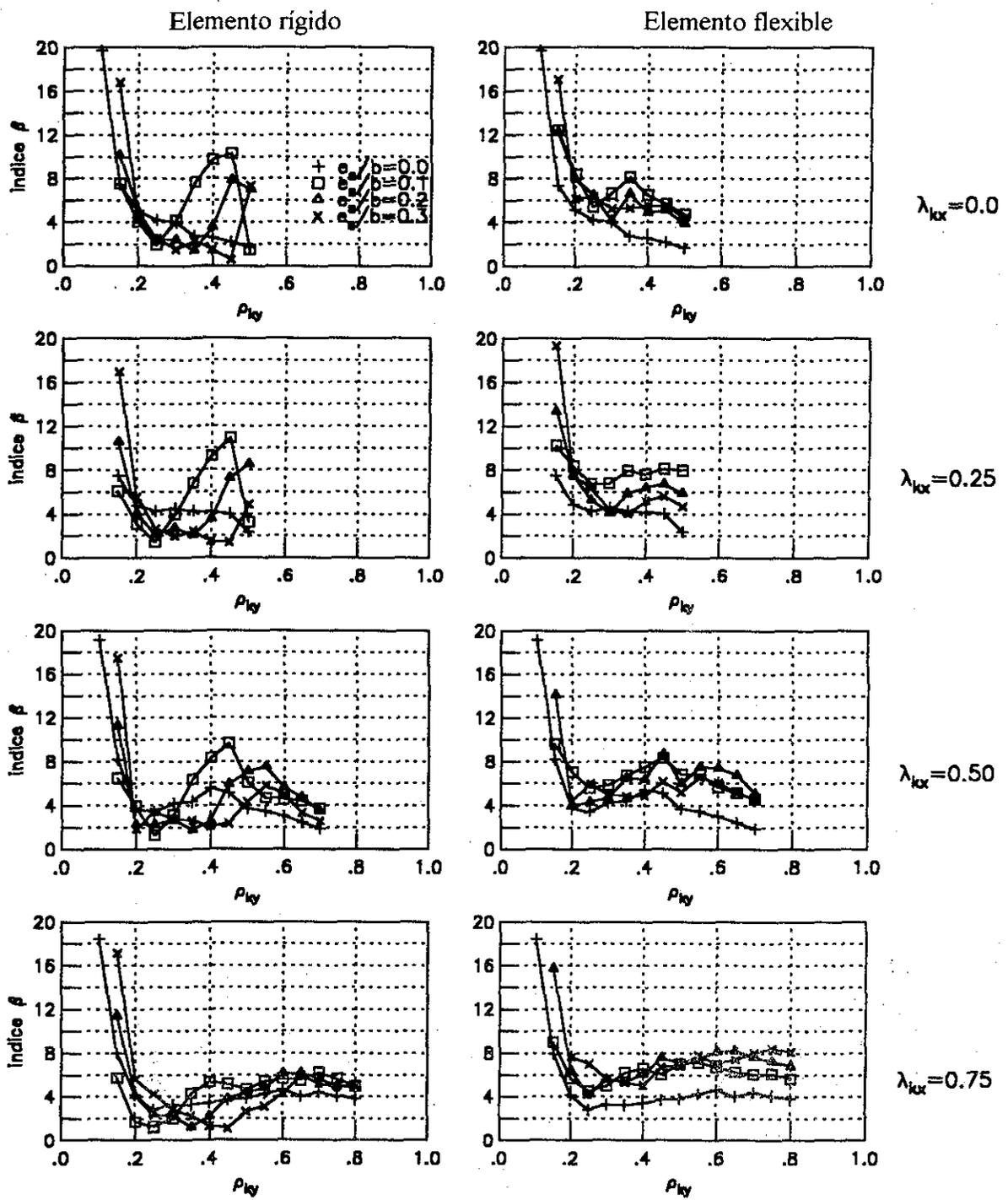


Fig. 6.2.5 Índice de confiabilidad para modelos con $Q=2$, $T=1s$, RCDF95 y $D=4$

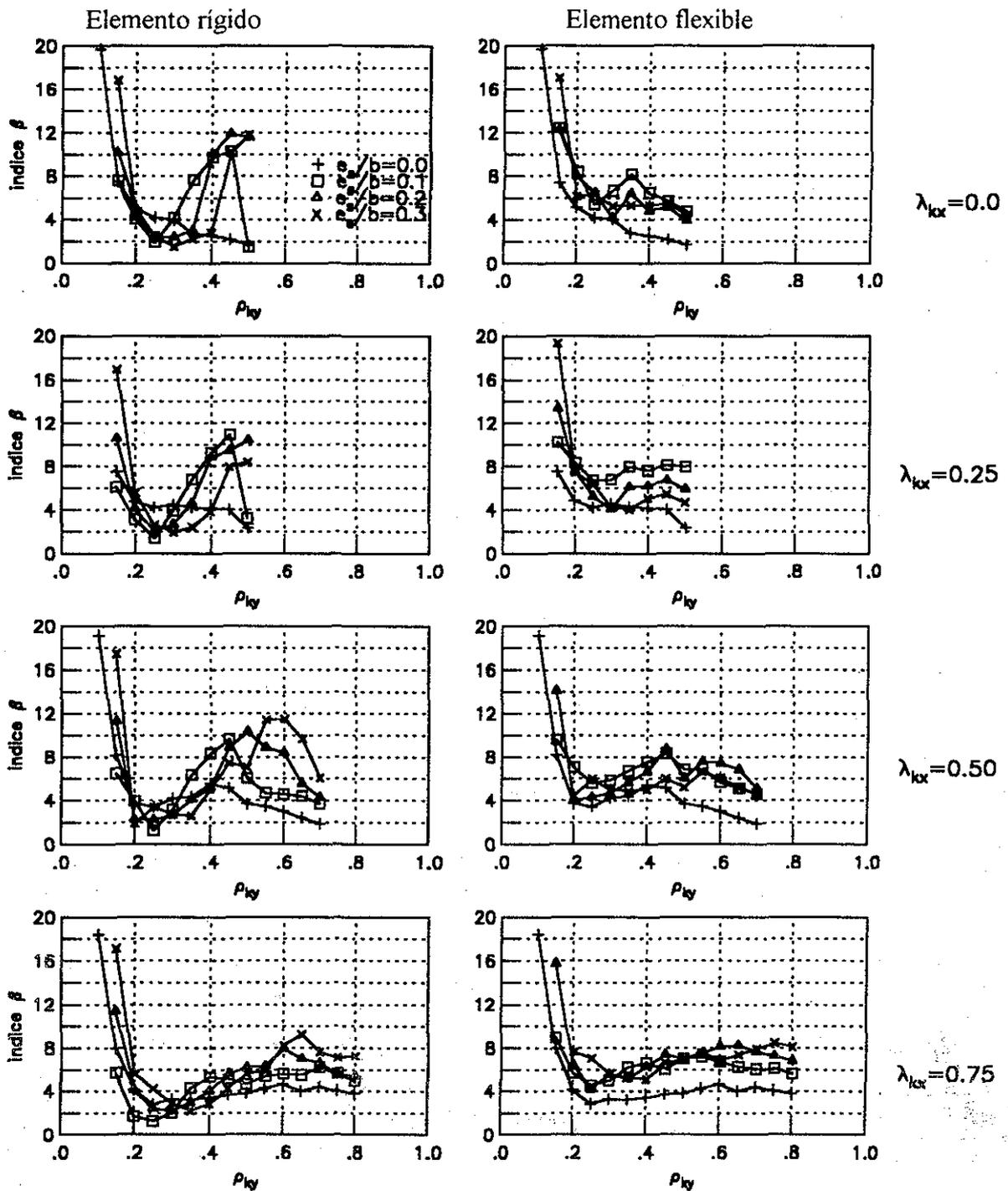


Fig. 6.2.6 Índice de confiabilidad para modelos con $Q=2$, $T=1s$, RCDF01 y $D=4$

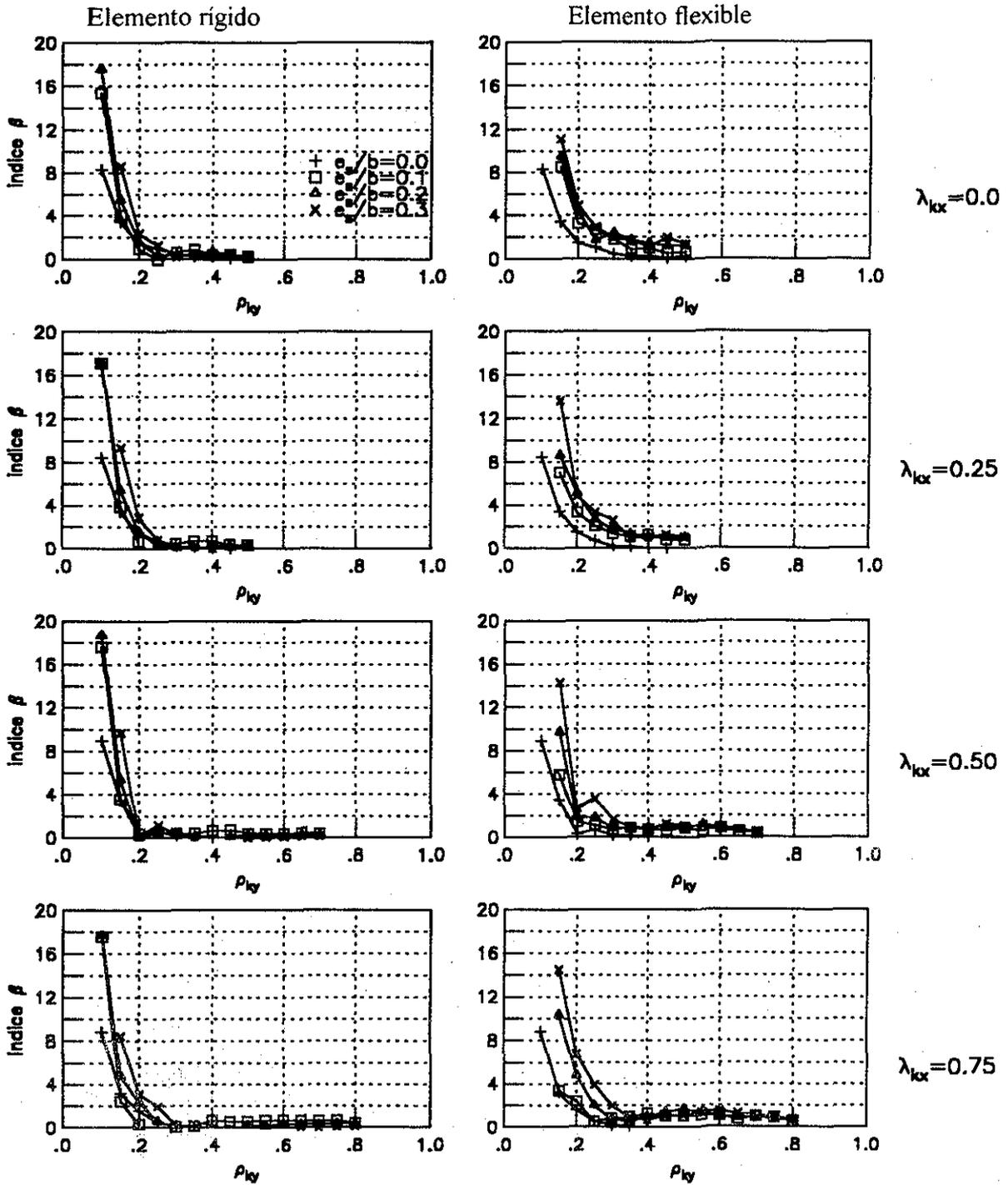


Fig. 6.2.7 Índice de confiabilidad para modelos con $Q=4$, $T=1s$, RCDF95 y $D=4$

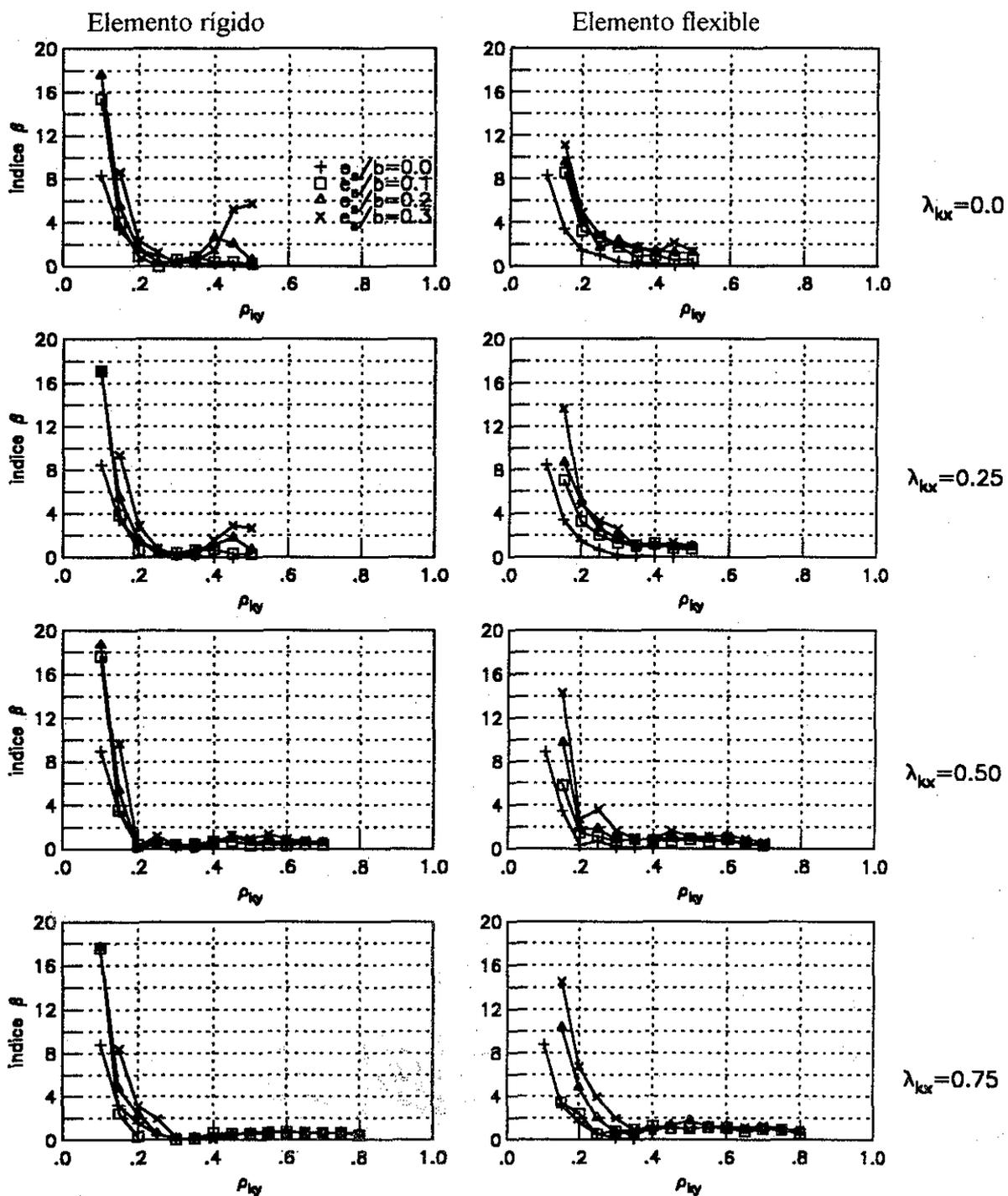


Fig. 6.2.8 Índice de confiabilidad para modelos con $Q=4$, $T=1s$, RCDF01 y $D=4$

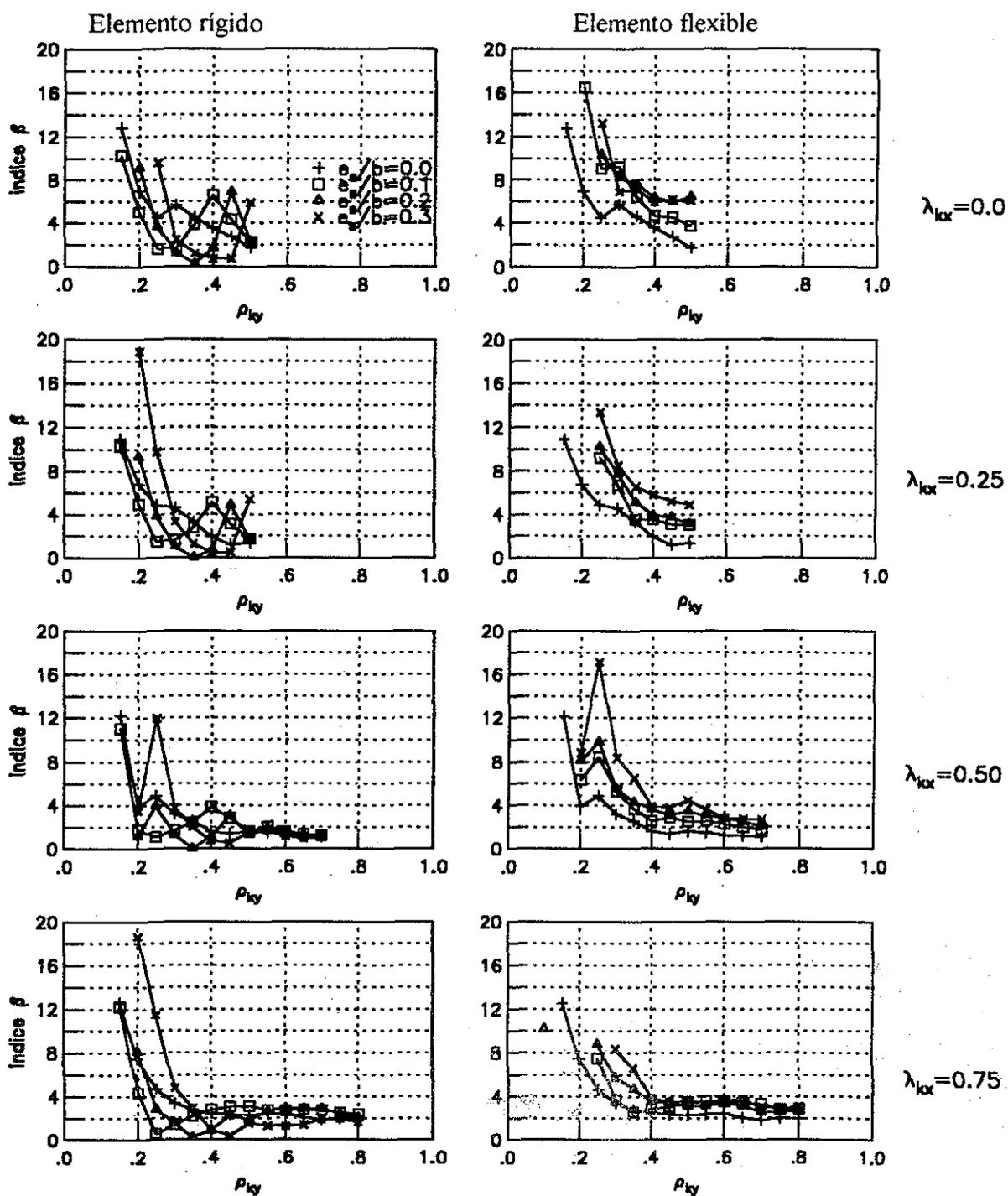


Fig. 6.2.9 Índice de confiabilidad para modelos con $Q=2$, $T=1.5s$, RCDF95 y $D=4$

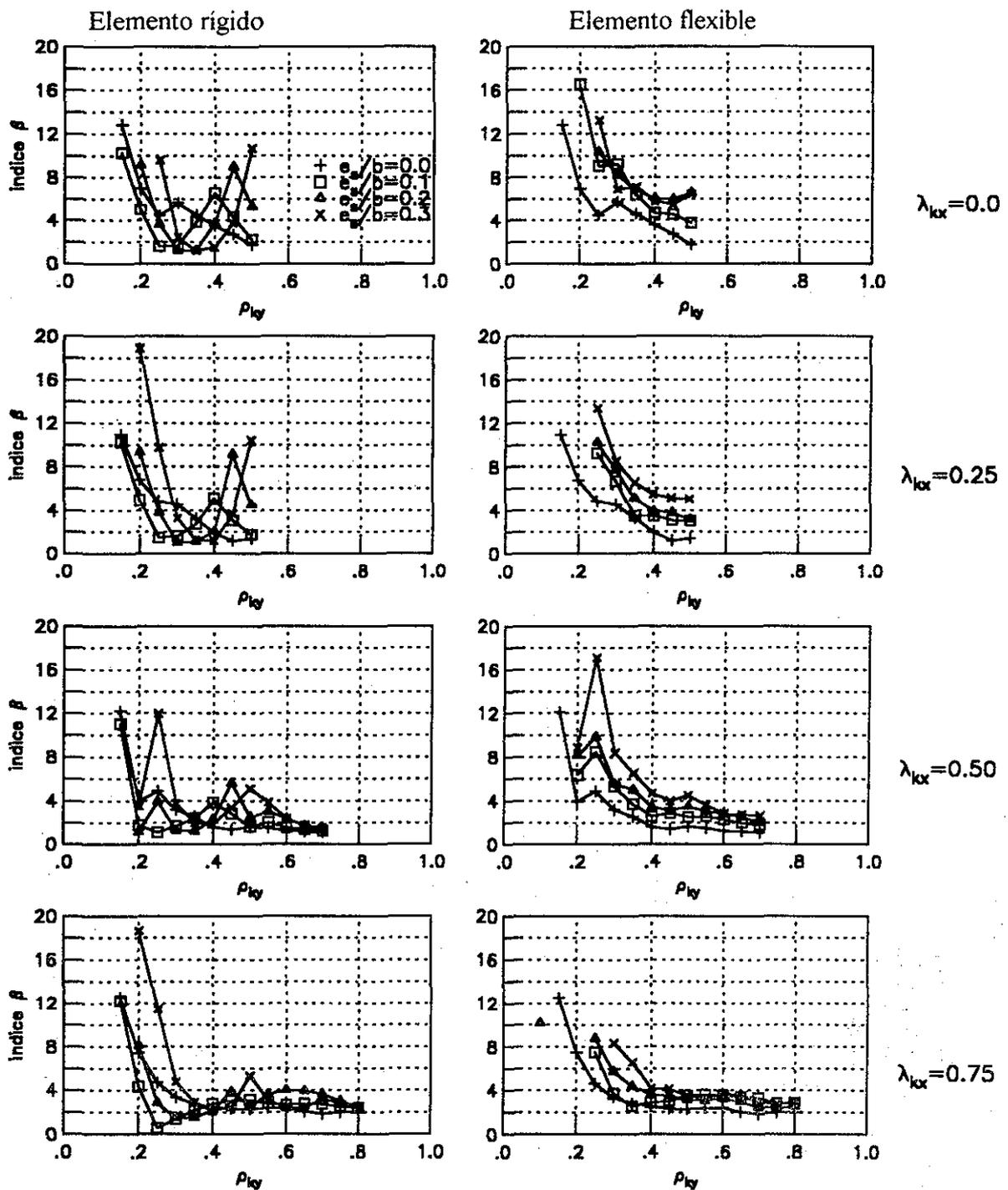


Fig. 6.2.10 Índice de confiabilidad para modelos con $Q=2$, $T=1.5s$, RCDF01 y $D=4$

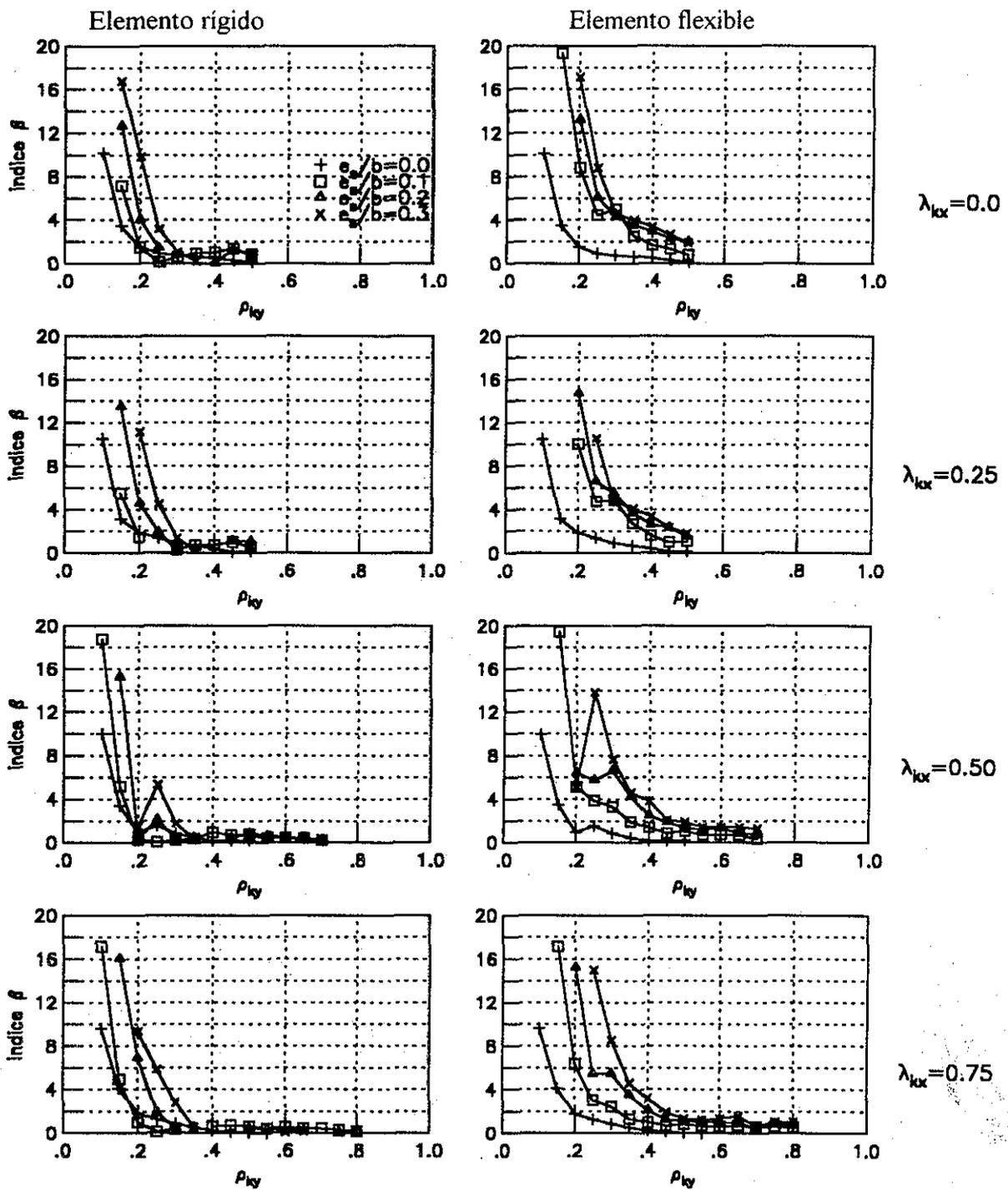


Fig. 6.2.11 Índice de confiabilidad para modelos con $Q=4$, $T=1.5s$, RCDF95 y $D=4$

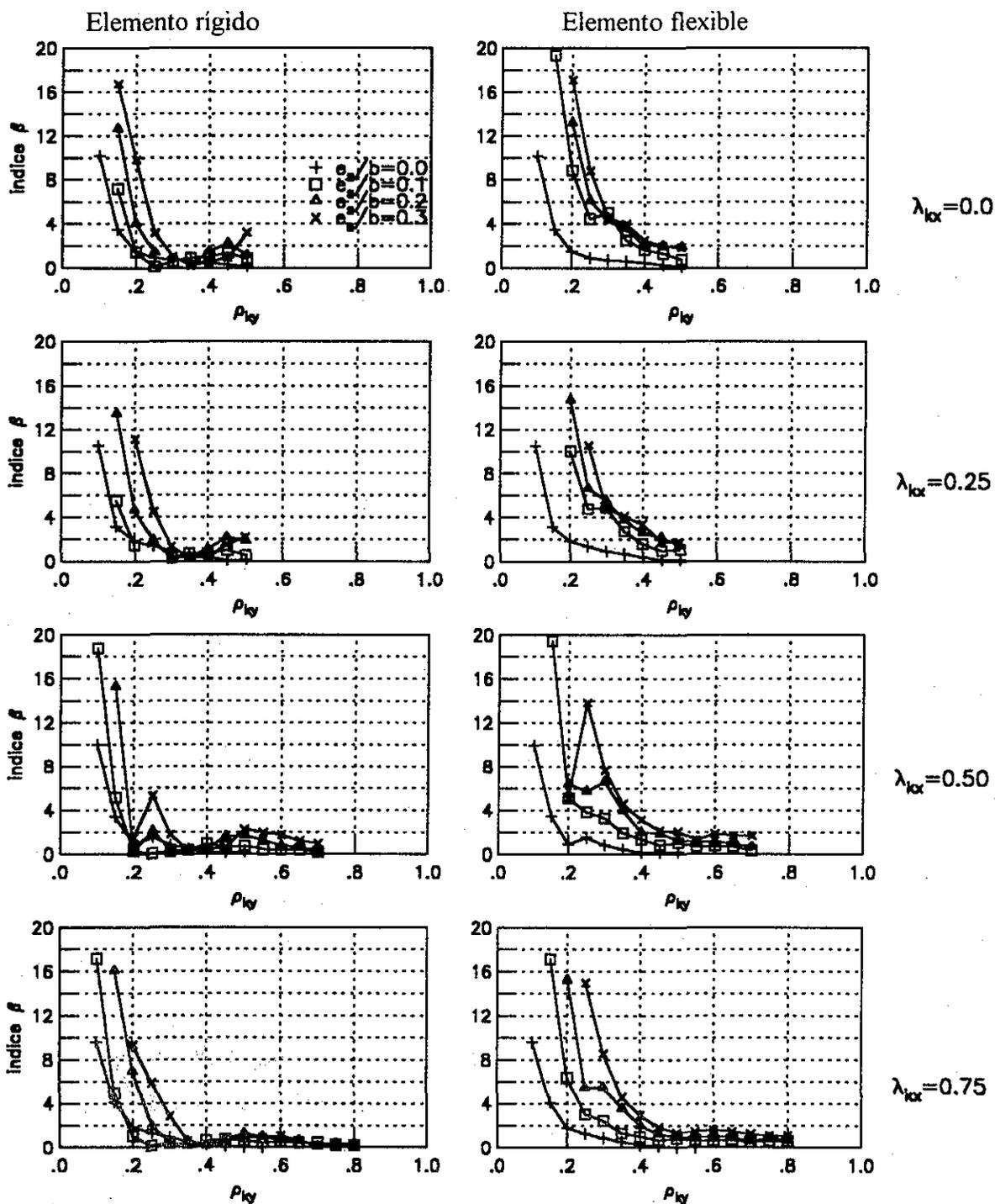


Fig. 6.2.12 Índice de confiabilidad para modelos con $Q=4$, $T=1.5s$, RCDF01 y $D=4$

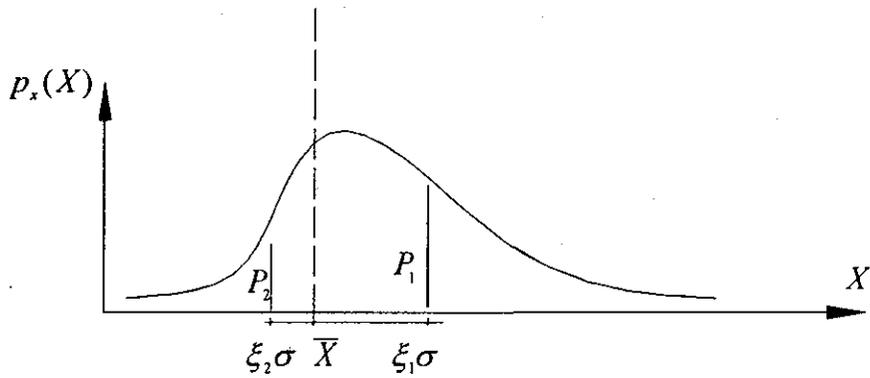


Fig. A.1 Concentraciones de la fdp $p_x(X)$, según el método de Estimaciones Bipuntuales

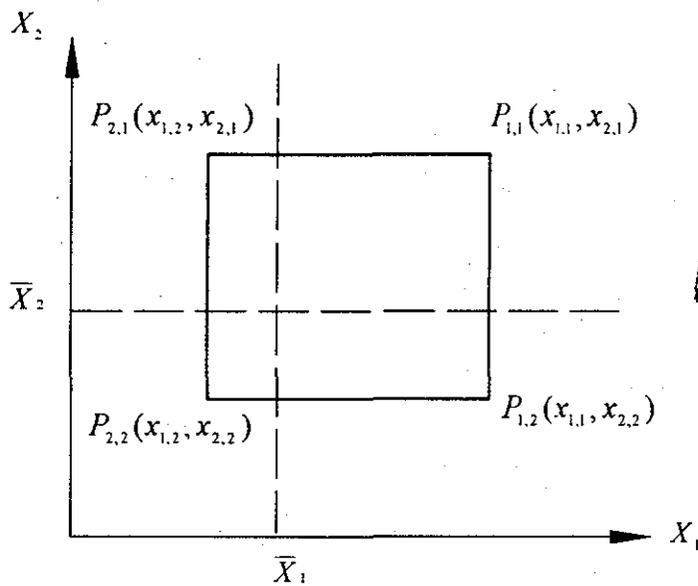


Fig. A.2 Concentraciones de probabilidad para dos variables aleatorias según el método de Estimaciones Bipuntuales

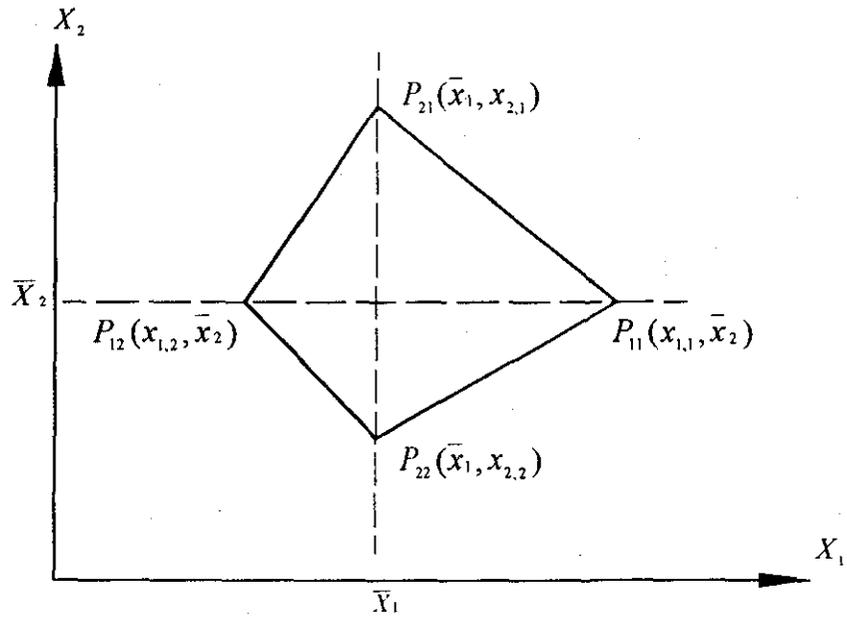


Fig. A.2 Concentraciones de probabilidad para dos variables aleatorias según el método Concentraciones Puntuales

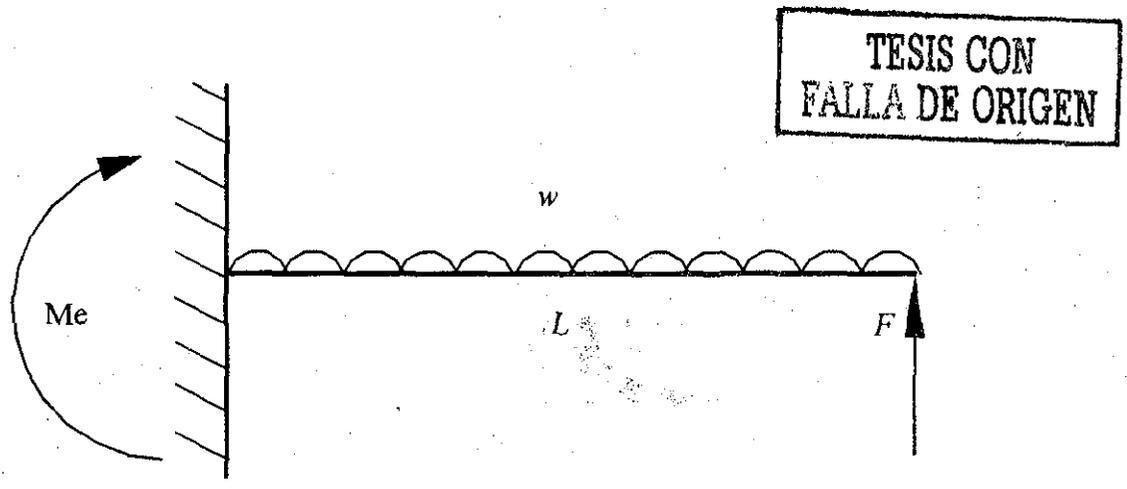


Fig. A.4 Modelo estructural con propiedades inciertas