



01161
11

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

TESIS

**CONFIABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS
CONSIDERANDO DIFERENTES CRITERIOS DE
CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN ESTRUCTURAL**

PRESENTADA POR:

OSCAR MÉNDEZ CRUZ

PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)**

DIRIGIDA POR:

Dr. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ

México D.F., Ciudad Universitaria

Octubre 2001

297969



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.

DEDICATORIAS

A mi padre: Andrés Méndez Reyes, porque sin temor a equivocarte, siempre podrás depositar tu confianza en mi.

A mi madre: Ma. Del Rayo Cruz Gómez, porque sé que esta tesis te arrebató, por un periodo de tiempo, un pedazo de tu vida.

Dedico especialmente esta tesis a mi querida novia: Ma. Elena Barroso Zamarrón, por regalarme, siempre, esa hermosa y sincera sonrisa y por estar conmigo en cualquier circunstancia.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM, por haberme dado la oportunidad de entrar en sus angostas y grandiosas puertas.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, en especial al área de Mecánica Aplicada, por darme un espacio como becario.

Un especial agradecimiento al Dr. Orlando J. Díaz López, director de esta tesis, por brindarme el apoyo necesario para cumplir mi objetivo.

A mi tía: Dra. Ma. Esther Méndez Reyes, por ese deseo incondicional de estar siempre apoyándome en mis estudios.

Al jurado: Dr. Luis Esteva, Dra. Sonia Ruiz, Dr. José Alberto Escobar y Dr. Jaime García, gracias por sus comentarios y sugerencias a esta tesis.

RESUMEN

Se estudia la confiabilidad de marcos estructurales de edificios de concreto reforzado sujetos a perturbaciones sísmicas. La confiabilidad de los sistemas se estima a partir del índice de respuesta definido como la relación de la capacidad de deformación máxima a la capacidad de deformación demandada en la estructura. El índice de respuesta se calcula considerando dos criterios diferentes: de entrepiso y global. Para el índice de respuesta de entrepiso se toman dos formas para calcular la capacidad de deformación máxima: una obtenida a partir de los valores indicativos de la ductilidad disponible de acuerdo con el criterio de diseño utilizado y la otra utilizando estimaciones de la distribución de probabilidades de dicha capacidad. Para el índice de respuesta global la capacidad de deformación máxima está dada por el desplazamiento máximo en la azotea.

Se estudian marcos de edificios de varios niveles diseñados para diferentes coeficientes de diseño sísmico. En los análisis de respuesta sísmica se consideran diferentes tipos de comportamiento histerético en los elementos estructurales: bilineal, de Takeda y deterioro de rigidez y resistencia. Además, se toma en cuenta la incertidumbre tanto en las propiedades estructurales de los sistemas, como en las características del movimiento sísmico.

Los resultados muestran que para el caso en que se toma el índice de respuesta de entrepiso, la confiabilidad de las estructuras puede variar significativamente dependiendo de la forma en que se calcule la capacidad de deformación máxima. En el caso en que se toman las estimaciones de la distribución de probabilidades de la capacidad de entrepiso, los resultados muestran que el índice de confiabilidad calculado con ese criterio proporciona valores muy parecidos a los estimados considerando el índice de respuesta global.

Se desarrolla un modelo simplificado de referencia de un grado de libertad, con periodo igual al fundamental de la estructura real y con valores de la rigidez y la resistencia lateral

obtenidos mediante un estudio de empuje lateral sobre la estructura original. Se relaciona la respuesta de este modelo simplificado con el índice de confiabilidad de los sistemas complejos. Dicha respuesta está dada por el valor esperado de la demanda de ductilidad que desarrolla el sistema simple ante una excitación sísmica de intensidad dada. Los resultados que se obtienen pueden emplearse para el desarrollo de criterios de diseño sísmico aplicables en condiciones prácticas.

CONTENIDO

DEDICATORIAS	i
AGRADECIMIENTOS	ii
RESUMEN	iii
CONTENIDO	v
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. Objetivos y alcances	2
CAPÍTULO 2. CONFIABILIDAD DE ESTRUCTURAS	4
2.1 Análisis de confiabilidad	4
CAPÍTULO 3. FACTOR DE SEGURIDAD Y CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES	9
3.1 Factor de seguridad	9
3.1.1 Factor de seguridad de entrepiso	10
3.1.2 Factor de seguridad global	10
3.2 Capacidad de deformación de sistemas estructurales	10
3.2.1 Capacidad de deformación de entrepiso	11
3.2.2 Capacidad de deformación global	14
CAPÍTULO 4. CASOS ESTUDIADOS	16
4.1 Edificios de traves y columnas	16
4.1.1 Edificios Normales	17
4.1.2 Edificios Modificados	18
4.1.3 Análisis y Diseño de los Edificios	21
4.2 Incertidumbre en las propiedades estructurales y cargas gravitacionales	23
4.2.1 Incertidumbre en la geometría de los miembros	24
4.2.1.1 Traves	24

4.2.1.2	Columnas	24
4.2.2	Incertidumbre en la resistencia de los materiales	25
4.2.2.1	Esfuerzo de fluencia del acero, f_y	25
4.2.2.2	Esfuerzo de compresión del concreto, f'_c	25
4.2.2.3	Parámetros que definen la curva f_s - ε del acero propuesta Park y Paulay	26
4.2.3	Correlación entre las propiedades de los miembros estructurales	26
4.2.4	Incertidumbre en las cargas gravitacionales	27
4.2.4.1	Carga muerta	27
4.2.4.2	Carga viva	27
4.3	Modelos de comportamiento histerético	28
4.3.1	Modelo bilineal	29
4.3.2	Modelo con degradación de rigidez (Takeda)	29
4.3.3	Modelo con degradación de rigidez y deterioro de la resistencia	31
4.4	Excitación sísmica	32
4.4.1	Modelo probabilístico del movimiento del terreno	32
4.4.2	Intensidades estudiadas	33
CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS		34
5.1	Modelo estructural	34
5.2	Metodología	36
5.3	Resultados	38
5.3.1	Resultados considerando la capacidad de deformación de entrepiso. Criterio 1.	38
5.3.1.1	Caso 1	39
5.3.1.2	Caso 2	47
5.3.2	Resultados considerando la capacidad de deformación de entrepiso. Criterio 2.	48
5.3.2.1	Caso 1	49
5.3.2.2	Caso 2	52

5.3.3	Resultados considerando la capacidad de deformación global.	56
5.3.3.1	Edificios normales	56
5.3.3.2	Edificios modificados	59
CAPÍTULO 6. FUNCIONES DE CONFIABILIDAD		64
6.1	Sistema de referencia	64
6.2	Casos estudiados	66
6.3	Relaciones $R-\beta$	67
CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES		75
CAPÍTULO 8. REFERENCIAS		78
TABLAS Y FIGURAS		84

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

En el estudio de la confiabilidad sísmica de sistemas estructurales se presentan diversos aspectos, que se deben considerar para la estimación de la respuesta de los sistemas estructurales. Entre estos se pueden señalar las incertidumbres en los modelos y reglas de comportamiento de los miembros de la estructura, así como una definición adecuada de los criterios de falla que rigen el comportamiento de la estructura. Diversos estudios respecto a la estimación de la probabilidad de falla de los sistemas estructurales han mostrado que ésta depende de manera importante del número de grados de libertad y puede variar en bandas muy amplias para diversas combinaciones de las propiedades mecánicas significativas y de sus distribuciones de probabilidades (Esteve y Ruiz, 1989). También es muy sensible a las irregularidades en planta y en elevación, a las distribuciones espaciales de masa, rigideces y resistencias (Esteve, 1987; Ruiz y Diederich, 1989), así como las relaciones entre rigideces de posfluencia e inicial. (Esteve, 1995).

Sin embargo, entre los aspectos que han recibido menor atención se encuentra la influencia de las incertidumbres acerca de las propiedades de la estructura y la definición de

criterios de falla de sistemas no lineales de varios grados de libertad para el análisis de probabilidad de falla de tales sistemas ante la acción de sismos (Esteva y Ruiz, 1989; Esteva, Díaz, Mendoza y Quiroz, 1989).

Por lo anterior se han desarrollado criterios y herramientas que toman en cuenta estos aspectos en los niveles de seguridad que poseen las estructuras. En estudios previos (Mendoza, Díaz y Esteva, 1997) se ha presentado la manera de realizar análisis de confiabilidad estructural de sistemas de marcos regulares de edificios considerando incertidumbre tanto en las propiedades estructurales como en las características del movimiento del terreno y también una metodología simple, manejable y generalizable para sistematizar dichos análisis de confiabilidad de manera de poderlos emplear para formular recomendaciones para seleccionar espectros de diseño sísmico que conduzcan a niveles de seguridad preestablecidos. De estos estudios se han obtenido funciones que expresan el nivel de confiabilidad que se logra para algunos marcos de edificios de varias alturas desplazados sobre el terreno blando en el valle de México como función de la intensidad sísmica y el criterio de diseño adoptado; aplicando el método de Monte Carlo para simular las propiedades estructurales inciertas y considerando que se presenta la falla del sistema si en algunos de los entrepisos se excede una cierta capacidad de deformación.

1.2 Objetivos y alcances

El trabajo que aquí se presenta está orientado a ampliar el campo de aplicabilidad del criterio propuesto en Mendoza, Díaz y Esteva (1997) para realizar análisis de confiabilidad de sistemas estructurales sujetos a perturbaciones sísmicas, considerando dos criterios alternativos para definir la condición de falla estructural o capacidad de deformación: de entrepiso y global, la cual depende de las capacidades de deformación de sus miembros. Para la capacidad de deformación de entrepiso se toman dos formas distintas para calcularla. La primera forma consiste en adoptar valores indicativos de la ductilidad disponible, tomando en cuenta los tipos de requisitos de diseño orientados a lograr dicha ductilidad. En la segunda, se utilizan estimaciones de la distribución de probabilidades de la capacidad de deformación de entrepiso. El segundo criterio toma como condición de falla la

capacidad de deformación global de la estructura, dada por el desplazamiento máximo en la azotea.

Para los análisis de confiabilidad se aplica el método de Monte Carlo, igual que en los estudios anteriores. Sin embargo, en este trabajo las condiciones de falla se basan en modelos que toman en cuenta de manera explícita las características del comportamiento de los miembros estructurales. Para la estimación de la capacidad de deformación de los sistemas estructurales a partir de las propiedades de sus miembros, se aplica el método de empuje lateral (push-over).

Además, se establece un marco de referencia, basado en el concepto de funciones de confiabilidad desarrollado en trabajos anteriores (Díaz, Esteva y Mendoza, 1998). Esto incluye una orientación sobre la aplicabilidad de sistemas simplificados de referencia (sistemas equivalentes de un grado de libertad) y sobre las incertidumbres asociadas con su capacidad de predicción de las respuestas de los sistemas reales de interés.

Dentro de la definición de sistemas equivalentes de un grado de libertad, empleados en el desarrollo de criterios y métodos aplicables basados en confiabilidad, se estudiarán indicadores de la respuesta alternativos para relacionarlos con la respuesta de los sistemas complejos.

CAPÍTULO 2. CONFIABILIDAD DE ESTRUCTURAS

2.1 Análisis de confiabilidad estructural

Para algunos estudios es importante caracterizar una estructura compleja mediante una descripción cuantitativa simple de su resistencia sísmica. Lo ideal sería poder expresar dicha resistencia en términos de un parámetro que defina la intensidad del temblor capaz de producir la falla de la estructura. De esta manera la probabilidad de falla ante un temblor de intensidad incierta se calcularía simplemente como la probabilidad de que la intensidad de falla fuera mayor que la intensidad actuante. Para un sistema lineal de un grado de libertad, cuya resistencia sísmica pueda expresarse directamente mediante una resistencia lateral única (aunque tal vez incierta), dicha resistencia lateral, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, puede tomarse como medida de la intensidad resistente, mientras que se define como intensidad actuante la ordenada del espectro de pseudoaceleraciones para el periodo natural de la estructura de interés. Esta idea puede extenderse al caso de un sistema no lineal de un grado de libertad, pero ahora definiendo como intensidades resistente y actuante, respectivamente, la capacidad de deformación del

sistema y la ordenada del espectro de deformaciones no lineales para una estructura con las propiedades carga-deformación del sistema en estudio. Si estas propiedades son inciertas, la incertidumbre en la intensidad actuante no puede desacoplarse de la asociada con la intensidad resistente, y por ello estas variables no pueden tratarse como independientes.

Lo anterior llevó a algunos investigadores (Sewell y Cornell, 1987; Inoue y Cornell, 1991; Bazzurro y Cornell, 1994; Shome y Cornell, 1999; Alamilla, 2001) a representar la resistencia sísmica de un sistema complejo en términos del factor de escala por el que debe multiplicarse un acelerograma sísmico de una intensidad especificada (medida por un parámetro adecuado) para conducir a la falla incipiente del sistema. Aunque estos autores tratan con estructuras con propiedades conocidas determinísticamente, sus ideas pueden extenderse al caso de propiedades inciertas. La aplicación práctica del criterio presenta la desventaja de que para determinar el valor del factor de escala citado arriba para una estructura y un acelerograma específicos debe hacerse iterativamente, y cada iteración implica el análisis paso a paso de la respuesta (no lineal, en general) del sistema.

Una alternativa a la descripción de la “intensidad resistente” de un sistema complejo no lineal con propiedades inciertas es una función que exprese la confiabilidad en términos de la intensidad actuante. A esta función se le dio el nombre de función de confiabilidad, la que se decidió medir en términos del índice β , cuyo significado se explica a continuación para edificios de varios pisos.

Supongamos algún edificio en cuestión, de comportamiento no lineal, respondiendo al movimiento del terreno que corresponde a un temblor de intensidad y . La capacidad lateral del edificio se mide por su capacidad de deformación, Δ_R , mientras que la acción del temblor sobre dicho edificio se mide por la deformación lateral, Δ_S , que se presenta en respuesta al movimiento del terreno. Si se designa por M al coeficiente de seguridad, Δ_R / Δ_S , en el edificio, este fallará si M es menor que 1.

Haciendo $Z = \ln M$, y extendiendo a este caso el índice β de Cornell (1969) mediremos la confiabilidad como sigue:

$$\beta = \bar{Z} / \sigma_Z \quad (2.1)$$

Mediante el Método de Monte Carlo podemos obtener β como función de y aplicando los conceptos propuestos por Esteva y Ruiz (1989). A partir de los resultados encontrados en Esteva, Mendoza y Díaz (1994) sobre estudios de sistemas de un grado de libertad se concluye que es posible que β y y se pueden relacionar como siguen:

$$\beta = a - b \ln y \quad (2.2)$$

Por otra parte, Esteva *et al* (1996) hacen ver que en un intervalo amplio de los valores de la “intensidad nominal de diseño” (coeficiente sísmico, ordenada del espectro de respuesta del temblor de diseño), β es función aproximadamente lineal de tal “intensidad de diseño”, y_D , si se mantiene constante la intensidad actuante, $y = \lambda y_o$:

$$\beta = A + B y_D \quad (2.3)$$

Donde:

λ : Factor de escala

y_o : Intensidad base

A y B : Constantes a determinar

La representación de tales resultados como se ha visto, muestran una manera adecuada de obtener la confiabilidad que tiene una estructura diseñada con un criterio dado, cuando se somete a la acción de un temblor de intensidad específica.

Sin embargo, es también de interés desarrollar procedimientos de diseño que nos permitan establecer las características de resistencia que debe tener un sistema estructural, con el fin de obtener un nivel de confiabilidad adecuado, que sean fácilmente aplicables en la práctica profesional.

El desarrollo de criterios y métodos de diseño sísmico, aplicables en condiciones prácticas, basados en medidas cuantitativas de desempeño o en indicadores de la respuesta estructural ligados con esas medidas, ha tomado gran relevancia en los estudios del análisis de

confiabilidad sísmica de sistemas estructurales. En estos criterios se busca relacionar la respuesta sísmica de sistemas estructurales detallados, con aquella que se obtiene a partir de sistemas simplificados de un grado de libertad. Estos sistemas se definen a partir de los sistemas más complejos, de tal forma que contengan las características dinámicas y propiedades de resistencia más representativas de estos últimos. La mayoría de los procedimientos desarrollados utilizan el análisis de empuje lateral para establecer la relación cortante basal-desplazamiento de azotea del sistema detallado y a partir de ella establecer el sistema simplificado.

En este trabajo se busca establecer la relación que existe entre la confiabilidad de los sistemas más complejos, con la respuesta que se obtiene con un sistema simplificado de referencia (SSR). Esto se hace de la siguiente manera:

Supongamos que partimos del espectro de respuesta lineal para un amortiguamiento dado y un periodo de recurrencia especificado. Interesa contar con información que permita relacionar ordenadas espectrales de diseño con confiabilidades de sistemas estructurales de diversos tipos y características. Es necesario obtener tales confiabilidades tanto para los temblores que correspondan al periodo de recurrencia que se tome como base para el diseño como para las posibles historias sísmicas (probabilidades de falla en lapsos dados, tasa de falla).

A fin de relacionar estas medidas de confiabilidad con los espectros y parámetros de diseño puede procederse como se describe a continuación.

1. A cada sistema que interese corresponde un sistema de referencia simplificado, definido como se propone en el capítulo 6, por un periodo natural T , un amortiguamiento ξ y un coeficiente sísmico de fluencia c_y .
2. La confiabilidad del sistema ante el temblor de referencia (correspondiente al periodo de recurrencia establecido) se expresará por medio del índice $\beta = E(\ln Z) / \sigma(\ln Z)$, definido anteriormente.
3. Considérese a la respuesta de la estructura dada por el índice de daño D , que es la relación de la demanda de deformación entre la capacidad de deformación. Este índice

se puede expresar, para un temblor cuya intensidad está especificada por S_d , la ordenada del espectro de desplazamientos para un nivel de resistencia dado como:

$$D = \varphi \frac{S_d}{\delta_y} \quad (2.4)$$

Aquí, φ es un factor aleatorio que transforma la respuesta máxima de un sistema de varios grados de libertad en la máxima de uno de un grado de libertad; δ_y es la deformación de fluencia del SSR (sistema simplificado de referencia). En este caso S_d está referida al sistema simple de referencia y el cociente $R = S_d / \delta_y$ es un parámetro de diseño relacionado con dicho sistema.

De acuerdo con lo anterior es posible sugerir un formato de diseño, en el cual el espectro de diseño sísmico y los correspondientes factores de seguridad se pueden establecer relacionando la respuesta estructural a nivel de las funciones de confiabilidad de sistemas de múltiples grados de libertad, representativos de casos típicos de la práctica, con la que se obtenga a partir de la respuesta sísmica de sistemas simplificados de referencia (SSR).

CAPÍTULO 3. FACTOR DE SEGURIDAD Y CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES

3.1 Factor de seguridad

Según el capítulo anterior, el índice de confiabilidad β está en función de un factor de seguridad dado por:

$$M = \Delta_R / \Delta_S \quad (3.1)$$

donde

Δ_R es la capacidad de deformación lateral del sistema

Δ_S es la deformación lateral del sistema impuesta por el sismo

A continuación se presentan dos maneras diferentes de definir ese factor de seguridad.

3.1.1 Factor de seguridad de entrepiso

La primera manera de definir el factor de seguridad es desde el punto de vista de entrepiso del edificio, el cual se obtiene como el cociente de la capacidad de deformación máxima del entrepiso j , Δ_{Rj} , entre la deformación máxima de entrepiso desarrollada, Δ_S . Si se designa por M_j al coeficiente de seguridad, Δ_{Rj}/Δ_{Sj} , en el entrepiso j , el edificio falla si alguno de los M_j es menor que 1; es decir, la condición de falla se presenta si $M < 1$, en donde $M = \min(M_j), j=1, \dots, N, N = \text{número de entrepisos}$.

3.1.2 Factor de seguridad global

La segunda manera de definir el factor de seguridad es desde el punto de vista global del edificio, el cual se obtiene como el cociente de la capacidad de deformación máxima de azotea, Δ_R , entre la deformación máxima de azotea desarrollada, Δ_S . Si se designa por M al coeficiente de seguridad, Δ_R/Δ_S , el edificio falla si M es menor que 1; es decir, la condición de falla se presenta si $M < 1$.

3.2 Capacidad de deformación de sistemas estructurales

No es sencillo obtener la capacidad de deformación de un sistema estructural, ya que depende de diferentes factores como son: la capacidad de deformación de sus miembros, en donde se supone concentrado el comportamiento no lineal de dicho sistema, el modo en que éste se deforme y el tipo de carga que soporte (monotónica o cíclica) en la cual se acusen los efectos de fatiga entre otros. En general esta capacidad puede estar representada ya sea por la capacidad de deformación de los elementos individuales, por la de una parte de la estructura como sería un entrepiso, o por la de la estructura total.

Como se dijo en el subcapítulo anterior, en este trabajo el factor de seguridad se define considerando dos diferentes formas de evaluar la capacidad de deformación del sistema: de entrepiso y global.

3.2.1 Capacidad de deformación de entrepiso

Para la capacidad de deformación de entrepiso se toman dos criterios distintos para calcularla:

Criterio 1.

La primer forma consiste en adoptar valores indicativos de la ductilidad disponible, tomando en cuenta el tipo de requisitos de diseño orientados a lograr dicha ductilidad. La capacidad de deformación de cada entrepiso se toma entonces igual al producto de su deformación de fluencia por la ductilidad disponible. La capacidad dúctil de entrepiso se obtiene utilizando una expresión propuesta por Esteva y Ruiz (1989):

$$\bar{\mu} = \mu e^{(1.65 V_{\mu})} \quad (3.2)$$

Donde μ es el valor nominal y V_{μ} es el coeficiente de variación de la ductilidad. Este último se tomó igual a 0.25. Se supone una función de probabilidades del tipo lognormal. Se considera que las ductilidades de los entrepisos están correlacionadas entre sí. Para ello se supone un coeficiente de correlación de 0.7. Las ductilidades se simulan con una distribución lognormal multivariada (Esteva, Díaz y Flores, 1990). Dada la manera en que se calcula la capacidad de deformación máxima, es posible su aplicación cualquiera que sea el comportamiento hysterético que se le asigne a los elementos estructurales.

Con este criterio es necesario conocer la deformación de fluencia de entrepiso, Δ_y . Esta deformación no es sencilla de obtener pues depende de la capacidad de fluencia de los elementos individuales y de la formación de articulaciones plásticas en ellos (mecanismo), la cual depende de la manera en que se deforma el sistema. En este trabajo se utilizó el procedimiento dado en Esteva *et al* (1997) para su cálculo, el cual consiste en:

Primer paso:

Se calcula la rigidez lateral de cada entrepiso del marco aplicando una distribución de fuerzas similares al criterio estático del Reglamento de Construcciones del Distrito

Federal (RCDF, Departamento del Distrito Federal, 1993) (como se considera un comportamiento elástico no importa la magnitud de las fuerzas laterales, solo su distribución). Con estas fuerzas se obtienen los desplazamientos de entrepiso, y dividiendo los cortantes de entrepiso entre los desplazamientos relativos se obtiene dicha rigidez lateral.

Segundo paso:

Encontrar los cortantes de fluencia de cada entrepiso. Se obtienen con el criterio de suponer un mecanismo del marco al formarse articulaciones plásticas en los extremos de todas las traveses y en el extremo inferior de las columnas del primer entrepiso. Se considera un modo de falla lateral tanto a la derecha como a la izquierda (Fig. 3.1).

Para cada modo de falla se realiza el siguiente procedimiento:

- a) Equilibrio de cada nudo. La suma de los momentos de fluencia de las traveses (momentos que definen su correspondiente superficie de fluencia) que concurren al nudo, se distribuye en las columnas (una o dos) que llegan al nudo (Fig. 3.2), en función de sus rigideces a flexión, EI/L (E es el módulo de elasticidad del material, I el momento de inercia de la sección y L la longitud del elemento).
- b) Estos momentos se comparan con el momento resistente de la respectiva columna. El momento resistente se obtiene de la superficie de fluencia correspondiente (Fig. 3.3) considerando una fuerza normal sobre la columna obtenida de una bajada de cargas gravitacionales únicamente. Si el equilibrio en el nudo proporciona en una columna un momento actuante mayor al resistente, se considera que la articulación plástica aparece en la columna.

Con los momentos obtenidos por equilibrio en cada columna, se calculan sus cortantes, y de estos, la fuerza cortante de fluencia de cada entrepiso (suma de cortantes de todas las columnas de un entrepiso).

La deformación de fluencia de entrepiso se obtiene del cociente de la fuerza cortante de fluencia entre la rigidez lateral elástica de entrepiso obtenida en el paso 1.

Criterio 2.

La segunda manera de obtener la capacidad de deformación de entrepiso es mediante la utilización de las estimaciones teóricas de los valores de la media y desviación estándar de la capacidad de deformación máxima de entrepiso que se obtuvieron en Díaz *et al* (2000). En dicho trabajo, la capacidad de deformación de entrepiso se obtuvo realizando un análisis de empuje lateral y del cual se obtiene la curva fuerza cortante-deformación lateral de entrepiso. En los análisis de empuje lateral (push-over), cada vez que una sección de algún miembro alcanza la capacidad local de deformación, se anula la fuerza interna que se desarrolla en dicha sección así como su contribución a la rigidez de la estructura. Como consecuencia de esto, la curva que relaciona fuerzas cortantes contra deformaciones laterales de entrepiso alcanzará un máximo y empezará a decrecer. Hacen ver que no es fácil establecer en que punto el sistema ya no es aceptable. El criterio que utilizaron fue que la estructura ya no es funcional o ha fallado cuando su capacidad resistente se ha reducido en un 80 por ciento con respecto al máximo que es capaz de alcanzar. La deformación de fluencia y máxima de cada entrepiso la obtuvieron modelando a cada uno de ellos como una subestructura como se describe a continuación:

Para el primer entrepiso, la subestructura esta formada por las trabes del primer nivel, las columnas de ese entrepiso y las partes de las columnas del entrepiso superior hasta su punto de inflexión (Fig. 3.4(a)). Para los entrepisos intermedios, i , la subestructura esta formada por las trabes en los niveles superior e inferior del mismo, las columnas de ese entrepiso y las partes de las columnas de los entrepisos superior, $i+1$, e inferior, $i-1$, hasta su punto de inflexión (Fig. 3.4(b)). Finalmente, para el último entrepiso, n , la subestructura esta formada por las trabes de los niveles n y $n-1$, las columnas de ese último entrepiso y las partes de las columnas del entrepiso inferior hasta su punto de inflexión (Fig. 3.4(c)). Los autores consideraron que, en las subestructuras modeladas, los entrepisos en estudio mantenían su respectiva masa, m , en cada nivel; y por simplicidad, tomaron que el punto de inflexión en todas esas columnas se encontraba a la mitad de la altura de entrepiso, H , correspondiente, por lo que colocaron articulaciones en ese punto; en las partes de las columnas superiores se concentró una sumatoria de las masas de los pisos que gravitaban

sobre ella. Las subestructuras las supusieron apoyadas en las columnas de la parte inferior sin masa.

Los modelos de los entrepisos definidos de esa manera los analizaron en forma dinámica ante una aceleración monotónica creciente en el apoyo. Supusieron que las articulaciones se formaban en los extremos de los elementos. Del análisis obtuvieron la curva cortante-desplazamiento de entrepiso a la cual ajustaron una relación del tipo bilineal. Como se dijo anteriormente, consideran que la deformación de falla sucede cuando la reducción del cortante de entrepiso alcanza un 80 por ciento del máximo.

Así entonces, tomando en cuenta lo anterior y al aplicar el método de Monte Carlo para obtener simulaciones del sistema estudiado, obtuvieron las estimaciones de los valores de la media y desviación estándar de la capacidad de deformación máxima de entrepiso para estructuras de distintos niveles, diseñadas con diferentes coeficientes sísmicos. En las tablas 3.1 a 3.4 se dan los valores de la media y coeficiente de variación que calcularon para los casos que estudiaron. Estos valores corresponden a la capacidad de deformación lateral máxima de cada entrepiso en el sentido positivo y negativo del sistema. Consideran que esta capacidad tiene una distribución lognormal multivariada. En la referencia citada (Díaz *et al*, 2000) se pueden encontrar los valores del coeficiente de correlación que se tienen para esta variable.

Estos resultados se usan en los estudios de respuesta sísmica que se realizan en este trabajo, ya que se toman los mismos casos de estructuras que los de la referencia citada.

3.2.2 Capacidad de deformación global

Una medida del comportamiento global de la estructura está dada por el desplazamiento máximo en la azotea. Este parámetro permite conocer las condiciones globales del sistema, aunque no es posible con él obtener información sobre lo que sucede en partes específicas de la estructura.

La capacidad de deformación global de la estructura se obtiene realizando un empuje lateral dinámico aplicando una aceleración monotónica creciente en el apoyo. Del análisis se obtiene la relación del desplazamiento en la azotea con respecto al cortante en la base. La

estructura se deforma hasta que la aparición de las articulaciones en los elementos estructurales y su posterior falla, presenten una disminución en su capacidad resistente global. La deformación de falla se establece cuando la reducción de la capacidad alcanza un 80 por ciento del máximo alcanzado.

Para los casos analizados con este criterio, la obtención de la capacidad de deformación máxima global de una estructura, se hizo haciendo un análisis de empuje lateral para cada caso estudiado, es decir, se obtuvo la capacidad de deformación “real” de cada estructura en lugar de simular dicha capacidad, tal como se hizo en el caso de la capacidad de entrepiso. Este procedimiento permite realizar un análisis más preciso de la respuesta estructural, así como de la estimación del factor de seguridad.

CAPÍTULO 4. CASOS ESTUDIADOS

4.1 Edificios de traves y columnas

Para realizar el estudio de análisis de confiabilidad sísmica, se consideran dos grupos de edificios: normales y modificados; los cuales se ubican en la zona blanda del Distrito Federal (Zona III del RCDF), y específicamente en un sitio en el que el periodo dominante del suelo, T_s , es igual a 2 segundos.

Los edificios del primer grupo (normales) son de 5, 10, 15 y 20 niveles, y se obtienen a partir de un análisis y de un diseño convencional de acuerdo con el RCDF y las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC, Departamento del DF, 1996). Estos edificios tienen un periodo de vibración de 0.641, 1.096, 1.544 y 1.628 segundos, respectivamente que los caracteriza.

Los edificios del segundo grupo (modificados) son también de 5, 10, 15 y 20 niveles, y tienen la característica de que sus traves son más rígidas que las columnas, manteniendo la misma rigidez de entrepiso. Sus periodos de vibración son parecidos a los de los edificios normales con valores de 0.619, 1.124, 1.581 y 1.681 segundos, respectivamente.

4.1.1 Edificios normales

Las características principales de estos edificios se describen a continuación:

Edificio de 5 niveles

- Altura del primer entrepiso de 3.5m y 2.8m en el resto de los entrepisos. Altura total de 14.70m
- Planta cuadrada de 10 x 10m
- 3 ejes de columnas (marcos) en cada dirección, con una separación entre ejes de 5m
- Relación de esbeltez, (altura/ancho) de 1.47

Edificio de 10 niveles

- Altura del primer entrepiso de 4.0m y 3.0m en el resto de los entrepisos. Altura total de 31.0m
- Planta cuadrada de 12.40 x 12.40m
- 3 ejes de columnas (marcos) en cada dirección, con una separación entre ejes de 6.2m
- Relación de esbeltez, (altura/ancho) de 2.5

Edificio de 15 niveles

- Altura del primer entrepiso de 4.0m y 3.2m en el resto de los entrepisos. Altura total de 48.8m
- Planta cuadrada de 19.50 x 19.50m
- 4 ejes de columnas (marcos) en cada dirección, con una separación entre ejes de 6.5m
- Relación de esbeltez, (altura/ancho) de 2.5

Edificio de 20 niveles

- Altura del primer entrepiso de 4.0m y 3.2m en el resto de los entrepisos. Altura total de 64.8m
- Planta cuadrada de 26 x 26m
- 5 ejes de columnas (marcos) en cada dirección, con una separación entre ejes de 6.5m
- Relación de esbeltez, (altura/ancho) de 2.5

4.1.2 Edificios modificados

Los edificios modificados surgen de la necesidad de observar qué pasa cuando las secciones propuestas deben cumplir con un determinado diseño arquitectónico. Se desea estudiar el caso en el cuál se tienen traveses con una rigidez proporcionalmente más grande que la de las columnas y que acercan a la estructura al caso de un sistema con comportamiento de cortante. Las estructuras se proponen de tal forma que mantengan las rigideces laterales de entrepiso obtenidas para los edificios normales, y que su periodo de vibración sea cercano al de éstos, con el fin de poder comparar los índices de confiabilidad entre los dos grupos de edificios.

La modificación de las secciones de traveses y columnas, así como la altura de entrepiso en caso de ser necesario, se realiza mediante un análisis iterativo utilizando las fórmulas de Wilbur (Bazán y Meli, 1985). Las fórmulas utilizadas fueron suponiendo columnas empotradas en la cimentación.

$$R_1 = \frac{48E}{h_1 \left[\frac{4h_1}{\sum K_{c1}} + \frac{h_1+h_2}{\sum K_{t1} + \frac{\sum K_{c1}}{12}} \right]} \tag{4.1}$$

$$R_2 = \frac{48E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\sum K_{c2}} + \frac{h_1+h_2}{\sum K_{t1} + \frac{\sum K_{c1}}{12}} + \frac{h_2+h_3}{\sum K_{t2}} \right]} \tag{4.2}$$

Para entrepisos intermedios.

$$R_n = \frac{48E}{h_n \left[\frac{4h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{h_m+h_n}{\sum K_{tm}} + \frac{h_n+h_o}{\sum K_m} \right]} \tag{4.3}$$

donde:

R_n = Rigidez del entrepiso en cuestión

K_m = Rigidez (I/L) de las trabes en el nivel sobre el entrepiso n

K_{cn} = Rigidez (I/L) de las columnas del entrepiso n

m, n, o = Índices que identifican tres niveles consecutivos de abajo hacia arriba.

h_n = Altura del entrepiso n

Los edificios que se obtienen con ese análisis presentan las siguientes características principales:

Edificio de 5 niveles

- Altura del primer entrepiso de 3.5m y 2.9m en el resto de los entrepisos. Altura total de 15.1m
- Planta cuadrada de 10 x 10m
- 3 ejes de columnas (marcos) en cada dirección, con una separación entre ejes de 5m
- Relación de esbeltez (altura /ancho) 1.51

Edificio de 10 niveles

- Altura del primer entrepiso de 4m y 3.3m en el resto de los entrepisos. Altura total de 33.7m
- Planta cuadrada de 12.40 x 12.40m
- 3 ejes de columnas (marcos) en cada dirección, con una separación entre ejes de 6.2m
- Relación de esbeltez (altura /ancho) 2.71

Edificio de 15 niveles

- Altura del primer entrepiso de 4m y 3.4m en el resto de los entrepisos. Altura total de 51.6m

- Planta cuadrada de 19.50 x 19.50m
- 4 ejes de columnas (marcos) en cada dirección, con una separación entre ejes de 6.5m
- Relación de esbeltez (altura /ancho) 2.65

Edificio de 20 niveles

- Altura del primer entrepiso de 4.2m y 3.5m en el resto de los entrepisos. Altura total de 70.7m
- Planta cuadrada de 26 x 26m
- 5 ejes de columnas (marcos) en cada dirección, con una separación entre ejes de 6.5m
- Relación de esbeltez (altura /ancho) 2.72

En estos edificios fue necesario modificar las alturas de entrepiso con el fin de cumplir con los requisitos de claro libre y de mantener las rigideces de entrepiso lo más cercanas posibles a las de los edificios normales. Debido a ello se observa que los edificios modificados de 10, 15 y 20 niveles no cumplen con los requisitos de regularidad que marcan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF (NTCS, Departamento del D.F., 1995), en lo referente a la relación entre altura y la dimensión más pequeña de la base, ya que exceden del valor estipulado de 2.5. Con el fin de no incorporar una variable adicional en la comparación de los resultados entre los edificios normales y modificados, se optó por no considerar en su análisis y diseño el factor de regularidad establecido en las Normas de Diseño para este tipo de estructuras, el cual se mantuvo igual a 1.

En las figuras 4.1 y 4.2 se muestran marcos típicos de los edificios estudiados normales y modificados, respectivamente. Los marcos en cada dirección ortogonal de cada uno de los edificios tienen la misma rigidez lateral, debido a que se supuso que todas las trabes y columnas de un entrepiso tienen la misma sección (no se considera la rigidez adicional debida a la contribución de la losa). Los tableros de las losas quedan limitados por vigas principales y no se tienen vigas secundarias. Los edificios estarán destinados a oficinas.

El análisis y diseño se realizó de acuerdo con el RCDF y las NTCS y NTCC con el criterio de marco dúctil.

4.1.3. Análisis y diseño de los edificios

Para traveses y columnas se supuso concreto clase 1 con f'_c , igual a 250 kg/cm². El módulo de elasticidad se tomó como $14000\sqrt{f'_c}$, y el peso volumétrico de 2,400 kg/cm³. Se usó acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia, f_y , de 4200 kg/cm².

Para el análisis de la superestructura se tomaron en cuenta los efectos de las cargas verticales y de sismo.

Se estimaron 600 kg/m² para la carga muerta en todos los pisos, incluyendo la azotea. Esta carga toma en cuenta el peso de la losa y todos los elementos que gravitan sobre ella; no incluye el peso propio de traveses y columnas. Las cargas vivas se obtuvieron del Art. 199 del RCDF considerando su uso para oficinas:

Carga viva máxima para pisos intermedios: 250 kg/m²

Carga viva instantánea para pisos intermedios: 180 kg/m²

Con el fin de simplificar el cálculo de las cargas en los estudios paramétricos que se realizaron y que son descritos más adelante, se tomó para la azotea una carga viva igual a la de los pisos intermedios.

Las cargas anteriores se transmiten según el área tributaria a las traveses que forman el marco con las columnas, donde se suponen uniformemente repartidas a lo largo de toda su longitud.

Las fuerzas horizontales por nivel, consideradas para el análisis por carga sísmica, se obtuvieron con el criterio estático de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (1995), (NTCS), tomando diferentes valores del coeficiente sísmico. El análisis se hizo considerando a las fuerzas actuando en una sola dirección horizontal del edificio. No se tomó en cuenta la torsión accidental (no hay torsión de rigideces debido a que se consideraron a los edificios regulares en planta).

El factor de comportamiento sísmico, Q , se tomó igual a 4, por considerarse estructuras formadas por marcos dúctiles. Para los edificios normales la relación de sus alturas a la dimensión menor de su base es menor o igual que 2.5, por lo que el factor de regularidad es igual a 1. El caso de los edificios modificados fue discutido anteriormente.

Las escuadrias de trabes y columnas que forman el marco (prediseño) se estimaron por iteraciones, de manera que la deformación de entrepiso por fuerza cortante no fuera mayor que 0.012 veces la altura del entrepiso, h , para un coeficiente de diseño sísmico no reducido igual a 0.4. Se aceptó el límite de desplazamiento de entrepiso igual a $0.012h$, considerando que se cumple con los requisitos de separación entre el sistema de marco y los elementos no estructurales (principalmente muros de relleno). Esto se hace con el fin de conseguir altas deformaciones en los análisis inelásticos y con ello, casos que se puedan considerar desfavorables. En todos los edificios se consideró que las dimensiones de todas las trabes y columnas en un mismo nivel o entrepiso eran iguales.

En la tabla 4.1 se muestran para cada edificio normal estudiado los periodos de vibración, las rigideces y alturas de entrepiso así como las fuerzas sísmicas y las deformaciones de entrepiso que se tienen al considerar las dimensiones de los elementos trabes y columnas que se presentan en la tabla 4.3, todo esto para el coeficiente sísmico de 0.4. Estas deformaciones se comparan con las permisibles de acuerdo al RCDF (tabla 4.1). Resultados semejantes se presentan para los edificios modificados en las tablas 4.2 y 4.4.

Para el cálculo de elementos mecánicos en el diseño de las trabes y columnas, se realizó el análisis de los edificios utilizando el programa DRAIN-2D (Powell, 1973) tomando en cuenta las siguientes combinaciones de carga:

1.4(Carga Muerta) + 1.4(Carga Viva Máxima)

1.1(Carga Muerta) + 1.1(Carga Viva Instantánea) + 1.1(Sismo)

1.1(Carga Muerta) + 1.1(Carga Viva Instantánea) - 1.1(Sismo)

Estos análisis se realizaron considerando diferentes valores del coeficiente sísmico de diseño. En la tabla 4.5 se presentan los valores del coeficiente sísmico para los que fueron diseñadas las distintas estructuras. Para el caso de coeficientes de diseño mayores de 0.4, no se realizó ninguna revisión con respecto a las deformaciones máximas de entrepiso, ya que lo que se busca es estudiar estructuras que tengan una resistencia mayor.

En el proceso de diseño de los miembros estructurales de los edificios se cumplió con las NTCC. Las consideraciones generales hechas durante el diseño fueron las siguientes:

- 1) Se tomaron en cuenta los efectos de esbeltez
- 2) Los marcos se diseñaron con el criterio de marcos dúctiles
- 3) En las trabes se cumplió con los requisitos geométricos para trabes dúctiles. Se tomó un factor de resistencia a flexión de 0.9 y para cortante de 0.6 utilizando las fuerzas cortantes de diseño obtenidas del análisis
- 4) En las columnas se cumplió con los requisitos geométricos para columnas dúctiles
- 5) Las columnas se dimensionaron por flexocompresión con un factor de resistencia de 0.6 siguiendo el procedimiento optativo
- 6) En las columnas el dimensionamiento por cortante se realizó a partir de las fuerzas cortantes obtenidas del análisis, usando un factor de resistencia igual a 0.5, obligado, porque en el diseño por flexocompresión se optó por el procedimiento optativo
- 7) Se cumplieron los requisitos de acero mínimo y máximo en trabes y columnas
- 8) En el diseño del refuerzo transversal se tomaron en cuenta los criterios de armado por confinamiento

Del proceso de diseño se obtuvieron los armados de trabes y columnas de cada edificio. En Esteva *et al* (1999) se presentan las cantidades de acero de refuerzo, longitudinal y transversal, para los edificios estudiados normales y modificados, que resultan para cada coeficiente sísmico.

4.2 Incertidumbre en las propiedades estructurales y cargas gravitacionales

En este subcapítulo se dan a conocer las incertidumbres inherentes a las propiedades geométricas y mecánicas de los elementos estructurales, así como las cargas gravitacionales que actúan sobre las estructuras.

Todo diseño estructural es aproximado, pues las cargas se deben a circunstancias y fuerzas de la naturaleza; el ingeniero no puede predecir las cargas futuras, ya que son inciertas. De igual manera la geometría y la resistencia de los materiales de los miembros estructurales son inciertas. Por lo anterior, es necesario realizar un planteamiento basado en conceptos de probabilidades, a fin de incluir la variabilidad de tales parámetros en el estudio de la

confiabilidad de los sistemas estructurales. Esto puede hacerse utilizando las técnicas de simulación estadística mediante el método de Monte Carlo (Fishman, 1996).

Los procedimientos que se utilizan para realizar estas simulaciones se pueden encontrar en Law y Kelton (1982) y Rubinstein (1981).

4.2.1 Incertidumbre en la geometría de los miembros

4.2.1.1 Trabes

Para las trabes, Mirza y Mc Gregor (1979a), recomiendan que se emplee una media igual al valor nominal + 0.254 cm y una desviación estándar de 0.366 cm para la dimensión de la base, y una media igual al valor nominal - 0.279 cm, con una desviación estándar de 0.544 cm para la dimensión del peralte.

Para el recubrimiento inferior de concreto, suponen una media igual al valor nominal + 0.16 cm, con una desviación estándar de 1.11 cm; para el recubrimiento superior de concreto suponen una media igual al valor nominal + 0.32 cm, con una desviación estándar de 1.588 cm.

Además recomiendan que se emplee una función de distribución de probabilidad tipo normal para todas las propiedades mencionadas.

4.2.1.2 Columnas

Para las columnas, Mirza y Mc Gregor (1979b) recomiendan una media igual al valor nominal + 0.159 cm para la base y la altura, con una desviación estándar de 0.635 cm para ambas.

Para el recubrimiento se toma la siguiente relación:

$$\bar{r} = r_n - 0.635 + 0.004h \quad (4.4)$$

donde:

\bar{r} : valor medio del recubrimiento

r_n : valor nominal del recubrimiento

h : es la dimensión de la columna para la cual existe el mayor momento de inercia

Se toma un valor de la desviación estándar de 0.42 cm para el recubrimiento. Además recomiendan una función de distribución tipo normal para todas las propiedades mencionadas.

4.2.2 Incertidumbre en las resistencias de los materiales

4.2.2.1 Esfuerzo de fluencia del acero, f_y

La variación en la resistencia del acero de refuerzo obedece a distintas causas (composición química, proceso de fabricación, condiciones de enfriamiento, variación del área transversal, etc.). En este trabajo los parámetros estadísticos se obtuvieron de estudios hechos en el Distrito Federal. Para la resistencia de barras de acero con valor nominal de 4200 kg/cm² Villanueva y Meli (1984) recomiendan que la media del esfuerzo de fluencia, f_y , se considera igual a 4680 kg/cm² con una desviación estándar de 450 kg/cm². Además, recomiendan que se emplee una función de distribución de probabilidades tipo normal.

4.2.2.2 Esfuerzo de compresión del concreto, f'_c

La variación de la resistencia del concreto se debe, entre otros factores, a la variación de las propiedades de los materiales que lo componen, a sus proporciones, a la variación del mezclado, transportación, colado y curado.

Meli y Mendoza (1991) recomiendan para la resistencia a compresión del concreto los siguientes parámetros:

Para $f'_c = 200$ kg/cm ²	Media = 230 kg/cm ²	Desviación estándar = 38.5 kg/cm ²
Para $f'_c = 250$ kg/cm ²	Media = 268 kg/cm ²	Desviación estándar = 44.6 kg/cm ²
Para $f'_c = 300$ kg/cm ²	Media = 321 kg/cm ²	Desviación estándar = 41.3 kg/cm ²

Proponen utilizar una función de distribución de probabilidades del tipo normal.

4.2.2.3 Parámetros que definen la curva $f_s - \varepsilon$ del acero propuesta por Park y Paulay

La curva $f_s - \varepsilon$ del acero propuesta por Park y Paulay (1984) se muestra en la figura 4.3. Esta curva servirá para determinar las resistencias de columnas y trabes. Los valores nominales que se toman para esta curva son:

$$f_{su}, \text{ esfuerzo último} = 7200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_y, \text{ esfuerzo de fluencia} = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\varepsilon_y, \text{ deformación unitaria de fluencia} = 0.002$$

$$\varepsilon_{sh}, \text{ deformación unitaria donde inicia la zona de endurecimiento} = 0.010$$

$$\varepsilon_{su}, \text{ deformación unitaria última} = 0.130$$

En el estudio realizado por Villanueva y Meli (1984) se concluye que: para f_{su} , la media y la desviación estándar resulta de 7600 kg/cm^2 y 750 kg/cm^2 respectivamente. Para ε_{st} , su media resulta de 0.01175 y su desviación estándar de 0.0024. Para ε_{su} , su media es de 0.1175 y su desviación estándar de 0.0148. La función de distribución de probabilidades se toma del tipo normal para todos los valores de la curva.

4.2.3 Correlación entre las propiedades de los miembros estructurales

Las propiedades estadísticas de los parámetros anteriores corresponden a los que se tienen para un elemento individual. En este trabajo se buscó tomar en cuenta la correlación existente entre los valores de tales parámetros para los distintos elementos que conforman a la estructura. Por lo tanto, se supone un coeficiente de correlación entre los valores de un mismo parámetro igual a 0.8 y no se considera que existe correlación entre parámetros diferentes. Tomando en cuenta esto último las variables anteriores se simularon suponiendo una distribución multivariable cuya distribución corresponde a la propuesta para cada uno de ellos. En este caso en que todos los parámetros anteriores presentan una distribución normal, los valores se simularon como una distribución normal multivariada (Law y Kelton, 1982).

4.2.4 Incertidumbre en las cargas gravitacionales

4.2.4.1 Carga muerta

Meli (1976), considera que la carga muerta posee una función de distribución de probabilidad tipo Gamma, con valor medio igual a:

$$\bar{w}_m = \frac{w_m}{1 + 2Cv_m} \quad (4.5)$$

donde:

\bar{w}_m : valor medio de la carga muerta

w_m : valor nominal de la carga muerta

Cv_m : coeficiente de variación de la carga muerta

De acuerdo con ese estudio aquí se toma un coeficiente de variación de 0.08. En este caso se supone un coeficiente de correlación para la carga muerta en un mismo nivel de 1, y de piso a piso de 0.7.

La carga muerta se simuló con una distribución tipo Gamma multivariada (Esteva *et al*, 1990).

4.2.4.2 Carga viva

Meli (1976), considera que las cargas vivas máximas tienen una función de distribución de probabilidad tipo Gamma, con un valor medio igual a:

$$\bar{w}_v = \frac{w_v}{1 + 2Cv_v} \quad (4.6)$$

donde:

\bar{w}_v : valor medio de la carga viva máxima

w_v : valor nominal de la carga viva máxima

C_{1v} : coeficiente de variación de la carga viva máxima

Como se muestra en ese estudio, el valor del coeficiente de variación de la carga, varía de acuerdo con el área tributaria. Basados en ese estudio en este trabajo se propone un valor del coeficiente de variación de la carga viva de 0.30. Además, se toma en cuenta la variación espacial en un mismo piso y de piso a piso según el trabajo de Peir (1973). En Esteva *et al* (1990) se puede encontrar una descripción más detallada de la forma en que se consideró esta variación. La carga viva se simuló con una distribución tipo Gamma multivariada.

4.3 Modelos de comportamiento histerético

Para describir el comportamiento de miembros de concreto reforzado bajo carga cíclica (reversible), se usan modelos de comportamiento histerético. Mientras que se necesitan solo unos pocos parámetros para describir su comportamiento cuando la flexión gobierna la respuesta, muchos más parámetros son necesarios en miembros con interacciones complejas de momentos flexionantes, fuerzas cortantes y axiales. El comportamiento de las regiones críticas en las vigas está gobernado por la flexión, el cortante y la transferencia de esfuerzos entre el acero de refuerzo y el concreto. En el caso de las columnas, además de los efectos anteriores, el efecto de la fuerza axial es importante. Cuando las regiones críticas están sujetas a deformaciones cíclicas se observa un deterioro considerable en la rigidez a flexión en el elemento. El deterioro de la rigidez del elemento puede atribuirse a muchas causas tales como el agrietamiento del concreto y fisuras a lo largo de las barras de refuerzo, deterioro cíclico de la adherencia entre el refuerzo de acero y el concreto a su alrededor, la presencia de las fuerzas cortantes altas, el aplastamiento y descascaramiento del concreto y el efecto Bauschinger del acero de refuerzo. Aparte de la degradación de rigidez, los miembros de concreto reforzado experimentan un deterioro de la resistencia bajo cargas cíclicas que lo llevan por encima de su nivel de fluencia. La rapidez con que la

resistencia del elemento se deteriora depende de muchos factores tales como la resistencia del concreto, la fuerza axial, la relación de confinamiento, etc.

Los efectos anteriores se reflejan en la forma de la relación fuerza-deformación histerética de los elementos. Los modelos de comportamiento histerético de elementos de concreto reforzado deben ser capaces de reproducir todos los efectos anteriores. Existen en la literatura diversos modelos histeréticos desarrollados los cuales reproducen, con diferentes grados de refinamiento, algunos o todos los efectos mencionados.

En este trabajo se estudian marcos compuestos por vigas y columnas. Los análisis se realizan suponiendo diferentes comportamientos de los elementos estructurales. Los modelos que se utilizan para representar ese comportamiento se describen a continuación. Una descripción más detallada de estos elementos y las reglas de histéresis que presentan se pueden encontrar en Díaz (1991) y Díaz, Esteva y García (1997).

4.3.1 Modelo bilineal

Es uno de los modelos más simple para comportamiento histerético no lineal de los elementos de concreto reforzado. La curva primaria fuerza-deformación del modelo (Fig. 4.4) está representada por una parte elástica la cual representa el comportamiento de la sección agrietada. En la fluencia de la sección, la rigidez del elemento presenta una pendiente positiva para simular las características del endurecimiento por deformación del acero en el concreto reforzado. En Díaz (1991) se puede encontrar una descripción de las reglas de histéresis que sigue este modelo.

4.3.2 Modelo con degradación de rigidez (Takeda)

Takeda, Sozen y Nielsen (1981) presentaron un modelo para predecir la respuesta dinámica de miembros de concreto reforzado. Ellos proponen un modelo multilineal basado en una relación fuerza-deformación que refleja satisfactoriamente las características de cambio de rigidez para las condiciones de carga y descarga en función de la historia de carga. Su modelo presenta un conjunto de reglas para representar el comportamiento histerético del

elemento ante cargas cíclicas. En general el modelo de Takeda consiste en 16 reglas diferentes con una curva primaria trilineal. La curva primaria puede incluir, además, las deformaciones de cortante. La inclusión en el modelo de un punto de quiebre en la curva trilineal debido al agrietamiento, incorpora al modelo un efecto de disipación de energía bajo carga cíclica aun antes de la fluencia de la sección, lo cual es más realista. Las reglas de histéresis propuestas definen las diferentes características de rigidez en los diferentes estados o condiciones en que se encuentra el elemento en cada ciclo de carga sucesivo.

Basados en la suposición de que una estructura sin daño, debe estar libre de deterioro en la adherencia dentro del núcleo de la articulación, el sistema de histéresis de Takeda fue simplificado. Las reglas de histéresis de Takeda simplificadas (Otani, 1974) tienen una curva principal bilineal e incluyen más reglas para cargas cíclicas de amplitud pequeña. El conjunto de reglas se usa en la determinación de la rigidez de un resorte rotacional que representa el comportamiento inelástico del elemento.

Powell (1975) propone un modelo de comportamiento histerético de vigas de concreto reforzado basado en el modelo de Takeda simplificado. Las extensiones hechas al modelo incluyen (Fig. 4.5):

1. Una reducción de la rigidez a la descarga por una cantidad que depende de la máxima rotación previa
2. La incorporación de la rigidez en la recarga variable, la cual es mayor que la del modelo de Takeda original y también depende de la historia de las rotaciones del extremo del elemento. Las relaciones para amplitudes pequeñas se suponen similares a las del modelo de Takeda, pero se formulan reglas adicionales para el cálculo de la rigidez a la recarga.

En este trabajo se tomó el modelo desarrollado por Powell para representar el comportamiento de los elementos estructurales cuando se incluye el efecto de la degradación de la rigidez. En este modelo, la reducción de la rigidez a la descarga y la incorporación de la rigidez a la recarga variable se manejan mediante los parámetros α_i y β_i respectivamente. Los valores que se tomaron para estos parámetros fueron de 0.15 para α_i y 0.4 para β_i . Estos valores se eligieron después de revisar una pequeña muestra de resultados de pruebas experimentales.

4.3.3 Modelo con degradación de rigidez y deterioro de la resistencia

Este es un modelo desarrollado en el Instituto de Ingeniería (Díaz, Esteva y García, 1997) y está basado en el modelo de Wang y Shah (1987). El modelo se define por seis parámetros (Fig. 4.6): F_y , K_y , α_k , X_F , C y α_D . Los tres primeros definen la forma de la curva primaria de la relación carga-desplazamiento y los otros tres definen la extensión relativa del daño. Al igual que en el modelo de Wang y Shah se considera que el daño depende de los desplazamientos máximos que sufre el elemento en cada ciclo de carga y está representado por el coeficiente β_D definido por:

$$\beta_D = C \sum_{i=1}^N \frac{X_i}{X_F} \quad (4.7)$$

diferente para cada dirección en la que se deforma el elemento. X_i es el desplazamiento máximo en el i -ésimo ciclo, X_F es el desplazamiento a la falla bajo carga monotónica y C es una constante cuyo valor es menor que 1.

En este modelo se supone que la variación del daño respecto a β_D está dada por la expresión:

$$D = 1 - e^{-\alpha_D \beta_D} \quad (4.8)$$

Donde el coeficiente $\alpha_D = 0.0671$ se calcula a partir de los datos experimentales. La expresión anterior supone que la falla en el elemento estructural ($D=1$) no sucede cuando β_D alcanza un valor de 1, sino que el elemento puede soportar aún más daño, el cual se incrementa de acuerdo con la ecuación anterior. Esta modificación permite que el daño en el elemento se acumule en forma más lenta y su comportamiento se aproxime al mostrado en las estructuras reales.

El efecto del daño en el comportamiento que el elemento presenta bajo carga cíclica se introduce como una disminución en su capacidad de carga a la fluencia. Esta reducción se define como:

$$F_D(X_i) = F(X_i)(1-D) \quad (4.9)$$

donde X_i es el desplazamiento máximo en la estructura en el ciclo i y $F(X_i)$ es la carga correspondiente al desplazamiento X_i en la curva primaria de la relación carga-

desplazamiento. En Díaz, Esteva y García (1997) se dan las reglas de histéresis que se tienen para este modelo.

4.4 Excitación sísmica

En el estudio de los problemas de ingeniería estructural es necesario tomar en cuenta las características relevantes de las historias en el tiempo del movimiento del suelo que se pueden presentar en el sitio en donde interesa establecer las estructuras. Esto se puede realizar de dos formas: utilizar acelerogramas registrados con los cuales representar los temblores futuros o por medio de modelos estocásticos de los movimientos del suelo.

Para el tipo de estudios que se quieren realizar aquí, se necesitan tener familias de sismos correspondientes a distintas intensidades. Puesto que solo se cuenta con un número limitado de acelerogramas registrados en el sitio donde se quiere hacer el estudio, estos no son suficientes para realizarlo. Debido a lo anterior es necesario utilizar métodos de simulación para generar acelerogramas de temblores artificiales.

4.4.1 Modelo probabilista del movimiento del terreno

Para la simulación de acelerogramas artificiales se utiliza el método desarrollado por Alamilla *et al* (2001a, b). En este método las historias en el tiempo de las aceleraciones se consideran una realización de un proceso estocástico gaussiano no estacionario con densidad espectral evolutiva en intensidad y contenido de frecuencias. El movimiento del terreno se especifica por varios parámetros y se representa por procesos aleatorios modulados en amplitud y frecuencia (Alamilla *et al* 2001a).

En su desarrollo se determinan funciones de atenuación generalizadas con el fin de relacionar los valores de los parámetros que definen el movimiento sísmico, con la magnitud y la distancia a la fuente donde se origina el movimiento (Alamilla *et al*, 2001b).

La simulación de los sismos con este criterio se hace especificando los parámetros del modelo en términos de una combinación de M y R (magnitud y distancia epicentral, respectivamente), además, la intensidad de estos se toma como la asociada a una cierta

probabilidad dada de no ser excedida, condicional de los valores supuestos de M y R . La elección de la combinación de M y R para la simulación de la intensidad requerida, se maneja en forma incierta (Alamilla *et al*, 2001b).

4.4.2 Intensidades estudiadas

Los edificios que se estudian, se consideran desplantados en el sitio donde se encuentra la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) (zona de arcilla muy deformable de gran espesor). Como excitación sísmica, se utilizan familias de temblores simulados obtenidas de acuerdo con el criterio propuesto en Alamilla *et al* (2001a, b).

Se obtuvieron familias de veinte registros simulados asociados a una intensidad dada (definida como el valor de la máxima aceleración espectral para un amortiguamiento del 5 por ciento). Los valores de M y R asociados a las intensidades elegidas se obtuvieron por simulación a partir de su distribución de probabilidades condicionales. Las intensidades estudiadas, $Y_{m\acute{a}x}$, y los valores de M y R simulados para cada familia de temblores fueron:

$$Y_{m\acute{a}x} = 1177 \text{ cm/s}^2 \text{ (SCT1177), Magnitud } M_s = 7.8, \text{ Distancia} = 321 \text{ km.}$$

$$Y_{m\acute{a}x} = 980 \text{ cm/s}^2 \text{ (SCT0980), Magnitud } M_s = 7.8, \text{ Distancia} = 305 \text{ km.}$$

$$Y_{m\acute{a}x} = 680 \text{ cm/s}^2 \text{ (SCT0680), Magnitud } M_s = 7.7, \text{ Distancia} = 309 \text{ km.}$$

Donde la notación: SCT1177, SCT0980 y SCT0680 dan a entender el sitio (SCT) y la intensidad sísmica (1177 cm/s², 980 cm/s² y 680 cm/s², respectivamente) estudiados.

En la tabla 4.6 Se presenta la duración de cada registro simulado para las tres intensidades. El intervalo de digitalización para cada registro es de 0.02 segundos. En las figuras 4.7 a 4.9 se presentan los temblores simulados para cada intensidad, y en la figura 4.10 se muestran los espectros de respuesta promedio para cada intensidad sísmica.

CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se presenta la manera de realizar análisis de confiabilidad de marcos de edificios considerando incertidumbre tanto en las propiedades estructurales como en las características del movimiento del terreno para valores dados de la intensidad, considerando diferentes criterios alternativos para definir la capacidad de deformación de los sistemas y suponiendo diferentes modelos de comportamiento de los elementos estructurales.

5.1 Modelo estructural

Una estructura real tiene varios grados de libertad y por lo tanto varios modos de falla ante un sismo. En este trabajo se estudia el comportamiento sísmico de edificios de concreto reforzado modelados como un conjunto de marcos continuos. Si el edificio que se estudia es simétrico en planta y está estructurado con marcos iguales en cada dirección horizontal, es posible suponer que la respuesta sísmica del edificio en cada una de sus direcciones horizontales se puede aproximar por la de uno de sus marcos. El modelo de marco

continuo con que se analiza el edificio corresponderá a un marco (en general interior) cuya masa asociada a cada nivel se toma igual a la masa correspondiente al edificio en el mismo nivel dividida entre el número de marcos en la dirección horizontal que se estudia (se considera que todos los marcos en la dirección del análisis tienen la misma rigidez lateral). Las cargas gravitacionales (muerta y viva instantánea) del modelo de marco continuo se toman iguales a las correspondientes a su área tributaria. La carga vertical sobre el marco incluye las descargas de las crujiás en la dirección perpendicular a él (tomadas como una carga axial actuando en las columnas). El modelo de marco continuo corresponde a la representación convencional de un conjunto de trabes y columnas con rigidez y resistencia finita y con las conexiones entre ellas libres de girar como elementos de rigidez infinita.

Para calcular la confiabilidad del sistema, como se explica más adelante, es necesario obtener respuestas sísmicas inelásticas del modelo. Las respuestas sísmicas inelásticas se obtienen con el programa de computadora DRAIN-2D (Powell, 1973) al cual se le hicieron algunas modificaciones para obtener las respuestas necesarias en el estudio, además de incluir un nuevo elemento de comportamiento histerético. Por condiciones propias del programa, el comportamiento inelástico del marco se concentra en articulaciones plásticas que ocurren en los extremos de trabes y columnas. La matriz de amortiguamiento se toma como una combinación lineal de la matriz de masa y la matriz de rigideces iniciales considerando el periodo y un amortiguamiento viscoso del 5 % del crítico de los dos primeros modos de vibrar. Se consideran diferentes tipos de comportamiento histerético de trabes y columnas los cuales se describen en el subcapítulo 4.3.1. Las resistencias que definen las superficies de fluencia, asociadas con la formación de articulaciones plásticas, en los extremos de trabes y columnas (Mendoza, Díaz y Esteva, 1993) se determinan con el criterio de Kent y Park en el que se considera el efecto del confinamiento de concreto por el acero transversal, la curva esfuerzo – deformación del concreto confinado y la curva esfuerzo – deformación del acero incluyendo la zona de endurecimiento (Montoya, 1989).

5.2 Metodología

Para determinar la confiabilidad de un edificio, se trabaja con el modelo estructural propuesto (marco plano) y aplicando el método de Monte Carlo con la metodología siguiente:

Para el caso del cálculo del factor de seguridad a partir de la capacidad de deformación lateral de entrepiso, dado un edificio con determinado periodo de vibración, coeficiente de diseño sísmico e intensidad sísmica:

1. Se diseña el marco continuo que modela al edificio de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el D.F. y sus Normas Técnicas Complementarias.
2. Se obtiene una muestra de marcos simulados a partir de sus propiedades estructurales inciertas: masas, cargas gravitacionales, dimensiones y recubrimientos de travesaños y columnas, resistencias del concreto y acero, así como los parámetros de la curva esfuerzo-deformación de ambos materiales, como se indica en el subcapítulo 4.2. Se consideran como valores deterministas las áreas de acero longitudinales y transversales de las travesaños y columnas. Se obtienen las rigideces y resistencias de travesaños y columnas y la deformación de fluencia, Δ_y , para cada entrepiso (subcapítulo 3.2.1)
3. Para cada marco simulado se realiza un análisis inelástico paso a paso, considerando un acelerograma seleccionado al azar de una familia de registros sísmicos simulados para la intensidad sísmica estudiada (subcapítulo 4.4). Se obtiene la deformación máxima demandada, Δ_{demi} , de cada uno de sus entrepisos para ambos sentidos de la estructura.
4. Para cada marco simulado y para cada sentido de la estructura (positivo y negativo)
 - 4.1 Capacidad de entrepiso. Criterio 1. Se simula la ductilidad disponible en cada entrepiso, μ_i , a partir de la ecuación 3.2 y se obtiene la capacidad de deformación máxima de entrepiso, $\Delta_{maxi} = \mu_i \Delta_y$. Se calcula

$$Z_i = \ln \left[\frac{\Delta_{max_i}}{\Delta_{dem_i}} \right] \quad (5.1)$$

- 4.2 Capacidad de entrepiso. Criterio 2. Se simula la deformación lateral máxima disponible de cada entrepiso a partir de las estimaciones de los valores de la media y desviación estándar de esta deformación (tablas 3.1 a 3.4), que se obtienen en Díaz *et al* (2000), y se calcula Z con la ecuación 5.1.
5. Para el marco simulado se elige el valor mínimo de Z entre los obtenidos para los diversos entrepisos y ambos sentidos de la estructura.
 6. De los pasos 3 a 4 se tiene una muestra de valores de Z y de ella el valor del índice β (ec. 2.1).

Para el caso del cálculo del factor de seguridad a partir de la capacidad de deformación lateral global:

1. Se diseña el marco continuo de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el D.F. y sus Normas Técnicas Complementarias.
2. Se obtiene una muestra de marcos simulados a partir de sus propiedades estructurales inciertas: masas, cargas gravitacionales, dimensiones y recubrimientos de trabes y columnas, resistencias del concreto y acero, así como sus parámetros de la curva esfuerzo-deformación de ambos materiales, como se indica en el subcapítulo 4.2. Se consideran como valores deterministas las áreas de acero longitudinales y transversales de las trabes y columnas.
3. Para cada marco simulado se realiza un análisis inelástico paso a paso, considerando un acelerograma seleccionado al azar de una familia de registros sísmicos simulados (subcapítulo 4.4). Se obtiene la deformación máxima demandada de la azotea, X_{dem} , para ambos sentidos de la estructura.
4. Se realiza un análisis de empuje lateral, como el descrito en el subcapítulo 3.2.2, de la estructura simulada en ambos sentidos y se obtiene la capacidad de desplazamiento lateral máximo de azotea, X_{max} , positiva y negativa.

5. Se calcula la relación:

$$Z = \ln \left[\frac{X_{max}}{X_{dem}} \right] \quad (5.2)$$

en cada sentido y se elige el valor mínimo de Z .

6. De los pasos 3 a 5 se tiene una muestra de valores de Z y de ella el valor del índice β (ec. 2.1).

5.3 Resultados

Se estudió la confiabilidad de las estructuras de acuerdo a la metodología descrita en el subcapítulo 5.2. Se analizaron los distintos edificios (normales y modificados) diseñados con los diferentes coeficientes sísmicos dados en la tabla 4.5. Se consideraron tres diferentes modelos de comportamiento histerético de los elementos estructurales (trabes y columnas): bilineal, con deterioro de rigidez (Takeda) y con deterioro de rigidez y resistencia. El índice de confiabilidad se calcula considerando dos diferentes maneras de definir el factor de seguridad: de entrepiso y global. Se toman dos criterios distintos para evaluar el factor de seguridad de entrepiso.

5.3.1 Resultados considerando la capacidad de deformación de entrepiso. Criterio 1

Se calculó la confiabilidad de las estructuras para los siguientes casos:

Caso 1. Edificios de 5, 10, 15 y 20 niveles normales y modificados. Todos los coeficientes sísmicos. Comportamiento bilineal y con degradación de rigidez (Takeda). Intensidades sísmicas de 680 cm/s^2 , 980 cm/s^2 y 1177 cm/s^2 .

Caso 2. Edificios de 10 niveles normales y modificados. Todos los coeficientes sísmicos. Comportamiento con degradación de rigidez y resistencia. Intensidades sísmicas de 680 cm/s^2 , 980 cm/s^2 y 1177 cm/s^2 .

Caso 2. Edificios de 10 niveles normales y modificados. Todos los coeficientes sísmicos. Comportamiento con degradación de rigidez y resistencia. Intensidades sísmicas de 680 cm/s^2 , 980 cm/s^2 y 1177 cm/s^2 .

5.3.1.1 Caso 1

Edificios normales

Los resultados para estas estructuras se muestran en las Figs. 5.1 a 5.3. Las gráficas presentan valores del índice de confiabilidad, β , vs coeficiente de diseño sísmico, c . El tamaño de la muestra para el cálculo de la confiabilidad fue de 200 simulaciones.

Modelo bilineal

Para la intensidad más baja (680 cm/s^2 , Fig. 5.1) se observa que β varía en forma aproximadamente lineal conforme aumenta c , para los edificios de 5 y 10 niveles. Para los coeficientes de diseño sísmico estudiados se observa que los índices de confiabilidad son siempre mayores que 2 para los cuatro tipos de edificios estudiados.

En general la confiabilidad de las estructuras disminuye conforme aumenta el número de pisos del edificio (aumento en el periodo de vibración fundamental). El edificio de 5 niveles (Fig. 5.1 (a)) presenta los mayores índices de confiabilidad con valores altos arriba de 5 para todos los coeficientes sísmicos de diseño. Para el edificio de 10 niveles (Fig. 5.1 (b)) la disminución del índice de confiabilidad con respecto al de 5 niveles es apreciable para todos los coeficientes de diseño sísmico (con valores entre 2.8 y 4.9). En el caso de los edificios de 15 y 20 niveles (Fig. 5.1 (c) y (d)) la disminución del índice de confiabilidad con respecto al edificio de 10 niveles es menos apreciable. Se encuentra poca diferencia entre la confiabilidad de estos edificios (esta varía entre 2.4 y 3.7), encontrándose un valor de β mayor para el edificio de 20 niveles cuando $c=0.3$. En la tabla 5.1 se presentan los valores de β obtenidos para cada estructura y valor de c estudiado.

Para la intensidad de 980 cm/s^2 (Fig. 5.2), se tiene un comportamiento del índice β semejante al de la intensidad anterior, al incrementarse en forma aproximadamente lineal conforme se aumenta el coeficiente de diseño sísmico, aunque con valores del índice de confiabilidad, β , bastante menores. El edificio de 5 niveles presenta los valores más grandes de β (entre 1.5 y 3). En el edificio de 10 niveles la confiabilidad disminuye nuevamente en forma apreciable respecto al de 5 niveles, presentando incluso un índice de confiabilidad menor de cero para $c=0.3$, con un β máximo de 2.3 para $c=0.5$. Para esta intensidad se encuentra que la confiabilidad de los edificios mayores de 10 niveles se vuelve a incrementar aunque de manera lenta al aumentar el número de pisos (aumento en el periodo de vibración fundamental). En los edificios de 15 y 20 niveles los valores de β varían entre 0.4 y 1.6, con poca diferencia entre ambos edificios. En la tabla 5.1 se presentan los valores de β obtenidos para cada estructura y valor de c estudiado.

Los resultados obtenidos para la intensidad de 1177 cm/s^2 (Fig. 5.3), muestran una tendencia del comportamiento semejante a la intensidad anterior. Los valores del índice de confiabilidad, β , para esta intensidad disminuyen con respecto a los encontrados para la intensidad de 980 cm/s^2 , aunque en menor proporción que la vista entre las intensidades de 680 cm/s^2 y 980 cm/s^2 . Nuevamente el edificio de 5 niveles muestra los valores más grandes de β aunque con variaciones de 0.45 para $c=0.3$ hasta 2.6 para $c=0.5$. Para esta intensidad se presentan valores de β negativos (considerando una distribución de probabilidades del tipo normal, valores de β negativos significan que la probabilidad de falla es mayor a 0.5) para un coeficiente $c=0.3$ en los edificios de 10, 15 y 20 niveles. Para $c=0.4$, β presenta valores menores que 1 para los edificios de 10 y 15 niveles y solo ligeramente mayor que 1 para el edificio de 20 niveles. También para esta intensidad se encuentra que la confiabilidad de las estructuras mayores de 10 niveles se incrementa, aunque lentamente, conforme se aumenta el número de niveles. En la tabla 5.1 se presentan los valores de β obtenidos para cada estructura y valor de c estudiado.

En general tanto la intensidad sísmica como el periodo fundamental del edificio y por lo tanto el número de niveles (0.64s, 1.10s, 1.55s y 1.63s, para los edificios de 5, 10, 15, 20 niveles, respectivamente) influyen en la confiabilidad de los edificios. La estructura de

periodo más corto (0.64s) es la que muestra, para todos los valores de c y cualquier intensidad, la mayor confiabilidad. Las estructuras con periodo de 1.1s presentan una apreciable disminución en su confiabilidad con respecto a la de 0.64s. Para los edificios con periodos más largos (1.55s y 1.63s) se observa que para intensidades bajas (680 cm/s^2) la confiabilidad sigue disminuyendo con el número de niveles aunque en forma muy lenta, sin embargo, para intensidades más altas (980 cm/s^2 y 1177 cm/s^2) se presenta un incremento en el índice de confiabilidad, β , con respecto a los edificios con periodo de 1.1s, conforme se aumenta el número de niveles de la estructura, aunque en forma muy lenta.

Lo anterior se puede constatar desde el punto de vista de los espectros de respuesta promedio (Fig. 4.10), donde todos los periodos de los edificios estudiados se encuentran en la rama ascendente de éste; así entonces, si se estudia una intensidad sísmica cualquiera las estructuras incursionarán en el rango inelástico provocando un cambio en sus propiedades dinámicas, por ejemplo: pérdida de rigidez y, por lo tanto, un aumento en su periodo fundamental. Por lo tanto al estudiar una intensidad baja de 680 cm/s^2 , los periodos fundamentales de todos los edificios se mantendrán en la rama ascendente acercándose al pico del espectro de respuesta, y es por eso que las confiabilidades disminuyen conforme aumenta el número de niveles ya que también aumenta su respuesta estructural. Mientras que para intensidades altas, como la de 980 cm/s^2 y 1177 cm/s^2 las estructuras incursionan más en el rango inelástico provocando que los periodos de las estructuras de 5 y 10 niveles se mantengan en la rama ascendente del espectro de respuesta y las estructuras de 15 y 20 niveles se encuentren en la parte descendente de dicho espectro, presentando así una menor respuesta y un incremento en su confiabilidad.

Modelo con deterioro de la rigidez (Takeda)

Para el caso en donde se considera degradación de rigidez se conserva la variación aproximadamente lineal de β , conforme aumenta el coeficiente sísmico, c , para los edificios de 5 y 10 niveles estudiados y todas las intensidades sísmicas (Figs. 5.1 a 5.3). La

influencia del efecto de degradación es mayor con respecto al caso del modelo bilineal, conforme se tienen más niveles en la estructura.

La variación del índice de confiabilidad con el número de niveles de la estructura presenta un comportamiento semejante para todas las intensidades estudiadas. Los mayores valores de β se presentan para el edificio de 5 niveles, disminuyendo en forma apreciable para el edificio de 10 niveles. Este índice sigue disminuyendo aunque en menor proporción para la estructura de 15 niveles, sin embargo para el edificio de 20 niveles se tiene un pequeño incremento en la confiabilidad con respecto al anterior para coeficientes de diseño sísmico bajos.

Este comportamiento se puede explicar si consideramos que el efecto de la degradación de rigidez en los sistemas estructurales, hace que la estructura sea más flexible y aumente su periodo fundamental así como su respuesta. En este caso ubica a los edificios de 5, 10 y 15 niveles en la rama ascendente del espectro de respuesta medio (Fig. 4.10), mientras que para el edificio de 20 niveles, el cual tiene el periodo más largo, $T=1.63$ s; su periodo puede estar aumentando de tal forma que lo haga responder ya dentro de la rama descendente del espectro de respuesta y con lo cual disminuye su respuesta estructural.

Para la intensidad de 680 cm/s^2 el edificio de 5 niveles presenta una disminución en su confiabilidad respecto al modelo bilineal para $c=0.3$ y $c=0.5$, sin embargo para $c=0.4$ este índice es casi igual. Para este edificio β varía entre 4.5 y 6.5. En el edificio de 10 niveles los valores de β siempre son menores a los del caso bilineal para todos los coeficientes sísmicos (β varía entre 2 y 4.8), aunque la diferencia entre ellos es menor al aumentar el coeficiente. Los edificios de 15 y 20 niveles presentan disminuciones mayores (hasta de una unidad) en la confiabilidad para los dos coeficientes sísmicos que se estudian con ellos, con variaciones de β entre 1.3 y 3 para 15 niveles y 1.75 y 2.8 para 20 niveles. En la tabla 5.2 se presentan los valores de β obtenidos para cada estructura y valor de c estudiado.

Para la intensidad de 980 cm/s^2 se encuentra que la confiabilidad del edificio de 5 niveles es casi la misma con los dos tipos de comportamiento (bilineal y Takeda). En el caso del edificio de 10 niveles β es solo ligeramente menor al del modelo bilineal. En los edificios

de 15 y 20 niveles la disminución del índice de confiabilidad, β , es grande con respecto al modelo bilineal, en algunos casos con diferencias mayores que la unidad. En estos edificios los valores de β son menores que 1 para los coeficientes sísmicos estudiados. En los edificios de 10, 15 y 20 niveles se tienen valores de β menores que cero para $c=0.3$. En la tabla 5.2 se presentan los valores de β obtenidos para cada estructura y valor de c estudiado.

Los resultados para la intensidad de 1177 cm/s^2 muestran que en los edificios de 5 niveles se invierte el comportamiento encontrado en las intensidades anteriores, ya que el índice β presenta valores mayores que para el modelo bilineal para $c=0.3$ y $c=0.4$, y menores para $c=0.5$, sin embargo sus diferencias siguen siendo relativamente pequeñas. En el edificio de 10 niveles el índice β vuelve a ser solo ligeramente menor que para el caso bilineal en todos los coeficientes sísmicos, con diferencias muy parecidas entre todos ellos. Para los edificios de 15 y 20 niveles se tiene una disminución de β con respecto al modelo bilineal bastante apreciable. En estos casos los valores de β que se encuentran son menores que cero para cualquier coeficiente sísmico. En la tabla 5.2 se presentan los valores de β obtenidos para cada estructura y valor de c estudiado.

Los resultados que se obtienen para este tipo de comportamiento de los elementos estructurales muestran, en general, menor confiabilidad con respecto al modelo de comportamiento bilineal, principalmente en las estructuras de 15 y 20 niveles. Como se mencionó anteriormente el efecto de la degradación aumenta en mayor proporción al periodo de vibración de estas estructuras que cuando tienen un comportamiento bilineal, y que en el caso en que este aumento en el periodo se concentre dentro de la rama ascendente del espectro de respuesta o cerca de su máximo (Fig. 4.10) provoque por lo tanto mayores respuestas. Para las estructuras de 5 niveles se tiene poca diferencia en el índice de confiabilidad con respecto al modelo de comportamiento bilineal. Esto puede deberse por una parte, en el caso de coeficientes de diseño alto, a que en estas estructuras se tiene poco comportamiento inelástico por lo que el efecto de degradación de rigideces no tiene una influencia importante. En el caso de c menores con intensidades altas, un efecto combinado de cambio de periodo, con requisitos mínimos de diseño establecidos por el reglamento de

diseño utilizado (lo cual lleva a aumentar la resistencia de la estructura), y poco comportamiento inelástico, pueden ser las causas de este tipo de comportamiento.

Algo semejante puede estar ocurriendo en las estructuras de 10 niveles en donde, aunque los valores de β son menores que los obtenidos con el modelo de comportamiento bilineal, las diferencias entre ellos son relativamente pequeñas (excepto para los casos con $c=0.3$ y 0.4 y una intensidad sísmica de 680 cm/s^2).

Edificios modificados

Los resultados para estas estructuras se muestran en las Figs. 5.4 a 5.6. Las gráficas presentan valores del índice de confiabilidad, β , vs coeficiente de diseño sísmico, c . El tamaño de la muestra para el cálculo de la confiabilidad fue de 200 simulaciones.

Modelo bilineal

En general para la intensidad de 680 cm/s^2 (Fig. 5.4) el índice de confiabilidad disminuye con el número de pisos de la estructura. Esta disminución es apreciable entre los edificios de 5 y 10 niveles, disminuyendo muy lentamente para los edificios más altos (los valores de β para 10, 15 y 20 niveles son casi iguales para $c=0.3$ y $c=0.4$). La variación de β con respecto a c es aproximadamente lineal (menos marcado que para los edificios normales). El edificio de 5 niveles presenta los mayores valores de β , que varían entre 6 y 7.7. Para los edificios de 10 niveles β varía entre 2.5 y 4.5; para 15 y 20 niveles, entre 2.3 y 3.7. En la tabla 5.3 se presentan los valores de β obtenidos para cada estructura y valor de c estudiado.

El índice de confiabilidad para estos edificios, con respecto a los edificios normales es mayor para el caso de los edificios de 5 niveles, mientras que para el edificio de 10 niveles β presenta valores un poco menores. En el caso de los edificios de 15 y 20 niveles los valores fluctúan de mayores a menores dependiendo del valor de c , pero sus diferencias son pequeñas.

Puesto que los edificios modificados y los edificios normales poseen semejantes características dinámicas, ya que tienen periodos y rigideces de entrepiso semejantes así como resistencias laterales similares, la mayor confiabilidad que se tiene para los edificios modificados puede deberse quizás a la forma en cómo se están deformando cada una de las estructuras.

Para la intensidad de 980 cm/s^2 (Fig. 5.5), en general la variación del índice β con el número de niveles de la estructura muestra una tendencia semejante a la de los edificios normales, es decir, con los valores mayores para el edificio de 5 niveles, disminuyendo para el de 10 niveles y aumentando en forma ligera con el número de pisos para los de 15 y 20 niveles. La variación aproximadamente lineal de β con respecto a c se mantiene. El edificio de 5 niveles presenta valores de β entre 1.8 y 3.8, siendo mayores que los de los edificios normales. En el edificio de 10 niveles β varía entre 0.25 y 2.75 con valores mayores que los obtenidos para los edificios normales. En el caso de los edificios de 15 y 20 niveles β varía entre 0.3 y 1.55 y 0.4 y 1.75, respectivamente. Los valores del índice de confiabilidad para estos últimos edificios son casi iguales que los encontrados para los edificios normales. En la tabla 5.3 se presentan los valores de β obtenidos para cada estructura y valor de c estudiado.

El comportamiento de los edificios para la intensidad de 1177 cm/s^2 (Fig. 5.6) es, en general, igual al de la intensidad anterior. El índice de confiabilidad, β , para los edificios de 5 niveles varía entre 1.0 y 2.9 y para el de 10 niveles entre -0.3 y 1.7. En ambos casos se tienen valores de β un poco mayores que para el caso de los edificios normales. Los edificios de 15 y 20 niveles presentan valores de β entre -0.17 y 1.1 y son casi iguales que los obtenidos para los edificios normales. Para esta intensidad los edificios de 10, 15 y 20 niveles presentan valores de β menores que cero cuando $c=0.3$.

Modelo con degradación de rigidez (Takeda)

Con este comportamiento (Figs. 5.4 a 5.6), en general el índice de confiabilidad, β , disminuye con un aumento en el número de pisos hasta 15 niveles y después se tiene un

ligero incremento en su valor para 20 niveles. La disminución entre los edificios de 5 y 10 niveles es bastante apreciable. Para el de 15 niveles esta disminución respecto al de 10 niveles es menor en proporción.

El comportamiento anterior se debe a lo que se mencionó para los edificios normales cuando se tiene un modelo de Takeda.

La variación de β respecto a c sigue siendo aproximadamente lineal en todos los casos, excepto para el edificio de 5 niveles para una intensidad de 680 cm/s^2 (Fig. 5.4 (a)), en donde se encuentra que la confiabilidad para $c=0.3$ es mayor que para $c=0.4$. Este comportamiento irregular puede deberse por una parte a la propia simulación, aunque no es posible asegurarlo. Un análisis más detallado de los resultados es necesario para identificar la causa. Aparte del anterior caso atípico, para esa intensidad los valores de β para esa estructura son muy parecidos a los del modelo bilineal (β varía entre 6 y 7.75). Para el edificio de 10 niveles el índice de confiabilidad presenta valores menores que para el caso bilineal, excepto para $c=0.5$ (en este edificio β varía entre 2 y 5.3). En el edificio de 15 niveles esta disminución es mayor en proporción respecto al modelo bilineal, al igual que en el edificio de 20 niveles aunque un poco menor. Para estos edificios β varía entre 1.8 y 2.9 para 15 niveles y entre 1.7 y 2.9 para el de 20 niveles. En general la confiabilidad de los edificios modificados con respecto a la de los edificios normales, con este tipo de comportamiento, es mayor para los edificios de 5 niveles y muy semejante para los demás edificios. En la tabla 5.4 se presentan los valores de β obtenidos para cada estructura y valor de c estudiado.

Para una intensidad de 980 cm/s^2 (Fig. 5.5), β presenta valores mayores que para el modelo bilineal en el edificio de 5 niveles, excepto para $c=0.4$, con valores entre 2.15 y 4.15. La confiabilidad en el edificio de 10 niveles disminuye hasta valores entre -0.4 y 2.8. Estos valores con respecto al modelo bilineal son menores para $c=0.3$ y solo ligeramente mayores para los otros coeficientes. En el edificio de 15 niveles los valores de β varían entre -0.6 y 0.8 y son bastante menores que para el caso del modelo bilineal. Lo mismo sucede para el edificio de 20 niveles con variaciones de β entre -0.4 y 0.8. En los edificios de 10, 15 y 20 niveles se tienen valores menores que cero cuando $c=0.3$. La confiabilidad

de todos los edificios para esta intensidad es un poco mayor que la que se obtiene para el caso respectivo en los edificios normales. En la tabla 5.4 se presentan los valores de β obtenidos para cada estructura y valor de c estudiado.

Con una intensidad de 1177 cm/s^2 (Fig. 5.6), la confiabilidad en el edificio de 5 niveles varía entre 1.2 y 3, y es un poco mayor que para el modelo bilineal. En el edificio de 10 niveles β disminuye respecto al modelo bilineal para $c=0.3$ y $c=0.4$, y presenta valores muy parecidos cuando $c=0.5$ (β varía entre -0.6 y 1.75). En los edificios de 15 y 20 niveles β presenta valores bastante menores (todos menores que cero) que para el modelo bilineal, con variaciones entre -1.50 y -0.3 para 15 niveles y -1.6 y -0.2 para 20 niveles. En todos los casos la confiabilidad de estos edificios es un poco mayor que para los edificios normales.

5.3.1.2 Caso 2

El modelo con deterioro de la rigidez y la resistencia presenta un comportamiento que se apega más al esperado para elementos de concreto reforzado. Su influencia en la confiabilidad de las estructuras se muestra en las Figs. 5.1(b) a 5.6(b), en donde se obtiene la confiabilidad de los edificios de 10 niveles, normales y modificados, ante las familias de sismos obtenidas en el subcapítulo 4.4.

Edificios normales

La confiabilidad en estos edificios es menor que la que se obtiene para el caso del modelo de Takeda. La diferencia con respecto a ese modelo es cada vez más grande conforme aumenta la intensidad sísmica. Nuevamente influye el efecto de la degradación de rigidez aunada con la degradación de resistencia que hacen que se presenten estos resultados. Para una intensidad de 680 cm/s^2 (Fig. 5.1 (b)), β varía entre 1.5 y 4.3, para 980 cm/s^2 (Fig. 5.2 (b)) entre -0.7 y 1.7 , y para 1177 cm/s^2 (Fig. 5.3 (b)) entre -2.1 y 0.8 . En la tabla 5.5 se dan los valores de β obtenidos para este caso.

Edificios modificados

Para estos edificios también se tienen confiabilidades menores que para el caso del modelo de Takeda, y en general la diferencia con respecto a este modelo aumenta con la intensidad. Para una intensidad de 680 cm/s^2 (Fig. 5.4 (b)), β varía entre 1.7 y 4.55, para 980 cm/s^2 (Fig. 5.5 (b)) entre -0.6 y 2.15, y para 1177 cm/s^2 (Fig. 5.6 (b)) entre -1.6 y 1.

En general la confiabilidad de los edificios modificados es un poco más grande que para los edificios normales, cuando se tiene este modelo de comportamiento. En la tabla 5.6 se dan los valores de β obtenidos para este caso.

5.3.2 Resultados considerando la capacidad de deformación de entrepiso. Criterio 2

Se calculó la confiabilidad, para los siguientes casos:

Caso 1. Edificios normales (5, 10, 15 y 20 niveles), con los coeficientes de diseño sísmico dados en la tabla 4.5, considerando los tres modelos de comportamiento de los elementos estructurales: bilineal, Takeda y degradación de rigidez y resistencia; este último sólo se utilizó para el edificio de 10 niveles. Se estudiaron las tres intensidades sísmicas propuestas. En este caso los índices de confiabilidad, β , se obtuvieron tomando los resultados de la deformación demandada de entrepiso de los análisis sísmicos hechos con las simulaciones realizadas para la aplicación del criterio 1 en el subcapítulo 5.3.1.1 es decir no se realizaron nuevas simulaciones. Esto con el fin de comparar los resultados de utilizar ambos criterios.

Caso 2. Edificios normales de 5, 10, 15 y 20 niveles, con los coeficientes de diseño estudiados (tabla 4.5), considerando el modelo de comportamiento con degradación de rigidez y resistencia, utilizando las intensidades sísmicas de 680 cm/s^2 , 980 cm/s^2 y 1177 cm/s^2 . En este caso se hicieron simulaciones para todos los edificios incluyendo nuevas simulaciones para el edificio de 10 niveles. El número de simulaciones fue de 100 (no se

realizaron más simulaciones por el tiempo de cómputo), excepto en algunos casos en que, por los resultados obtenidos, hubo necesidad de realizar un mayor número de simulaciones.

5.3.2.1 Caso 1

En las figuras 5.7 a 5.9 se muestra el valor de la confiabilidad que se tiene aplicando el criterio 2 para calcular la capacidad de deformación de entrepiso. En las mismas figuras se presentan los resultados para el caso del criterio 1, discutido anteriormente, con fines de comparación.

Los resultados para las estructuras con comportamiento bilineal muestran que para una intensidad de 680 cm/s^2 (Fig. 5.7), el edificio de 5 niveles presenta valores de confiabilidad mayores que 9.0, para todos los coeficientes de diseño sísmico estudiados, cuando se tiene un comportamiento del tipo bilineal (Fig. 5.7(a)). La confiabilidad decrece para el edificio de 10 niveles aunque se mantienen valores altos de β , por encima de 5.0 (Fig. 5.7(b)). Para el edificio de 15 niveles (Fig. 5.7(c)) los niveles de confiabilidad se mantienen altos (mayores de 4.0) para los valores de c estudiados. En este caso se encuentra que para $c=0.3$ el valor de β es menor que para la estructura de 10 niveles, sin embargo cuando $c=0.4$ la confiabilidad del sistema aumenta notablemente, siendo mayor que para la estructura de 10 niveles. La confiabilidad en las estructuras de 20 niveles (Fig. 5.7(d)) aumenta con respecto a la de 10 y 15 niveles con valores de β entre 6.8 y 7.5. En este caso para $c=0.3$ se tiene un incremento notable en el valor de β , aunque para $c=0.4$ dicho valor sólo es ligeramente mayor que para las estructuras de 15 niveles con igual coeficiente de diseño sísmico. Cuando se supone un comportamiento de Takeda, la confiabilidad de todos los sistemas disminuye. En las estructuras de 5 niveles esta disminución es pequeña con valores que están entre 8.5 y 10 (Fig. 5.7(a)). Para los sistemas de 10 niveles (Fig. 5.7(b)) esta disminución es un poco mayor para valores de $c=0.3$ y 0.4. Cuando $c=0.5$ se tiene que β es casi igual para los dos tipos de comportamiento (bilineal y Takeda). En las estructuras de 15 niveles (Fig. 5.7(c)) se vuelve a tener poca diferencia entre los valores de β para ambos tipos de comportamiento. Las estructuras de 20 niveles (Fig. 5.7(d)) son las que

muestran mayor diferencia en los valores de confiabilidad entre ambos tipos de comportamiento con valores de β menores en 1.5 unidades aproximadamente. Sin embargo estos valores siguen siendo altos (mayores de 5.5).

En el caso del edificio de 10 niveles con comportamiento con deterioro de rigidez y resistencia (Fig. 5.7(b)), se encuentra que para $c=0.3$ se tienen valores de β menores que en los dos tipos de comportamiento anteriores, pero para $c=0.4$ y 0.5 se tiene un incremento considerable en la confiabilidad con valores de β del mismo orden que para el caso bilineal. Se piensa que la razón de este comportamiento se debe en gran parte al procedimiento de simulación. En las tablas 5.7 a 5.9 se dan los valores de β que se tienen para todos los casos estudiados.

Una comparación de los resultados entre los dos criterios estudiados (Fig. 5.7), muestra que la confiabilidad de las estructuras aumenta considerablemente cuando se utiliza la capacidad de deformación calculada con el criterio 2. La diferencia es mayor en los edificios de 5 y 20 niveles.

Para una intensidad de 980 cm/s^2 (Fig. 5.8) se tiene nuevamente que los valores de β calculados con el criterio 2, son bastante mayores que los obtenidos con el criterio 1. Aquí también las mayores diferencias se tienen en los edificios de 5 y 20 niveles. Para esta intensidad las estructuras de 5 niveles (Fig. 5.8(a)) presentan las mayores confiabilidades. En ellas los valores de β para los casos bilineal y de Takeda muestran un comportamiento en el cual para el caso de Takeda se tienen valores de β mayores que en el caso bilineal cuando $c=0.3$ y 0.5 . En las estructuras de 10 niveles (Fig. 5.8(b)) la confiabilidad de los sistemas con comportamiento de Takeda es sólo ligeramente menor cuando $c=0.3$ y 0.4 y un poco mayor cuando $c=0.5$. Para un comportamiento de deterioro de rigidez y resistencia, los valores de β disminuyen para $c=0.3$ y 0.4 , pero vuelve a incrementarse cuando $c=0.5$ con un valor mayor que el obtenido para los otros dos tipos de comportamiento. Los sistemas de 15 niveles (Fig. 5.8(c)) muestran un incremento en la confiabilidad con respecto al de 10 niveles para $c=0.4$. Cuando se tiene un comportamiento de Takeda los valores de β disminuyen en mayor proporción que en las dos estructuras anteriores (5 y 10 niveles) con respecto al comportamiento bilineal, pero con diferencias no

confiabilidad, β , bastante altos, sólo un poco menores que para el obtenido con las estructuras de 5 niveles. En general no se nota diferencia entre la confiabilidad que se tiene para los comportamientos bilineal y de Takeda para esta estructura.

En las tablas 5.7 a 5.9 se dan los valores de β que se tienen para todos los casos estudiados con esta intensidad.

Para una intensidad de 1177 cm/s^2 (Fig. 5.9) las estructuras de 5 niveles presentan valores altos de β para ambos tipos de comportamiento bilineal y de Takeda. En este caso el modelo de Takeda proporciona valores de β mayores que el bilineal para $c=0.3$ y 0.4 , siendo sólo un poco menor para $c=0.5$ (Fig. 5.9(a)). En los sistemas de 10 niveles (Fig. 5.9(b)) el valor de β disminuye bastante respecto al de los sistemas de 5 niveles. Aquí se encuentra que para un comportamiento del tipo de Takeda se tienen valores del índice β un poco mayores que para el caso bilineal. Con un comportamiento con deterioro de rigidez y resistencia la confiabilidad de estos sistemas disminuye bastante más para $c=0.3$ y 0.4 , sin embargo para $c=0.5$ este valor queda por encima del obtenido para los modelos de comportamiento bilineal y de Takeda. En este tipo de estructura no se tiene mucha diferencia entre los valores de β para los diferentes coeficientes de diseño estudiados cuando el comportamiento es del tipo bilineal y de Takeda. Las estructuras de 15 niveles (Fig. 5.9(c)) muestran para $c=0.3$ con comportamiento bilineal, un valor del índice β ligeramente menor que el que se tiene en los sistemas de 10 niveles respectivo, pero cuando $c=0.4$ el valor de β crece bastante, casi el doble del que se obtiene para el edificio de 10 niveles para ese mismo coeficiente. Para un comportamiento de Takeda el índice de confiabilidad, β , disminuye con respecto al bilineal, además, presenta valores para $c=0.3$ menores al del edificio de 10 niveles y casi iguales para $c=0.4$. En las estructuras de 20 niveles (Fig. 5.9(d)) para un comportamiento del tipo bilineal los valores del índice β se incrementan, siendo mayores aún que los que se obtienen para las estructuras de 5 niveles. Para un comportamiento de Takeda la confiabilidad disminuye en casi una unidad con respecto al comportamiento bilineal. Los valores que se tienen en este caso son mayores a los que se obtienen con las estructuras de 10 y 15 niveles, aunque menores a las de 5

niveles. Para esta intensidad (1177 cm/s^2) los valores del índice de confiabilidad, β , que se calculan con el criterio 2 son mayores a los que se tienen con el criterio 1.

En las tablas 5.7 a 5.9 se dan los valores de β que se obtienen para los casos estudiados con esta intensidad.

En general se encuentra que para cualquier intensidad la confiabilidad calculada con el criterio 2 es mucho mayor que la calculada con el criterio 1. Además se nota que con el criterio 2 la confiabilidad de las estructuras disminuye al pasar de 5 a 10 niveles, pero vuelve a aumentar significativamente con el número de niveles (15 y 20). Este efecto también se presenta cuando se utiliza el criterio 1, aunque en forma muy ligera sin mucha diferencia en la confiabilidad de los edificios de 10, 15 y 20 niveles. Cuando se utiliza el criterio 2 se encuentra que la variación del índice β entre los diferentes comportamientos histeréticos estudiados no es muy estable, presentando en algunos casos variaciones en que uno de ellos da valores mayores para un cierto valor de c y valores menores para otros valores de c . Se considera que este tipo de comportamiento puede deberse por una parte al efecto del cambio de propiedades dinámicas debido al comportamiento histerético que se tome y por otra al tamaño de la muestra que se utiliza. No fue posible establecer en que proporción contribuye cada una de ella. También la diferencia de comportamiento que se tiene en los edificios más altos (15 y 20 niveles) cuando se utiliza el criterio 2 (su confiabilidad aumenta significativamente con respecto al edificio de 10 niveles) con respecto a lo que sucede cuando se toma el criterio 1 (poca diferencia entre la confiabilidad de los edificios de 10, 15 y 20 niveles), puede deberse a que se tiene, en proporción, una mayor capacidad de deformación en los edificios altos con respecto a la que se toma al utilizar el criterio 1.

5.3.2.2 Caso 2

En las figuras 5.10 a 5.12 se presentan los resultados que se obtienen para el índice de confiabilidad β en las estructuras estudiadas (edificios normales), cuando se considera un comportamiento de los elementos estructurales con deterioro de rigidez y resistencia.

En la Fig. 5.10 se presentan los resultados para el caso de la intensidad sísmica de 680 cm/s^2 . Se observa que la confiabilidad aumenta conforme aumenta el coeficiente de diseño sísmico, c , su variación es aproximadamente lineal para los edificios de 5 y 10 niveles estudiados. El edificio de 5 niveles, diseñado para los diferentes coeficientes sísmicos (Fig. 5.10(a)), muestra las mayores confiabilidades en forma muy significativa con respecto a los demás edificios, principalmente para los edificios de 10 y 15 niveles. No se tiene una diferencia muy grande entre los diferentes coeficientes de diseño, con valores de β de 8.61, 9.11 y 9.26 para $c=0.3$, 0.4 y 0.5, respectivamente. Estos valores son sólo un poco menores que los que se obtienen con los modelos bilineal y Takeda para el criterio 2 (caso 1) (Fig. 5.7(a)). Los valores de β obtenidos en este caso son aproximadamente un 100%, 65% y 55% más grandes que los obtenidos en el estudio del criterio 1 (Fig. 5.7(a)). En los sistemas de 10 niveles (Fig. 5.10(b)) los valores de β disminuyen considerablemente con respecto a las estructuras de 5 niveles, sobre todo para un coeficiente de diseño $c=0.3$. Los valores de β varían de 3.2 a 6.6 para $c=0.3$ y 0.5, respectivamente. Para $c=0.4$ y 0.5 los valores de la confiabilidad son del orden de los obtenidos para los casos de comportamiento bilineal y Takeda para el criterio 2 (caso 1) (Fig. 5.7(b)), mientras que para $c=0.3$, 0.4 y 0.5 las confiabilidades casi son iguales a las que se obtienen para un comportamiento de degradación de rigidez y resistencia para el criterio 2 (caso 1) (Fig. 5.7(b)). En las estructuras de 15 niveles (Fig. 5.10(c)) la confiabilidad de los sistemas con deterioro de rigidez y resistencia presenta valores semejantes a los del comportamiento bilineal y Takeda para el criterio 2 (caso 1) (Fig. 5.7(c)), para $c=0.3$ ($\beta=4.05$). La confiabilidad disminuye con respecto a esos comportamientos cuando $c=0.4$ ($\beta=5.33$). Sin embargo el valor del índice β es mucho mayor que el que se encuentra para el comportamiento bilineal y Takeda en el estudio del criterio 1 (Fig. 5.7(c)). En las estructuras de 20 niveles (Fig. 10(d)) se observa que los valores de las confiabilidades son muy parecidas, $\beta=6.46$ y 6.62 para $c=0.3$ y 0.4, respectivamente. Estos valores son mayores comparados con los que se obtienen para el comportamiento de Takeda y semejantes a los que se obtienen para el comportamiento bilineal para el criterio 2 (caso 1) (Fig. 5.7(d)). Sin embargo el valor del índice β es mucho mayor que el que se encuentra

para el comportamiento bilineal y Takeda en el estudio del criterio 1 (Fig. 5.7(d)). Cabe hacer notar que para estas estructuras fue necesario realizar más de 100 simulaciones (para $c=0.3$ y 0.4 se utilizaron 300 y 200 simulaciones, respectivamente) ya que la confiabilidad calculada para $c=0.3$ daba mayor que la que se obtenía con $c=0.4$; por lo tanto se tuvo que hacer más simulaciones para ver cómo se movían ambas confiabilidades. Para la intensidad sísmica de 980 cm/s^2 (Fig. 5.11) los edificios de 5 niveles (Fig. 5.11(a)) presentan mayores confiabilidades con respecto a los edificios de 10 y 15 niveles, no así para el de 20 niveles. Sus confiabilidades varían de 2.84 a 4.28, para $c=0.3$ y 0.5 , respectivamente. Estos valores de confiabilidad disminuyen en gran proporción con respecto a los que se obtienen para las demás estructuras con comportamientos bilineal y Takeda para el criterio 2 (caso 1) (Fig. 5.8(a)). También se observa que estos índices de confiabilidad disminuyen drásticamente con respecto a los que se obtienen con una intensidad sísmica de 680 cm/s^2 (Fig. 5.10(a)). Sin embargo, en estos sistemas, las confiabilidades siguen siendo mayores, en más de una unidad, que las que se obtienen en el estudio del criterio 1 para un comportamiento bilineal y Takeda (Fig. 5.8(a)). En las estructuras de 10 niveles (Fig. 5.11(b)) se tienen valores de β que varían entre 1.5 y 3.41 para $c=0.3$ y 0.5 , respectivamente. Estos valores son mayores con respecto a los encontrados en el estudio del criterio 1, para los comportamientos bilineal, Takeda y degradación de rigidez y resistencia (Fig. 5.8(b)). Estas estructuras de 10 niveles, presentan confiabilidades menores, para $c=0.3$ y 0.4 , a las que se obtienen en el criterio 2 (caso 1) para los comportamientos bilineal y Takeda (Fig. 5.8(b)), mientras que para $c=0.5$ la confiabilidad es un poco mayor ($\beta=3.41$) con respecto a los comportamientos bilineal y Takeda y menor para el comportamiento de degradación de rigidez y resistencia que se obtuvo con la muestra utilizada para los resultados de la Fig. 5.8(b). En los sistemas de 15 niveles (Fig. 5.11(c)) β toma valores de 1.19 para $c=0.3$ y de 1.91 para $c=0.4$, menores que los encontrados para los otros comportamientos que se estudiaron en el criterio 2 (caso 1) (Fig. 5.8(c)) y sólo un poco mayores a los que se tienen en el estudio del criterio 1 (Fig. 5.8(c)). Para las estructuras de 20 niveles (Fig. 5.11(d)) los valores de β son de 3.39 y 3.68 para $c=0.3$ y 0.4 , respectivamente. Estos valores son un poco menores que los calculados para los otros comportamientos estructurales para el criterio 2 (caso 1) (Fig. 5.8(d)) y bastante más altos que los obtenidos en el estudio previo del criterio 1 (Fig.

5.8(d)), para esos mismos comportamientos estructurales (bilineal y Takeda). Para estas estructuras de 20 niveles, también fue necesario hacer más simulaciones (200 simulaciones para cada coeficiente), ya que sucedió lo mismo que la intensidad anterior, para el mismo edificio. Para la intensidad sísmica de 1177 cm/s^2 los sistemas de 5 niveles (Fig. 5.12(a)) presentan confiabilidades de 1.70, 2.33 y 3.52 para $c=0.3$, 0.4 y 0.5 respectivamente, estos valores son menores comparados con los que se obtienen para comportamientos de los elementos estructurales, bilineal y Takeda, en el estudio del criterio 2 (caso 1) (Fig. 5.9(a)) y mayores con respecto a las confiabilidades, para los mismos comportamientos de los elementos estructurales, que se obtienen del estudio del criterio 1 (Fig. 5.9(a)). En los sistemas de 10 niveles (Fig. 5.12(b)) la confiabilidad para los valores de $c=0.3$ y 0.4 son menores que los que se obtienen para los comportamientos bilineal y Takeda para el criterio 2 (caso 1) (Fig. 5.9(b)), con valores de 0.36 y 0.76, respectivamente. Mientras que para $c=0.5$ la confiabilidad aumenta ($\beta=2.32$) con respecto a las confiabilidades obtenidas en el criterio 2 (caso 1) para ambos comportamientos (Fig. 5.9(b)). Sin embargo estos valores de confiabilidad, para los tres coeficientes de diseño, son aproximadamente una unidad mayor que los que se obtienen con el mismo comportamiento (bilineal y Takeda) en el estudio del criterio 1 y más de dos unidades para el comportamiento de degradación de rigidez y resistencia para el mismo criterio (Fig. 5.9(b)). En las estructuras de 15 niveles (Fig. 5.12(c)) la confiabilidad disminuye un poco con respecto al edificio de 10 niveles, pero sin llegar a los valores menores que 0.0, con valores de β de 0.11 y 0.38 para $c=0.3$ y 0.4, respectivamente. Estos valores son menores que los que se obtienen para los otros dos tipos de comportamiento (bilineal y Takeda) utilizados en el criterio 2 (caso 1) (Fig. 5.9(c)) y en el caso de $c=0.4$ menor que el que se obtiene en el estudio del criterio 1 (Fig. 5.9(c)) para un comportamiento bilineal. En las estructuras de 20 niveles (Fig. 5.12(d)) presentan valores de β de 2.78 y 3.70 para $c=0.3$ y 0.4, respectivamente, mayores para los encontrados con comportamiento de Takeda en el criterio 2 (caso 1) (Fig. 5.9(d)) y que los encontrados para los edificios de 5, 10, y 15 niveles para este caso 2.

En general los resultados muestran que el valor del índice de confiabilidad β disminuye cuando se tiene un tipo de comportamiento de los elementos estructurales con deterioro de

rigidez y resistencia, aunque estos valores siempre son mayores a cero y, excepto en un caso, mayores a los que se obtienen utilizando el criterio 1.

Además se nota que utilizando éste criterio 2 (caso 2) la confiabilidad disminuye al pasar de 5 a 10 y de 10 a 15 niveles en proporción menor sólo para las intensidades de 980 cm/s^2 y 1177 cm/s^2 , pero vuelve a aumentar significativamente para el edificio de 20 niveles. Éste efecto también se presentó tanto para el criterio 1 y el criterio 2 (caso 1). Este tipo de comportamiento puede deberse, como se mencionó anteriormente, al cambio de propiedades dinámicas debido al comportamiento inelástico de la estructura y que al cambiar el periodo al cual responde, haciéndolo más largo, hace responder a la estructura en la parte descendente del espectro de respuesta de pseudoaceleraciones (Fig. 4.10). En la tabla 5.10 se presentan los valores del índice de confiabilidad β que se obtienen para todos los casos anteriores estudiados.

5.3.3 Resultados considerando la capacidad de deformación global

Se estudiaron los edificios normales y modificados, de 5, 10, 15 y 20 niveles, con los coeficientes de diseño sísmico dados en la tabla 4.5, considerando un comportamiento de los elementos estructurales con degradación de rigidez y resistencia y utilizando las intensidades de 680 cm/s^2 , 980 cm/s^2 y 1177 cm/s^2 . Para los edificios normales los índices de confiabilidad, β , se obtuvieron tomando los resultados de la deformación demandada de azotea de los análisis sísmicos hechos con las simulaciones realizadas para la aplicación del criterio 2 (caso 2) en el subcapítulo 5.3.2.2, es decir no se realizaron nuevas simulaciones, esto con el fin de comparar los resultados de utilizar ambos criterios. Para los edificios modificados se realizaron nuevas simulaciones.

5.3.3.1 Edificios normales

En las figuras 5.13 a 5.15 se presentan los resultados del índice de confiabilidad utilizando la capacidad de deformación global de la estructura. En las mismas figuras se muestran los

resultados del índice de confiabilidad que se obtienen con el criterio 2 (caso 2) para calcular la capacidad de deformación de entrepiso, sólo para fines de comparación.

Para la intensidad sísmica de 680 cm/s^2 (Fig. 5.13) las estructuras de 5 niveles (Fig. 5.13(a)) muestran valores de β altos por encima de 9.5 hasta 10, los cuales disminuyen con un aumento del coeficiente de diseño sísmico, c . Este comportamiento contrario al que se hubiera esperado (con β aumentando al aumentar el valor de c) puede deberse a que el comportamiento de estas estructuras a esa intensidad sísmica es predominantemente elástico para todos los coeficientes sísmicos de diseño estudiados, por lo que tal variación puede deberse al tamaño de la muestra; por lo anterior, se tomaron 200 simulaciones por caso para observar la variación de β , sin embargo no se encontraron cambios importantes en el comportamiento con un aumento en el tamaño de la muestra. También se observa que los valores de las confiabilidades obtenidas para este caso son mayores, principalmente para valores de $c=0.3$ y 0.4 , que los que se obtienen para el criterio 2 (caso 2) (Fig. 5.13(a)). Las estructuras de 10 niveles (Fig. 5.13(b)) muestran una variación creciente de β con c , aunque con menores diferencias entre $c=0.4$ y $c=0.5$. Los valores de β para $c=0.3$ y 0.4 son un poco mayores a los que se obtienen para el criterio 2 (caso 2) (Fig. 5.13(b)), aunque para $c=0.5$ es todo lo contrario. En las estructuras de 15 niveles (Fig. 5.13(c)) se encuentra poca diferencia entre la confiabilidad para $c=0.3$ y $c=0.4$, siendo sólo un poco mayor para éste último (4.5 vs 4.7). La confiabilidad en estas estructuras para $c=0.3$ es mayor que la obtenida para las de 10 niveles, aunque para $c=0.4$ aquella es menor. Al comparar estas confiabilidades con las que se obtienen en el criterio 2 (caso 2) (Fig. 5.13(c)) se puede observar que no tienen mucha diferencia entre ellas. Las estructuras de 20 niveles (Fig. 5.13(d)) presentan valores de β semejantes para ambos coeficientes de diseño sísmico estudiados ($\beta=5.048$), aunque mayor que el de las estructuras de 15 niveles, además presenta valores menores que los encontrados para las confiabilidades obtenidas con el criterio 2 (caso 2) (Fig. 5.13(d)).

Para una intensidad sísmica de 980 cm/s^2 (Fig. 5.14) las estructuras de 5 niveles (Fig. 5.14(a)) presentan una variación creciente casi lineal de β con respecto a c , con valores que van de 2.79 a 4.84 y disminuyen significativamente con respecto a la intensidad anterior.

Al comparar estos valores de β con los que se obtienen en el criterio 2 (caso 2) (Fig. 5.14(a)) se nota que son muy parecidos, especialmente para $c=0.3$. Los edificios de 10 niveles (Fig. 5.14(b)) presentan también una variación semejante a los de 5 niveles, aunque con un crecimiento más suave y valores entre 1.87 y 2.53. Cuando se comparan las confiabilidades obtenidas en el criterio 2 (caso 2) (Fig. 5.14(b)) se puede observar que para $c=0.3$ y especialmente para $c=0.4$ no existen diferencias muy significativas mientras que para $c=0.5$ existe una diferencia grande entre las confiabilidades, siendo menor la obtenida para este caso de capacidad de deformación global. La confiabilidad en las estructuras de 15 niveles (Fig. 5.14(c)) es menor que en las dos anteriores de 5 y 10 niveles con valores de 1.7 y 1.81 para $c=0.3$ y 0.4, respectivamente. Existe una diferencia entre confiabilidades, principalmente para $c=0.3$, cuando se compara con los valores obtenidos en el criterio 2 (caso 2) ((Fig. 5.14(c)), mientras que para $c=0.4$ las confiabilidades son casi iguales. En las estructuras de 20 niveles (Fig. 5.14(d)) el valor del índice de confiabilidad β , se incrementa siendo mayor aún que el de las estructuras de 10 niveles con valores de β iguales a 1.98 y 2.72 para $c=0.3$ y 0.4, respectivamente. Existen grandes diferencias entre los valores de β obtenidos en el criterio 2 (caso 2) y éste, observando que el primero presenta los más altos valores de β (Fig. 5.14(d)).

Para la intensidad sísmica de 1177 cm/s^2 (Fig. 5.15) los sistemas de 5 niveles (Fig. 5.15(a)) muestran también una variación creciente casi lineal de β con respecto a c . La confiabilidad disminuye con respecto a la intensidad sísmica anterior, aunque presentando valores no muy bajos entre 1.75 y 3.65. Al comparar estos valores de β con los obtenidos con el criterio 2 (caso 2) (Fig. 5.15(a)) se puede observar que las confiabilidades son casi iguales. En las estructuras de 10 niveles (Fig. 5.15(b)) se tienen valores de confiabilidad en 0.92 y 1.67 con una aproximación lineal entre β y c . Existen diferencias entre los valores de β obtenidos con el criterio 2 (caso 2) y éste, presentando el primero, confiabilidades menores para valores de $c=0.3$ y 0.4, mientras que para $c=0.5$ la confiabilidad es mayor (Fig. 5.15(b)). La confiabilidad en las estructuras de 15 niveles (Fig. 5.15(c)) vuelve a disminuir con respecto a las dos estructuras anteriores con valores de 0.47 y 0.79 para $c=0.3$ y 0.4, respectivamente. Los valores de confiabilidad obtenidos con el criterio 2 (caso

2) para esta intensidad son un poco menores a los obtenidos en este caso estudiado (Fig. 5.15(c)). La confiabilidad en los sistemas de 20 niveles (Fig. 5.15(d)) vuelve a aumentar con valores mayores a la de las estructuras de 10 y 15 niveles ($\beta=1.42$ para $c=0.3$ y $\beta=2.04$ para $c=0.4$). Nuevamente los valores del índice de confiabilidad obtenidos en el criterio 2 (caso 2) son mucho más altos que los obtenidos en este caso estudiado (Fig. 5.15(d)).

En general se observa que para este tipo de estructuras, se obtienen valores del índice de confiabilidad un poco mayores para sistemas de 5, 10 y 15 niveles, cuando se utiliza el criterio de capacidad de deformación global (excepto en el caso de estructuras de 10 niveles con $c=0.5$ y de 15 niveles con $c=0.4$ con intensidades sísmicas bajas a moderadas). En el caso de las estructuras de 20 niveles se presentan diferencias significativas entre las confiabilidades calculadas con los dos diferentes criterios de capacidad de entrepiso y global, siendo mayores los valores cuando se utiliza el primer criterio (de entrepiso). En la tabla 5.11 se presentan los valores del índice de confiabilidad β que se obtienen para todos los casos anteriores estudiados.

5.3.3.2 Edificios modificados

En las figuras 5.16 a 5.18 se presentan los resultados del índice de confiabilidad que se obtienen para las estructuras modificadas. El número de simulaciones que se hicieron para obtener estos resultados fueron de 200, excepto en algunos casos en los cuales, debido a los resultados obtenidos, se encontró la necesidad de realizar un mayor número de simulaciones.

Para la intensidad de 680 cm/s^2 (Fig. 5.16) se observa que el edificio de 5 niveles (Fig. 5.16(a)) tiene los mayores valores del índice de confiabilidad, con respecto a los demás edificios. β presenta una variación aproximadamente lineal creciente con respecto a c , con valores de 9.13 a 9.86 para $c=0.3$ y $c=0.5$ respectivamente y que son del orden a los obtenidos para las estructuras normales. Las estructuras de 10 niveles (Fig. 5.16(b)) presenta la misma tendencia, β varía de 3.36 a 5.83 para $c=0.3$ y $c=0.5$ respectivamente, y son del orden de las estructuras normales respectivas. En ambos edificios se nota que la

confiabilidad aumenta conforme aumenta el coeficiente de diseño sísmico. Los edificios de 15 y 20 niveles (Fig. 5.16(c) y (d)) presentan un comportamiento diferente al que podría esperarse. En estos casos se encuentra que el valor del índice de confiabilidad para los sistemas diseñados con $c=0.3$ es mayor que el que se obtiene para $c=0.4$. En el caso de los sistemas de 15 niveles el valor de β para $c=0.3$ es mayor al que se obtiene para las estructuras de 10 niveles con ese mismo coeficiente de diseño. Cuando $c=0.4$ el valor de β es menor que el calculado para la estructura de 10 niveles. Las estructuras de 20 niveles presentan valores del índice de confiabilidad, β , mayores que los obtenidos para los sistemas de 10 y 15 niveles. Con el fin de verificar el comportamiento descrito anteriormente, se incrementó hasta 300 el número de simulaciones para estas estructuras, aunque se siguió manteniendo el mismo comportamiento. Aunque para estos casos los valores de β son relativamente altos (en las estructuras de 15 niveles $\beta=4.91$ y 4.26 para $c=0.3$ y 0.4 , respectivamente, y en las de 20 niveles $\beta=5.56$ y 5.24 para $c=0.3$ y 0.4 , respectivamente) no es posible atribuir este comportamiento a la existencia de un predominio de la respuesta elástica en estas estructuras para ambos coeficientes sísmicos y que los resultados se deban a un problema del tamaño de la muestra. En este caso es posible que para este tipo de estructuras se pueda tener un comportamiento inelástico que provoque un cambio en sus propiedades dinámicas de tal forma que estén respondiendo en la rama descendente del espectro de respuesta para dicha intensidad, lo cual genere que se presente este comportamiento. Un estudio más detallado deberá realizarse para encontrar su causa. En general la confiabilidad de estas estructuras es un poco mayor que la que se obtiene para las estructuras normales.

Para la intensidad de 980 cm/s^2 (Fig. 5.17) el edificio de 5 niveles (Fig. 5.17(a)) sigue manteniendo la misma tendencia como la mostrada para la intensidad de 680 cm/s^2 . Sigue presentando las mayores confiabilidades con respecto a los edificios de 10, 15 y 20 niveles, aunque con diferencias no tan grandes. Para este caso β varía de 3.09 a 6.07 para $c=0.3$ y $c=0.5$ respectivamente, además estos valores de β son mayores que los de las estructuras normales. Para los edificios de 10 niveles (Fig. 5.17(b)) los valores del índice de confiabilidad son del mismo orden que para las estructuras normales, con valores entre

1.53 y 2.56. Lo mismo se presenta en los sistemas de 15 niveles cuyos valores son de 1.54 y 2.09 para $c=0.3$ y 0.4 , respectivamente, sólo un poco menores que para la estructura de 10 niveles. En las estructuras de 20 niveles (Fig. 5.17(d)) se observa que para esta intensidad β varía de 2.35 a 3.21 para $c=0.3$ y $c=0.4$ respectivamente, y muestran valores un poco mayores que los obtenidos para las estructuras normales. También aquí los valores de β en estas estructuras son mayores con respecto a los de las estructuras de 10 y 15 niveles.

En la intensidad de 1177 cm/s^2 (Fig. 5.18) el edificio de 5 niveles (Fig. 5.18(a)) presenta confiabilidades más grandes que la de los edificios de 10 y 15 niveles, con una variación aproximadamente lineal creciente con respecto a c . Los valores de β disminuyen con respecto a la intensidad anterior, aunque siguen siendo relativamente altas (entre 1.99 y 4.3). Para el edificio de 10 niveles (Fig. 5.18(b)) se presenta una variación casi lineal de β con respecto a c , con valores entre 0.50 y 1.59. Para el edificio de 15 niveles (Fig. 5.18(c)) las confiabilidades son un poco mayores que las calculadas para el edificio de 10 niveles, con valores de 0.74 y 1.40 para $c=0.3$ y $c=0.4$. En el caso del edificio de 20 niveles (Fig. 5.18(d)) se presenta un incremento considerable en la confiabilidad con respecto a los edificios de 10 y 15 niveles, con valores de 2.10 y 2.65 para $c=0.3$ y $c=0.4$, siendo aún estos valores ligeramente mayores que los que se tienen para las estructuras de 5 niveles. En forma general se tienen valores de β un poco mayores para las estructuras de 5, 15 y 20 niveles que los obtenidos para las estructuras normales. En la tabla 5.12 se presentan los valores del índice β que se obtienen para los casos estudiados con este tipo de estructura.

Finalmente, tanto en los edificios normales como en los modificados, se nota un aumento significativo de la confiabilidad para los edificios de 15 y 20 niveles con respecto a los demás edificios para las intensidades altas, esto posiblemente se deba a que los periodos fundamentales de estos edificios se encuentran en la rama ascendente del espectro de respuesta lineal y muy cercanos al pico por lo que al degradarse su rigidez debido al comportamiento inelástico, sus propiedades dinámicas cambian (aumento del periodo de vibración) y lo hacen responder en el intervalo de respuesta de la rama descendente del

espectro de pseudo aceleraciones, alejándose del pico del espectro y disminuyendo su respuesta (Fig. 4.10).

Por todos los resultados obtenidos, es evidente que el índice de confiabilidad β esta totalmente influenciado por todos los parámetros en estudio que se muestran a continuación:

- Periodos fundamentales de los sistemas
- Coeficientes de diseño sísmico
- Intensidad sísmica
- Tipos de comportamiento histerético
- Tipo de criterio utilizado para obtener la capacidad de deformación estructural

Los resultados muestran que en general las estructuras de 5 niveles presentan las mayores confiabilidades (excepto en un caso). La confiabilidad de los sistemas disminuye al aumentar el número de niveles a 10. En el caso de los sistemas de 15 y 20 niveles su confiabilidad presenta una disminución o aumento gradual con respecto a la de 10 niveles, dependiendo principalmente del tipo de comportamiento histerético que se suponga, así como de la intensidad sísmica, según se vio y explicó en los párrafos anteriores. Este comportamiento de las estructuras de 15 y 20 niveles se vio más influenciado por la forma de calcular la capacidad de deformación, ya que con el criterio 2 de entrepiso y el criterio global la obtención de una capacidad de deformación del marco de 20 niveles, en proporción mayor a la de los otros marcos, provoca un aumento significativo en su confiabilidad.

Con los resultados encontrados se nota que puede existir una relación del tipo lineal entre el índice de confiabilidad β y el coeficiente de diseño sísmico c , ya que los resultados de los edificios de 5 y 10 niveles lo muestran, así entonces en los edificios de 15 y 20 niveles, se puede predecir que tendrán esa misma relación.

También se observa que, en todos los resultados mostrados anteriormente, existe menor confiabilidad al utilizar una mayor intensidad sísmica, independientemente del criterio

utilizado para obtener la capacidad de deformación, así como del modelo de histéresis estudiado.

En general se observa que, en todos los resultados, los valores del índice β son mayores al utilizar un comportamiento histerético bilineal, con respecto a los valores obtenidos utilizando los comportamientos histeréticos de degradación de rigidez (Takeda) y de degradación de rigidez y resistencia, presentando éste último los menores valores de β .

Finalmente los valores del índice de confiabilidad, β , obtenidos a partir del criterio 1 de capacidad de entrepiso, son menores comparados con los obtenidos con el criterio 2 de capacidad de entrepiso y del criterio de capacidad global. Estos dos últimos criterios presentan confiabilidades más o menos semejantes.

CAPÍTULO 6. FUNCIONES DE CONFIABILIDAD

Se establece una metodología simple para estimar la confiabilidad de un sistema complejo a partir del análisis de un sistema simplificado de referencia (SSR). Se utiliza un modelo sencillo para el sistema de referencia el cual se obtiene mediante un análisis de empuje lateral del sistema complejo con propiedades nominales y medias.

6.1 Sistema de referencia

Se han propuesto diversos criterios para definir las características del SSR asociado con un sistema específico (Esteva *et al*, 1995; Esteva *et al*, 1996; Collins *et al*, 1996). Con base en ellos se utiliza aquí una opción que puede ofrecer el mejor balance entre representatividad y simplicidad. El sistema de referencia consiste en un sistema simple de un grado de libertad, con propiedades determinadas a partir de un estudio de análisis de empuje lateral (push-over). La realización de este tipo de análisis se puede hacer considerando diferentes criterios. Uno de ellos, el más utilizado, consiste en someter a la estructura ante una configuración previamente definida de cargas que actúan sobre ella. Es usual definir dicha configuración como la correspondiente a las fuerzas de inercia del modo fundamental de

vibración o como la que resulta de suponer un diagrama triangular de aceleraciones con su máximo en el extremo superior del sistema. Los resultados de tal análisis dependerá de la forma de la configuración de cargas que finalmente sea usada. Otra manera de realizar el análisis es someter a la estructura a una configuración, en este caso, de deformaciones. Al igual que para el caso anterior la respuesta del sistema dependerá de la forma que se elija.

Otra opción es la de analizar a la estructura ante una aceleración en el suelo, la cual crezca en forma monotónica. Con esto se deja a la estructura a que se deforme de acuerdo a sus características dinámicas. Esta última opción podría acercarse un poco más a las condiciones en que estaría una estructura cuando es sometida a un movimiento sísmico.

En este trabajo, por cuestiones prácticas, se optó por utilizar el procedimiento de empuje lateral ante un sistema de cargas con una configuración dada. La configuración elegida fue la que se obtiene aplicando un sistema de cargas laterales igual al propuesto por las Normas Técnicas Complementarias por Sismo (NTCS) para el método de análisis estático. El análisis se hizo llevando a las estructuras hasta una deformación suficientemente grande para formar un mecanismo de falla.

El análisis de empuje lateral se realizó mediante el programa DRAIN-2DX (Prakash, Powell y Campbell, 1993). En forma resumida, en este programa el análisis se realiza mediante un procedimiento de incrementos de carga en el cual se va determinando la ocurrencia de un cambio de rigidez en los elementos de la estructura debido a que alcanza su nivel de fluencia, el cual se considera en la aplicación del siguiente incremento de carga.

Del análisis de empuje lateral se obtiene la relación cortante basal-desplazamiento de azotea. La curva fuerza-deformación que se obtiene de dicha relación se representa mediante una curva bilineal, con rigidez-tangente inicial obtenida de la parte del comportamiento lineal del sistema (antes de que fluya alguna de las secciones de los elementos estructurales). La segunda rama resulta de minimizar el error cuadrático para el intervalo de deformaciones en el cual la estructura presenta un estado de fluencia. Así, el sistema de referencia (Fig. 6.1) se define por su rigidez inicial, k_1 , rigidez a la fluencia, k_2 , masa, m , y cortante de fluencia, V_y , obtenidos de la relación cortante basal-desplazamiento de azotea. El cortante de fluencia se toma igual al del punto de intersección entre las dos

pendientes k_1 y k_2 ajustadas. La masa del sistema simple se calcula a partir del periodo fundamental de la estructura y la rigidez inicial, k_1 , del sistema de referencia.

El sistema de referencia que se toma para relacionar su respuesta con la confiabilidad de la estructura completa se obtiene de dos maneras. Una es considerando al sistema completo con sus propiedades nominales mecánicas y de carga, con resistencias calculadas suponiendo el acero obtenido del diseño, utilizando el método del bloque de esfuerzos. La otra es considerando al sistema completo pero tomando los valores medios de las variables que definen la geometría de los elementos estructurales, cargas, resistencia y curva de esfuerzo-deformación de los materiales (subcapítulo 4.2). En este caso la resistencia de los elementos se calcula considerando el efecto de confinamiento del concreto.

6.2 Casos estudiados

Se obtuvieron sistemas de referencia de los edificios de 5, 10, 15 y 20 niveles, normales y modificados estudiados.

En las figuras 6.2 a 6.5 se presentan las relaciones cortante basal-desplazamiento de azotea obtenidas del análisis de empuje lateral realizado para las estructuras estudiadas, para cada coeficiente de diseño sísmico utilizado, considerando sus propiedades nominales y medias. Como se dijo anteriormente, a los puntos de las gráficas se les ajustó una relación de comportamiento bilineal en la cual la pendiente inicial (rigidez k_1) y la segunda pendiente (rigidez a la fluencia k_2) se calcularon de acuerdo a lo dicho en el subcapítulo 6.1. El intervalo de desplazamientos de los puntos que se tomaron para el ajuste de la segunda pendiente se hizo en forma arbitraria, tomándolo a partir del momento en que se observaba una tendencia lineal estable. En las estructuras de 20 niveles se encontró que se presentaban fluctuaciones en el comportamiento a la fluencia para desplazamientos muy grandes (Figs. 6.2d a 6.5d). Este tipo de comportamiento puede deberse a que para ese nivel de deformación, la estructura empieza a presentar problemas de inestabilidad debido a la formación de articulaciones en un gran número de elementos estructurales. Por lo anterior, el ajuste de la segunda pendiente se realizó considerando únicamente hasta el punto en que se empezaba a tener un cambio importante en la tendencia mantenida, hasta ese punto.

En las mismas figuras 6.2 a 6.5 se presentan los pesos de cada edificio y con líneas continuas las rectas ajustadas para cada pendiente. El cortante de fluencia, V_y , se calculó, como ya se dijo, como el punto de intersección entre las dos rectas.

En las tablas 6.1 a 6.4 se presentan los valores de la rigidez inicial, masa, cortante de fluencia y relación de rigidez de fluencia a rigidez inicial, que se obtienen de los ajustes anteriores para cada estructura y coeficiente sísmico estudiado de los edificios normales y modificados con propiedades nominales y medias, respectivamente. En las mismas tablas se da el periodo de vibración de cada estructura y la masa calculada del sistema. De acuerdo con los resultados presentados en las tablas 6.1 y 6.2 la relación de rigideces, k_2/k_1 , para todos los casos con propiedades nominales varía entre 0.020 y 0.037, mientras que los resultados presentados en las tablas 6.3 y 6.4 considerando propiedades medias varían entre 0.023 y 0.038. Es posible que para casos prácticos esta relación pueda tomarse igual para cualquier estructura, considerando un valor promedio. Sin embargo, en este trabajo se conservó la relación que se obtuvo de los análisis para cada estructura.

6.3 Relaciones R - β

Los sistemas de referencia definidos anteriormente sirven para relacionar las medidas de confiabilidad obtenidas en el capítulo 5, con los espectros y parámetros de diseño estructurales, que facilitarán formular recomendaciones simples para el desarrollo de criterios prácticos de diseño basados en confiabilidad.

Cada uno de los edificios analizados está relacionado con su sistema de referencia mediante el parámetro $R=S_d \delta_y$ (ec. 2.4), que es el valor esperado de la demanda de ductilidad que desarrolla dicho sistema ante una excitación sísmica de intensidad dada. Tomando a δ_y como la deformación de fluencia del sistema (igual a V_y/k_1) y a S_d representando el valor esperado de la ordenada del espectro inelástico de desplazamientos para ese sistema de referencia.

En este trabajo el valor de S_d de cada sistema de referencia se obtuvo para cada una de las familias de temblores simulados. En la figura 6.6 se muestra, esquemáticamente, un

ejemplo del espectro inelástico de desplazamientos para un nivel de fluencia dado. V'_y , utilizando el registro sísmico del 19 de septiembre de 1985.

Los sistemas de referencia se analizaron suponiendo, un comportamiento histerético bilineal.

En las tablas 6.5 a 6.8 se presentan los valores de R calculados para los edificios normales y modificados, con propiedades nominales y medias, para cada coeficiente de diseño y familia de temblores simulados estudiados.

Los resultados anteriores se utilizaron para establecer la relación del índice de confiabilidad, β , de cada estructura analizada con el parámetro R de su sistema de referencia correspondiente.

En las figuras 6.7 y 6.8 se observa la relación de los valores de β , que se obtuvieron con el primer criterio de capacidad de entrepiso (criterio 1), con respecto al logaritmo natural de R para los sistemas de referencia con propiedades nominales y medias, respectivamente. para los casos de edificios normales y modificados a los cuales se les supuso un comportamiento bilineal y de Takeda.

Los resultados muestran que en los edificios normales con comportamiento bilineal y R calculado con propiedades nominales (Fig. 6.7(a)), los resultados de la relación R - β de todos los casos estudiados (número de niveles y coeficiente de diseño), se alinean en una franja aproximadamente lineal la cual muestra poca dispersión en todo el intervalo de valores de R estudiados. Cuando se tiene un comportamiento de Takeda (Fig. 6.7(b)), los valores de la relación R - β muestran ya una mayor dispersión, sobre todo en valores de R aproximadamente mayores que 2. En este caso se encuentra que β disminuye conforme aumenta el número de niveles, incrementándose las diferencias entre los valores de β de las estructuras de distintos niveles conforme aumenta el valor de R .

En el caso de los edificios modificados, con R calculado con propiedades nominales, se encuentra que para un comportamiento bilineal (Fig. 6.7(c)), las estructuras de 5 niveles muestran una confiabilidad ligeramente mayor en el intervalo de valores de R estudiados. Los valores de β disminuyen conforme se aumenta el número de niveles, con diferencias mayores conforme aumenta el valor de R , sin embargo para valores de R aproximadamente

menores que 2 las estructuras de 10 niveles muestran valores de β ligeramente menores que los de 15 y 20 niveles. En sí no se tiene mucha dispersión entre los valores de los diferentes casos estudiados, aunque sí es mayor que la encontrada en los edificios normales. Para un comportamiento del tipo de Takeda (Fig. 6.7(d)), se mantienen las tendencias descritas en el comportamiento anterior, aunque en este caso se tienen mayores diferencias entre los valores de β de las estructuras de distintos niveles.

Cuando se toma al sistema de referencia calculado con las propiedades medias de la estructura, se ve que en los edificios normales con comportamiento bilineal (Fig. 6.8(a)) se presenta un comportamiento contrario a lo descrito en los párrafos anteriores. En este caso se encuentra que en general la confiabilidad con respecto al parámetro R se incrementa conforme aumenta el número de niveles o periodo de la estructura. Las diferencias entre los valores de β para las diferentes estructuras de distintos niveles, son más notorias que lo que se encontraba para el caso con valores de R calculados con propiedades nominales. Cuando se toma un comportamiento de Takeda (Fig. 6.8(b)), los resultados muestran variaciones en la confiabilidad de las estructuras de distintos niveles, cambiando su comportamiento conforme varía el valor de R . Para valores menores de R la confiabilidad estructural aumenta con el número de niveles, pero conforme R crece este comportamiento tiende a invertirse. Aún así se tiene una menor dispersión en los resultados de las diferentes estructuras que en el caso bilineal.

Las estructuras modificadas con comportamiento bilineal (Fig. 6.8(c)) presentan un comportamiento muy semejante al correspondiente de los edificios normales, pero con menores diferencias entre las confiabilidades de los edificios de distintos niveles. Lo mismo sucede para el caso de los edificios modificados con el modelo de Takeda (Fig. 6.8(d)) con un comportamiento similar al correspondiente de los edificios normales.

Los resultados que se encuentran para las estructuras con comportamiento bilineal y de Takeda, cuya confiabilidad se obtiene a partir del factor de seguridad de entrepiso considerado en el criterio 1 para calcular la deformación máxima, muestran un comportamiento variable en el que en general la confiabilidad con respecto al parámetro R puede variar en función del número de niveles o periodo de la estructura. La forma en que esta variación se presenta depende de cómo se evalúe el valor del parámetro de diseño R

(con propiedades nominales o medias). Los mismos resultados parecen mostrar la posibilidad de encontrar relaciones $R-\beta$, que puedan ser independientes del tipo de estructura, dada la poca dispersión que se tiene entre los resultados de los diferentes sistemas estudiados.

En la figura 6.9 se presentan las relaciones $R-\beta$ para el caso de estructuras normales con comportamiento bilineal y de Takeda. Para este caso los valores de β son los que se encuentran cuando se utiliza el criterio 2 de capacidad de deformación máxima de entrepiso. Aquí se tomaron los resultados de deformación máxima demandada de los análisis de las estructuras que se utilizaron para la aplicación del criterio 1 (Figs. 6.7 y 6.8), en el cálculo de la confiabilidad estructural. Como se vio en el capítulo 5, los valores de confiabilidad con el criterio 2 son mayores que los encontrados con el criterio 1.

Los resultados que se obtienen para este criterio presentan un comportamiento diferente al del criterio anterior. En el caso en que el valor de R se calcula con propiedades nominales, la variación del índice β con respecto al número de niveles de la estructura no muestra una tendencia claramente definida. Esto es en general tanto para un comportamiento bilineal (Fig. 6.9(a)) como de Takeda (Fig. 6.9(b)). En el caso en que se utilizan valores de R calculados con propiedades medias (Figs. 6.9(c) y (d)), se presenta una variación general del índice β en función del número de niveles con los valores más grandes para las estructuras de 20 niveles, disminuyendo para las de 15 niveles, después las de 5 niveles y por último las de 10 niveles. Sin embargo ésta no se conserva en todo el intervalo de valores de R .

En el caso de sistemas con comportamiento de degradación de rigidez y resistencia (Fig. 6.10), tanto para propiedades nominales como medias en el cálculo del valor de R , se tiene un comportamiento como el descrito en el comportamiento bilineal y de Takeda con R calculado con propiedades medias.

En todos los casos obtenidos con el criterio 2, las diferencias entre los índices β de las estructuras de diferentes niveles son bastante grandes como para poder establecer una sola relación general $R-\beta$ que considere a todas las estructuras en una sola familia.

Cuando se analiza la relación $R-\beta$ que se obtiene cuando se toma el factor de seguridad global (Fig. 6.11) no es posible encontrar una variación general del índice de confiabilidad β con respecto a R en función del número de niveles, tanto para valores de R con propiedades nominales (Figs. 6.11(a) y (b)) como con propiedades medias (Figs. 6.11(c) y (d)).

Los resultados anteriores (Figs. 6.7 a 6.11) muestran, tal como se presentan, algunas tendencias en el comportamiento de las estructuras en función del número de niveles de las estructuras. Sin embargo dichas tendencias no son fáciles de generalizar sobre todo en el caso en que se toma el criterio 2 de capacidad de deformación de entrepiso y el criterio de deformación global. Dado lo anterior se hizo un análisis de los resultados considerando su comportamiento en función de alguna de las otras variables estudiadas. En nuestro caso se estudio la forma en que variaba la relación $R-\beta$ con respecto al coeficiente de diseño sísmico. En las figuras 6.12 a 6.16 se presentan los mismos resultados que en las figuras 6.7 a 6.11, pero separando los resultados en función del valor del coeficiente diseño sísmico.

En el caso de las estructuras cuyo índice de confiabilidad se obtiene considerando el factor de seguridad de entrepiso, calculado con el criterio 1 para la capacidad de deformación máxima de entrepiso (Figs. 6.12 y 6.13), no se encuentra ninguna tendencia de los resultados de la relación $R-\beta$ con respecto al valor de c , tanto para un comportamiento bilineal como para un comportamiento de Takeda. Esto sucede tanto en el caso en que el sistema de referencia se obtiene con propiedades nominales (Fig. 6.12) como con propiedades medias (Fig. 6.13).

Cuando se analizan los resultados de las estructuras normales pero considerando la capacidad de deformación máxima de entrepiso calculada con el criterio 2, para estructuras con comportamiento bilineal y de Takeda (Fig. 6.14), los resultados presentan una cierta tendencia en la cual, en general, el valor del índice de confiabilidad de las estructuras, de cualquier número de niveles, disminuye conforme aumenta el valor del coeficiente de diseño sísmico. Esto sucede tanto en el caso de R con valores nominales como con valores medios. No se nota demasiada diferencia en el comportamiento entre estos dos casos de valores de R calculados con diferentes criterios, excepto que para valores medios se tiene una mayor dispersión en los resultados. Un comportamiento semejante se tiene cuando se

considera un tipo de comportamiento con degradación de rigidez y resistencia (Fig. 6.15). En general los resultados muestran una mayor dispersión cuanto menor es el coeficiente de diseño sísmico.

En el caso de la confiabilidad de las estructuras cuando se considera el criterio de respuesta global, se encuentra un comportamiento semejante al de los casos anteriores en el que las estructuras de cualquier número de niveles presentan un índice de confiabilidad menor conforme aumenta el valor del coeficiente de diseño sísmico, para un mismo valor de R (Fig. 6.16).

De los resultados encontrados en las figuras 6.12 a 6.16 se decidió proponer una expresión para β en función de R que representara el comportamiento anteriormente descrito. La expresión propuesta es simple y está dada por:

$$\beta = a - b(\ln R) - d(c/Q) \quad (6.1)$$

donde: a, b, d son constantes a determinar

Con la expresión anterior se realizó un ajuste a los valores mostrados en las figuras 6.14 a 6.16. Para el caso de las relaciones R - β en que se toma el criterio 1 de capacidad de deformación de entrepiso, no se consideró adecuado realizar este ajuste dado que para este criterio no se tiene una tendencia clara con respecto a ese parámetro (c). En este caso, los resultados aparecen alinearse en una banda angosta, en la cual el efecto del número de niveles y del coeficiente sísmico no muestran mucha influencia en la variación de los resultados. Por lo anterior para esos resultados parece más conveniente realizar un ajuste por número de niveles de la estructura o un solo ajuste tomando a todas las estructuras en una sola familia dada la poca dispersión en los resultados. Esto último se hizo utilizando una expresión semejante a la ec. 6.1, pero eliminado el término $d(c/Q)$.

En las mismas figuras 6.12 a 6.16 se presentan los ajustes realizados a los datos que se tienen. En la tabla 6.9 se dan los valores de los coeficientes ajustados a la ec. 6.1 para todos los casos analizados.

El comportamiento reflejado principalmente en las figuras 6.14 a 6.16, parece decir que la confiabilidad de las estructuras disminuye conforme aumenta el coeficiente de diseño

sísmico, cuando se relaciona dicha confiabilidad con el parámetro R . Sin embargo, esto se presenta en congruencia con la definición del parámetro de diseño R , el cual representa la ductilidad que desarrolla un sistema de un grado de libertad con determinada resistencia. En los casos de los sistemas que se estudian aquí, se encuentra que estos presentan mayores valores de R conforme se tiene una menor resistencia de fluencia. Esto genera que los resultados de las estructuras estudiadas se muevan más a la derecha conforme disminuye el valor de c , como se muestra esquemáticamente en la figura 6.17, donde las tres líneas continuas representan a los datos ajustados a la relación R - β para los coeficientes sísmicos $c=0.3, 0.4$ y 0.5 .

Es claro que, de acuerdo con la figura 6.17 para un mismo valor de R , se tendrá mayor índice de confiabilidad β para c menor. Sin embargo en el caso de una estructura en particular ese valor de R variará para cada coeficiente de diseño. Para las estructuras que se estudiaron aquí se encuentra que el valor de R es menor conforme aumenta el valor de c con la que es diseñada y por lo tanto su confiabilidad deberá irse incrementando, en nuestro caso, en proporción a la pendiente de las rectas ajustadas y la forma en que decae el valor de β con el coeficiente de diseño c , siendo también función de la forma en que varía el valor de R para cada coeficiente (en este último caso también interviene la intensidad sísmica). Lo anterior se muestra en forma esquemática en la figura 6.17, en donde se presenta la forma en que deben interpretarse los resultados encontrados. Ahí se observa una variación ascendente de la confiabilidad conforme el valor de R disminuye, el cual depende, entre otros parámetros, del coeficiente sísmico.

Los resultados que se obtienen de los ajustes realizados nos permiten evaluar la confiabilidad que tendría un sistema ante un temblor de intensidad dada, a partir de la respuesta de un sistema simple de referencia obtenido de un análisis de empuje lateral. Esta respuesta será la ductilidad media que desarrollaría el sistema simple ante una excitación sísmica con intensidad dada.

La aplicación de los resultados anteriores al desarrollo de criterios de diseño sísmico que sean aplicables en condiciones prácticas, requieren de algunos estudios adicionales. Dentro de estos estudios está el desarrollo de algunas ayudas de diseño que nos permitan obtener la respuesta de los sistemas simples de referencia (S_d) para utilizarla en el cálculo del

parámetro de diseño R . Estas ayudas pueden ser espectros inelásticos, como el mostrado en la figura 6.6, para varias intensidades de diseño y con respectivos niveles de fluencia. Estudios más profundos serán requeridos si se quieren establecer criterios de diseño óptimos.

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES

En este trabajo se muestra la aplicabilidad de un método de Monte Carlo para estimar un índice de confiabilidad estructural, para marcos de edificios de concreto reforzado sujetos a perturbaciones sísmicas de intensidad dada. En los ejemplos de aplicación que se presentan, se utilizaron tres diferentes alternativas para obtener la capacidad de deformación máxima de los sistemas: dos criterios desde el punto de vista de capacidad de deformación de entrepiso y uno desde el punto de vista de capacidad de deformación global.

Algunas conclusiones sobre el trabajo se dan a continuación:

1. Los resultados muestran que los valores del índice de confiabilidad, β , que se obtienen con el criterio 1 de capacidad de deformación de entrepiso, para los diferentes casos estudiados, son significativamente menores que los que se obtienen con el criterio 2 propuesto, y con el que se utiliza como índice de respuesta del factor de seguridad global de la estructura, independientemente del tipo de comportamiento histerético. En estos dos últimos casos la capacidad de deformación lateral máxima de las estructuras, a nivel de entrepiso (criterio 2) y global, es mucho mayor que la que se supone en el

primer criterio. Estas dos últimas formas de calcular la capacidad de deformación (criterio 2 de entrepiso y global) se han obtenido de estudios más detallados del comportamiento de las estructuras y por lo tanto las confiabilidades que se obtienen de ellos pueden ser más representativas.

2. En el caso del criterio 2 de capacidad de deformación de entrepiso, ésta se obtuvo simulándola a partir de sus estimaciones estadísticas, y no son estrictamente las capacidades que tendrían cada estructura de acuerdo con sus propiedades simuladas. Es de interés estudiar como se modificarían los resultados si se considerara la capacidad de deformación “real” de cada entrepiso simulado. Estos resultados sin embargo, estarán también influenciados por el modelo que se utiliza para definir la capacidad de entrepiso.
3. Independientemente del tipo de criterio utilizado (de entrepiso o global), del tipo de comportamiento de los miembros estructurales, o de las relaciones entre las rigideces de las trabes y de las columnas, se encuentra en general una relación del índice de confiabilidad, β , con respecto al coeficiente de diseño sísmico, c , que varía en forma aproximadamente lineal creciente, excepto en algunos casos de intensidades sísmicas bajas.
4. Por lo que respecta a la influencia del tipo de comportamiento de los miembros estructurales en el índice de confiabilidad, en general el citado índice resulta mayor para los sistemas cuyos miembros presentan comportamiento histerético bilineal que para los que muestran degradación de rigidez (modelo de Takeda) y degradación de rigidez y resistencia, presentando éste último los valores más pequeños.
5. La diferencia entre los índices de confiabilidad calculados para los sistemas designados como normales y los modificados (obtenidos a partir de los primeros de manera de conducir a relaciones significativamente mayores entre las rigideces de las vigas y de las columnas) no es muy grande, además, los valores de β de los sistemas modificados son, en general, ligeramente mayores que los valores de los sistemas normales.
6. Es posible establecer relaciones simples (funciones de confiabilidad) entre los índices de confiabilidad, β , para sistemas estructurales de múltiples grados de libertad y modos

de falla, con el valor esperado de la demanda de ductilidad, R , desarrollada por un sistema simplificado de referencia.

7. Para los casos estudiados, en que se utilizó el valor de R , del sistema de referencia, tanto con propiedades nominales como con propiedades medias, con la finalidad de evaluar con qué tipo de propiedades era más conveniente representar al parámetro R , las relaciones R - β considerando propiedades medias del sistema de referencia, muestran más dispersión con respecto a las que se obtienen con propiedades nominales.
8. Para todos los casos estudiados es posible establecer una relación lineal entre el índice de confiabilidad y el valor esperado de la demanda de ductilidad para el sistema simplificado "equivalente" o de referencia. La forma en que se establece esta relación depende del criterio con que se calcula el índice de confiabilidad. Para el caso del criterio 1 de capacidad de deformación de entrepiso, es posible establecer una relación única para todos los casos estudiados (número de niveles, coeficiente de diseño e intensidad sísmica) dada la poca dispersión de los resultados. Para los otros casos se ha establecido una relación en función del coeficiente de diseño sísmico, independientemente del número de niveles de la estructura.
9. Las funciones de confiabilidad para los sistemas normales casi no difieren de las que se obtienen para los sistemas modificados.
10. Las funciones de confiabilidad que se presentan en el capítulo 6 son válidas para casos típicos de sistemas estructurales constituidos por marcos de edificios. Su aplicabilidad a la formulación de normas de diseño sísmico que conduzcan a niveles uniformes de confiabilidad es factible. La posibilidad de formular normas capaces de cubrir condiciones más generales, está supeditada a la determinación de funciones de confiabilidad para otros tipos de sistemas estructurales (sistemas con muros de relleno o rigidez) y la inclusión de otros efectos y variables estructurales que no han sido considerados en este estudio (p.e. interacción suelo-estructura, variación de rigidez y resistencia en la altura, factores de resistencia, etc.).

CAPÍTULO 8. REFERENCIAS

Alamilla, J., Esteva, L., García-Pérez, J. y Díaz, O., (2001a), "Evolutionary properties of stochastic models of earthquake accelerograms: their dependence on magnitude and distance", *Journal of Seismology*, No. 5, pp 1-21.

Alamilla, J., Esteva, L., García-Pérez, J. y Díaz, O., (2001b), "Simulating earthquake ground motion at a site for given intensity and uncertain source location", aceptado para su publicación en el *Journal of Seismology*.

Alamilla, J., (2001), "Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad para estructuras aporticadas", Tesis doctoral, DEPMI-UNAM.

Bazán, E., y Meli, R., (1985), *Manual de diseño sísmico de edificios*, Limusa.

Bazzurro, P. y Cornell, C., A., (1994a), "Seismic hazard analysis of nonlinear structures. I: Methodology", *J. of Structural Eng., ASCE*, Vol. 120, No. 11.

Bazzurro, P. y Cornell, C., A., (1994b), "Seismic hazard analysis of nonlinear structures. II: Applications", J. of Structural Eng., ASCE, Vol. 120, No. 11.

Collins, K., R., (1996), "A reliability - based dual level seismic design procedure for building structures"; Earthquake Spectra, Vol., 11, No. 3, California.

Cornell, A., C., (1969), "A probability- based structural code", ACI Journal, Title No. 66-85, diciembre.

Departamento del DF, (1993), Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Diario Oficial de la Federación, 2 de agosto.

Departamento del DF, (1995), Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Gaceta Oficial del DF, 27 de febrero.

Departamento del DF, (1996), Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Gaceta Oficial del DF, 25 de marzo.

Díaz, O., (1991), "Recopilación de información sobre modelos para representar el comportamiento de elementos estructurales", Informe de Investigación elaborado para el CONACYT, No. 9706, Instituto de Ingeniería, UNAM, julio.

Díaz, O., Esteva, L. y García, F., (1997), "Funciones de daño acumulado por sismo en marcos de edificios (primera parte)", Informe de investigación elaborado para CONACYT, Ref. No. 1114PA, No. 6553, Instituto de Ingeniería, UNAM, septiembre.

Díaz, O., Esteva, L. y Mendoza, E., (1998), "Funciones de confiabilidad para la formulación de normas de diseño sísmico", XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey, Nuevo León, noviembre.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

Díaz, O., Esteva, L., Garcia, J. y Méndez, O., (2000), "Ductilidades globales y criterios alternativos para el análisis de confiabilidad de sistemas estructurales sujetos a sismos", Informe de Investigación elaborado para CONACYT, Ref. No. 27507U, Proyecto No. 9512, Instituto de Ingeniería, UNAM, diciembre.

Esteva, L., (1987), "Earthquake engineering research and practice in Mexico after the 1985 earthquake", Bulletin New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 20, 3, Wellintong, Nueva Zelanda.

Esteva, L., Díaz, O., Mendoza, E. y Quiroz, N., (1989) "Reliability base design requirements for foundations of buildings subjected to earthquake", Proc, ICOSAR 89, San Francisco.

Esteva, L. y Ruiz, S., (1989), "Seismic failure rates of multistory frames", J. Structural Div., ASCE, 115(ST2).

Esteva, L., Díaz, O. y Flores, O., (1990), "Incertidumbres asociadas con el sistema y con el modelo en el análisis de confiabilidad de estructuras sujetas a temblores", Proyecto No. 9742, Instituto de Ingeniería, UNAM, octubre.

Esteva, L., Mendoza, E. y Díaz, O., (1994) "Espectros de diseño sísmico de confiabilidad congruente. Etapa 1, espectros de isoconfiabilidad en la zona blanda del DF.", Proyecto No. 3558, Instituto de Ingeniería, UNAM, septiembre.

Esteva, L., (1995), "Toward consistent reliability design for earthquakes", Reliability and Optimization of Structural System, Ed por R., Rackwitz, G., Augusti y A., Borri, Chapman & Hall, Londres.

Esteva, L., Díaz, O., Mendoza, E., Barcena, A., Alamilla, J., Salomón, T. y Soto, G., (1995), " Bases de confiabilidad estructural para determinar espectros de sitio para diseño

sísmico en el DF”, Informe de Investigación elaborado para el Departamento del Distrito Federal, Proyecto No. 5554, Instituto de Ingeniería, UNAM, diciembre.

Esteva, L., Díaz, O., Mendoza, E., Alamilla, J., Salomón, T. y Soto, G., (1996), "Determinación de espectros de sitio para diseño sísmico para el DF", Proyecto No. 6554, Instituto de Ingeniería, UNAM, diciembre.

Esteva, L., Díaz, O., Mendoza, E. y Alamilla, J., (1997), "Metodología y bases para diseño sísmico para niveles de confiabilidad especificados", Informe elaborado para el Departamento del DF, Proyecto No. 7547, Instituto de Ingeniería, UNAM, diciembre.

Esteva, L., Díaz, O., Méndez, O., Pérez, D. y Alamilla, J., (1999), “Confiabilidad de sistemas estructurales ante sismos”, Informe de Investigación elaborado para CONACYT, Ref. No. 3663PA, Proyecto No. 7513, Instituto de Ingeniería, UNAM, junio.

Fishman, S., G., (1996), Monte Carlo, Concepts, Algorithms and Applications, Springer.

Inoue, T. y Cornell, C., A., (1991), “Seismic hazard analysis of MDOF structures”, Proceeding, Sixth International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (ICAPS-6), Mexico City, Vol. I.

Law, A. y Kelton, W., (1982), Simulation Modeling and Analysis, Mc Graw Hill.

Meli, R., (1976), "Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", publicación del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 375, junio.

Meli, R. y Mendoza, C., J., (1991) "Reglas de verificación de calidad del concreto", Revista de Ingeniería LXI, México.

Mendoza, E., Díaz, O. y Esteva, L., (1993), "Análisis sísmico inelástico de edificios considerando la interacción suelo-estructura". Memorias X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jalisco, octubre, pp 910-916.

Mendoza, E., Díaz, O. y Esteva, L., (1997). "Metodología para determinar coeficientes de diseño sísmico para niveles de confiabilidad especificados", XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, Veracruz, noviembre.

Mirza, S., A. y McGregor, J., (1979a), "Variations in dimension of reinforced concrete members", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 105, No ST4., abril.

Mirza, S., A. y McGregor, J., (1979b), "Variability of mechanical properties of reinforcing bars", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 105, No ST5., mayo.

Montoya, C, (1989), "Sobrerresistencia a flexión en elementos de concreto reforzado. Una causa en la falla por cortante", VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Gro, noviembre.

Otani, S., (1974) "Inelastic analysis of R/C frame structures", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. ST7, pp 1433-1449, julio.

Park, R. y Paulay, T., (1984) Reinforced Concrete Structures, New York, J. Wiley and Sons.

Prakash, V., Powell, G. y Campbell, S., (1993). "DRAIN-2DX, Base program description and user guide. Version 1.10", Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. UCB/SEMM-93/17, noviembre.

Peir, J. C. (1973), "A stochastic live load model for buildings", MIT, Department of Civil Engineering, Research Report R73-28, Cambridge, Mass.

Powell, G. H. (1973), "DRAIN-2D User's Guide", Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Powell, G., H. (1975), "Supplement to Computer Program Drain", Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, agosto.

Rubinstein R., Y., (1981), Simulation and the Monte Carlo Method, J. Wiley and Sons.

Ruiz, S. y Diederich, R., (1989), " The seismic performance of buildings with weak first story", Earthquake Spectra, 5, 7, California.

Shome, N. y Cornell, C., A., (1999), "Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures", Report No. RMS-35, Reliability of Marine Structures Program. Department of Civil Engineering, Stanford University, marzo.

Sewell, R., T. y Cornell, C., A., (1987), "Seismic hazard analysis based on limit-state structural damage", Proceeding, Fifty International Conference on Application of Statistics and Probability in Civil Engineering (ICASP-5), Vancouver B. C., Canada.

Takeda, T., Sozen, M. y Nielsen, N., (1981), "Reinforced concrete for earthquake response analysis", Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokio. Vol XXXVI, No. 2, mayo.

Villanueva, J., M. y Meli, R., (1984) "Análisis estadístico de propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe Interno, septiembre.

Wang, M-L. y Shah, S., P., (1987), "Reinforced concrete hysteresis model based on the damage concept", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, pp 993-1003.

TABLAS Y FIGURAS

Tabla 3.1 Media y coeficiente de variación de la capacidad de deformación de entrepiso positiva y negativa para la estructura de 5 niveles.

c	Entrepiso	Positiva		Negativa	
		$\bar{\Delta}_{max}$	$V_{\Delta max}$	$\bar{\Delta}_{max}$	$V_{\Delta max}$
0.3	1	12.297	0.090	12.272	0.099
	2	9.231	0.131	9.174	0.128
	3	9.468	0.132	9.462	0.137
	4	10.321	0.163	10.209	0.158
	5	11.367	0.165	11.127	0.193
0.4	1	12.444	0.099	12.422	0.098
	2	8.303	0.121	8.320	0.122
	3	8.542	0.127	8.508	0.117
	4	9.043	0.152	8.826	0.142
	5	10.093	0.139	10.190	0.141
0.5	1	12.072	0.140	12.085	0.134
	2	7.550	0.106	7.563	0.111
	3	7.685	0.114	7.705	0.109
	4	8.108	0.140	7.900	0.123
	5	9.407	0.137	9.274	0.125

Tabla 3.2 Media y coeficiente de variación de la capacidad de deformación de entrepiso positiva y negativa para la estructura de 10 niveles.

c	Entrepiso	Positiva		Negativa	
		$\bar{\Delta}_{max}$	$V_{\Delta max}$	$\bar{\Delta}_{max}$	$V_{\Delta max}$
0.3	1	14.565	0.087	14.562	0.087
	2	10.128	0.114	10.191	0.116
	3	10.499	0.113	10.623	0.115
	4	10.601	0.127	10.706	0.123
	5	10.431	0.126	10.420	0.129
	6	8.286	0.140	8.329	0.142
	7	8.527	0.152	8.538	0.136
	8	9.518	0.157	9.130	0.148
	9	9.294	0.131	9.023	0.132
	10	8.367	0.105	8.348	0.107
0.4	1	14.462	0.104	14.413	0.096
	2	11.222	0.151	11.240	0.150
	3	11.350	0.140	11.428	0.139
	4	11.370	0.146	11.278	0.133
	5	11.460	0.141	11.229	0.125
	6	10.927	0.130	10.849	0.121
	7	7.827	0.143	7.693	0.148
	8	9.007	0.151	8.966	0.142
	9	8.444	0.132	8.418	0.124
	10	7.915	0.110	7.865	0.100
0.5	1	13.976	0.084	13.971	0.084
	2	11.634	0.161	11.577	0.154
	3	11.923	0.149	11.890	0.150
	4	11.926	0.152	12.009	0.158
	5	11.905	0.147	11.960	0.150
	6	11.452	0.141	11.460	0.141
	7	10.918	0.122	10.897	0.136
	8	10.632	0.117	10.752	0.129
	9	7.590	0.107	7.606	0.117
	10	7.397	0.095	7.361	0.083

Tabla 3.3 Media y coeficiente de variación de la capacidad de deformación de entrepiso positiva y negativa para la estructura de 15 niveles.

c	Entrepiso	Positiva		Negativa	
		$\bar{\Delta}_{max}$	$V_{\Delta_{max}}$	$\bar{\Delta}_{max}$	$V_{\Delta_{max}}$
0.3	1	13.827	0.094	13.826	0.095
	2	13.038	0.141	13.012	0.139
	3	13.329	0.149	13.348	0.147
	4	13.403	0.154	13.516	0.151
	5	13.641	0.159	13.613	0.159
	6	13.113	0.139	13.107	0.138
	7	12.504	0.126	12.505	0.132
	8	12.506	0.126	12.446	0.127
	9	12.407	0.138	12.374	0.144
	10	11.761	0.123	11.758	0.115
	11	11.492	0.131	11.546	0.126
	12	8.739	0.251	8.806	0.281
	13	8.769	0.121	8.861	0.137
	14	8.729	0.104	8.790	0.123
	15	8.100	0.080	8.430	0.088
0.4	1	13.439	0.086	13.445	0.088
	2	13.665	0.155	13.602	0.170
	3	14.107	0.162	14.062	0.166
	4	14.309	0.172	14.391	0.174
	5	14.405	0.162	14.470	0.163
	6	13.961	0.160	14.007	0.164
	7	13.346	0.164	13.360	0.164
	8	13.382	0.154	13.439	0.149
	9	13.374	0.147	13.399	0.146
	10	12.741	0.152	12.728	0.151
	11	11.858	0.142	11.870	0.130
	12	11.608	0.118	11.575	0.118
	13	11.495	0.141	11.491	0.144
	14	8.248	0.078	8.234	0.081
	15	7.737	0.077	7.991	0.089

Tabla 3.4 Media y coeficiente de variación de la capacidad de deformación de entrepiso positiva y negativa para la estructura de 20 niveles.

c	Entrepiso	Positiva		Negativa	
		$\bar{\Delta}_{max}$	$V_{\Delta max}$	$\bar{\Delta}_{max}$	$V_{\Delta max}$
0.3	1	13.001	0.090	13.018	0.090
	2	15.026	0.176	14.958	0.182
	3	15.421	0.181	15.465	0.181
	4	15.578	0.183	15.418	0.172
	5	15.540	0.187	15.426	0.182
	6	15.669	0.186	15.657	0.184
	7	15.254	0.191	15.294	0.190
	8	14.679	0.190	14.669	0.193
	9	14.713	0.177	14.679	0.180
	10	14.474	0.177	14.411	0.168
	11	14.426	0.172	14.425	0.178
	12	14.202	0.176	14.181	0.182
	13	13.518	0.172	13.600	0.177
	14	13.314	0.158	13.259	0.153
	15	13.365	0.157	13.294	0.155
	16	12.731	0.161	12.755	0.177
	17	11.800	0.141	11.906	0.146
	18	11.585	0.146	11.464	0.137
	19	10.580	0.135	10.726	0.150
	20	10.182	0.218	9.888	0.202
0.4	1	12.599	0.085	12.601	0.085
	2	15.814	0.164	15.797	0.161
	3	16.448	0.172	16.477	0.169
	4	16.466	0.166	16.528	0.170
	5	16.469	0.168	16.477	0.169
	6	16.478	0.162	16.506	0.167
	7	16.116	0.159	16.115	0.163
	8	15.735	0.160	15.763	0.172
	9	15.467	0.147	15.555	0.157
	10	15.122	0.147	15.213	0.164
	11	15.069	0.153	15.129	0.164
	12	14.816	0.146	14.801	0.152
	13	14.298	0.153	14.283	0.155
	14	13.921	0.149	13.863	0.161
	15	13.837	0.142	13.782	0.156
	16	13.364	0.139	13.315	0.140
	17	12.643	0.134	12.593	0.131
	18	12.556	0.147	11.972	0.132
	19	9.841	0.148	9.895	0.137
	20	9.970	0.249	8.551	0.153

Tabla 4.1 Deformaciones de entrepiso y periodos de los edificios con las escuadrias obtenidas en el prediseño para un coeficiente sísmico $c=0.4$.

Edificio de 5 niveles

Nivel	Altura de entrepiso (cm)	Deformación relativa de entrepiso (cm)	Deformación	Periodo (s)	Fuerza Sísmica (Ton)	Rigidez (Ton/cm)
			$\frac{\Delta x}{L} \times Q \leq 0.012$			
1	350	0.40	0.0041	0.641	1.6	49.61
2	280	0.42	0.0054	0.218	2.9	43.03
3	280	0.38	0.0049	0.116	4.0	39.74
4	280	0.35	0.0046	0.073	5.2	31.49
5	280	0.26	0.0033	0.047	5.9	23.04

Edificio de 10 niveles

Nivel	Altura de entrepiso (cm)	Deformación relativa de entrepiso (cm)	Deformación	Periodo (s)	Fuerza Sísmica (Ton)	Rigidez (Ton/cm)
			$\frac{\Delta x}{L} \times Q \leq 0.012$			
1	400	0.51	0.0046	1.096	1.8	130.14
2	300	0.61	0.0074	0.409	3.0	104.83
3	300	0.62	0.0080	0.231	4.3	93.05
4	300	0.66	0.0080	0.146	5.4	86.53
5	300	0.68	0.0083	0.102	6.4	75.33
6	300	0.68	0.0082	0.075	7.5	66.58
7	300	0.63	0.0077	0.059	8.4	59.23
8	300	0.62	0.0075	0.046	9.2	46.94
9	300	0.56	0.0068	0.036	9.7	35.39
10	300	0.43	0.0052	0.026	10.2	23.78

Edificio de 15 niveles

Nivel	Altura de entrepiso (cm)	Deformación relativa de entrepiso (cm)	Deformación	Periodo (s)	Fuerza Sísmica (Ton)	Rigidez (Ton/cm)
			$\frac{\Delta x}{L} \times Q \leq 0.012$			
1	400	0.52	0.0048	1.544	2.3	362.92
2	320	0.72	0.0082	0.575	4.1	262.39
3	320	0.81	0.0092	0.344	5.9	227.34
4	320	0.85	0.0097	0.231	7.6	209.95
5	320	0.91	0.0103	0.158	9.1	187.79
6	320	0.99	0.0113	0.118	10.4	163.01
7	320	1.03	0.0117	0.092	12.1	146.48
8	320	1.01	0.0115	0.073	13.5	137.12
9	320	1.00	0.0114	0.060	14.8	125.23
10	320	0.97	0.0111	0.050	16.2	113.65
11	320	0.91	0.0103	0.042	17.7	104.13
12	320	0.81	0.0092	0.034	18.6	94.18
13	320	0.77	0.0087	0.030	19.3	76.12
14	320	0.72	0.0082	0.026	19.4	53.81
15	320	0.61	0.0069	0.022	19.6	32.18

Tabla 4.1 Deformaciones de entrepiso y periodos de los edificios con las escuadrías obtenidas en el prediseño para un coeficiente sísmico $c= 0.4$ (Continuación).

Edificio de 20 niveles

Nivel	Altura de entrepiso (cm)	Deformación relativa de entrepiso (cm)	Deformación	Periodo (s)	Fuerza Sísmica (Ton)	Rigidez (Ton/cm)
			$\frac{\Delta}{l} \times \text{Altura de entrepiso} \times Q \leq 0.012$			
1	400	0.44	0.0040	1.628	2.9	872.52
2	320	0.58	0.0066	0.638	5.0	657.46
3	320	0.65	0.0074	0.389	7.3	580.47
4	320	0.68	0.0077	0.272	9.5	546.44
5	320	0.69	0.0079	0.203	11.4	521.49
6	320	0.75	0.0085	0.154	13.1	465.73
7	320	0.82	0.0094	0.125	14.6	408.52
8	320	0.86	0.0098	0.102	16.6	373.75
9	320	0.85	0.0097	0.086	18.7	357.56
10	320	0.83	0.0095	0.073	20.1	343.98
11	320	0.86	0.0098	0.064	21.4	308.77
12	320	0.88	0.0099	0.055	22.9	280.09
13	320	0.85	0.0097	0.047	24.8	261.03
14	320	0.80	0.0091	0.042	26.0	247.47
15	320	0.81	0.0092	0.037	27.1	211.98
16	320	0.77	0.0091	0.032	27.6	181.18
17	320	0.74	0.0084	0.028	28.6	157.40
18	320	0.73	0.0083	0.025	29.6	120.32
19	320	0.69	0.0078	0.022	29.1	84.91
20	320	0.54	0.0061	0.018	29.3	54.78

Tabla 4.2 Deformaciones de entrepiso y periodos de los edificios modificados para un coeficiente sísmico $c=0.4$.

Edificio de 5 niveles

Nivel	Altura de entrepiso (cm)	Deformación relativa de entrepiso (cm)	$\frac{\text{Deformación}}{\text{Ll} \times \text{Altura de entrepiso}} \times Q$ ≤ 0.012	Periodo (s)	Fuerza Sísmica (Ton)	Rigidez (Ton/cm)
1	350	0.319	0.0037	0.619	1.60	56.28
2	290	0.360	0.0050	0.219	2.82	45.91
3	290	0.329	0.0045	0.126	4.05	42.48
4	290	0.309	0.0043	0.089	5.25	33.31
5	290	0.208	0.0029	0.064	6.05	26.40

Edificio de 10 niveles

Nivel	Altura de entrepiso (cm)	Deformación relativa de entrepiso (cm)	$\frac{\text{Deformación}}{\text{Ll} \times \text{Altura de entrepiso}} \times Q$ ≤ 0.012	Periodo (s)	Fuerza Sísmica (Ton)	Rigidez (Ton/cm)
1	400	0.41	0.0041	1.124	1.69	147.23
2	330	0.56	0.0068	0.423	2.90	104.74
3	330	0.65	0.0079	0.246	4.12	86.87
4	330	0.68	0.0083	0.166	5.34	77.33
5	330	0.65	0.0079	0.122	6.53	73.90
6	330	0.66	0.0080	0.094	7.44	63.52
7	330	0.60	0.0073	0.078	8.46	58.43
8	330	0.62	0.0075	0.062	9.44	44.41
9	330	0.57	0.0069	0.050	10.1	33.20
10	330	0.40	0.0049	0.040	10.7	24.05

Edificio de 15 niveles

Nivel	Altura de entrepiso (cm)	Deformación relativa de entrepiso (cm)	$\frac{\text{Deformación}}{\text{Ll} \times \text{Altura de entrepiso}} \times Q$ ≤ 0.012	Periodo (s)	Fuerza Sísmica (Ton)	Rigidez (Ton/cm)
1	400	0.43	0.0043	1.581	2.2	395.33
2	340	0.65	0.0076	0.586	3.9	260.47
3	340	0.78	0.0092	0.358	5.6	210.88
4	340	0.82	0.0097	0.247	7.2	193.61
5	340	0.87	0.0103	0.176	8.9	175.68
6	340	0.96	0.0113	0.136	10.0	151.50
7	340	1.03	0.0121	0.108	11.5	132.14
8	340	1.00	0.0118	0.088	13.1	125.50
9	340	0.95	0.0111	0.073	15.0	119.99
10	340	0.95	0.0111	0.062	15.81	105.80
11	340	0.88	0.0103	0.051	17.4	97.56
12	340	0.77	0.0090	0.044	18.6	91.30
13	340	0.70	0.0082	0.039	19.5	76.25
14	340	0.70	0.0083	0.034	19.3	50.23
15	340	0.58	0.0068	0.029	19.6	30.85

Tabla 4.2 Deformaciones de entrepiso y periodos de los edificios modificados para un coeficiente sísmico $c = 0.4$ (Continuación).

Edificio de 20 niveles

Nivel	Altura de entrepiso (cm)	Deformación relativa de entrepiso (cm)	Deformación	Periodo (s)	Fuerza Sísmica (Ton)	Rigidez (Ton/cm)
			$\frac{I_1 \times \text{Altura de entrepiso}}{\leq 0.012} \times Q$			
1	420	0.40	0.0038	1.681	3.0	924.87
2	350	0.55	0.0063	0.656	5.2	655.93
3	350	0.64	0.0073	0.399	7.5	562.07
4	350	0.67	0.0077	0.279	9.7	524.26
5	350	0.70	0.0079	0.212	11.9	493.23
6	350	0.71	0.0081	0.165	14.0	468.71
7	350	0.76	0.0086	0.135	15.4	422.35
8	350	0.84	0.0096	0.114	16.9	363.69
9	350	0.84	0.0096	0.097	19.0	344.61
10	350	0.82	0.0094	0.085	20.7	332.87
11	350	0.85	0.0097	0.074	22.3	298.41
12	350	0.86	0.0098	0.064	23.9	271.23
13	350	0.83	0.0095	0.056	24.8	254.00
14	350	0.78	0.0089	0.050	25.8	243.02
15	350	0.78	0.0089	0.043	27.3	210.32
16	350	0.81	0.0092	0.038	28.4	170.24
17	350	0.74	0.0085	0.034	28.7	150.16
18	350	0.72	0.0082	0.030	30.0	117.29
19	350	0.70	0.0079	0.025	31.0	81.24
20	350	0.48	0.0055	0.021	31.0	58.60

Tabla 4.3 Dimensiones de traves y columnas para los edificios normales.

Nivel o Entrepiso	EDIFICIO							
	5 Niveles		10 Niveles		15 Niveles		20 Niveles	
	Traves	Columnas	Traves	Columnas	Traves	Columnas	Traves	Columnas
1	25 X 50	50 X 50	30 X 65	80 X 80	35 X 75	100 X 100	45 X 85	115 X 115
2	25 X 50	50 X 50	30 X 65	80 X 80	35 X 75	100 X 100	45 X 85	115 X 115
3	25 X 50	50 X 50	30 X 65	80 X 80	35 X 75	100 X 100	45 X 85	115 X 115
4	25 X 50	40 X 40	30 X 65	80 X 80	35 X 75	100 X 100	45 X 85	115 X 115
5	25 X 40	40 X 40	30 X 65	65 X 65	35 X 75	90 X 90	45 X 85	115 X 115
6			30 X 60	65 X 65	30 X 70	90 X 90	45 X 85	100 X 100
7			30 X 60	65 X 65	30 X 70	90 X 90	40 X 80	100 X 100
8			30 X 60	50 X 50	30 X 70	90 X 90	40 X 80	100 X 100
9			25 X 50	50 X 50	30 X 65	80 X 80	40 X 80	100 X 100
10			25 X 50	50 X 50	30 X 65	80 X 80	40 X 80	100 X 100
11					30 X 65	80 X 80	40 X 80	85 X 85
12					30 X 65	80 X 80	40 X 75	85 X 85
13					30 X 65	60 X 60	40 X 75	85 X 85
14					25 X 50	60 X 60	40 X 75	85 X 85
15					25 X 50	60 X 60	40 X 75	70 X 70
16							35 X 70	70 X 70
17							35 X 70	70 X 70
18							35 X 70	55 X 55
19							30 X 55	55 X 55
20							30 X 55	55 X 55

Tabla 4.4 Dimensiones de traves y columnas para los edificios modificados.

Nivel o Entrepiso	EDIFICIO							
	5 Niveles		10 Niveles		15 Niveles		20 Niveles	
	Traves	Columnas	Traves	Columnas	Traves	Columnas	Traves	Columnas
1	25 X 65	45 X 45	35 X 75	75 X 75	35 X 80	100 X 100	45 X 90	121 X 121
2	25 X 60	40 X 40	35 X 70	70 X 70	35 X 80	95 X 95	45 X 90	120 X 120
3	25 X 60	40 X 40	35 X 70	65 X 65	35 X 80	85 X 85	45 X 90	115 X 115
4	25 X 60	35 X 35	35 X 70	60 X 60	35 X 80	85 X 85	45 X 90	115 X 115
5	25 X 50	35 X 35	35 X 70	60 X 60	35 X 80	80 X 80	45 X 90	110 X 110
6			30 X 70	55 X 55	30 X 75	80 X 80	45 X 90	100 X 100
7			30 X 70	55 X 55	30 X 75	75 X 75	45 X 85	105 X 105
8			30 X 70	45 X 45	30 X 75	75 X 75	45 X 85	90 X 90
9			30 X 55	45 X 45	30 X 75	75 X 75	45 X 85	90 X 90
10			30 X 55	45 X 45	30 X 70	70 X 70	45 X 85	90 X 90
11					30 X 70	70 X 70	45 X 85	80 X 80
12					30 X 70	70 X 70	45 X 80	80 X 80
13					30 X 70	60 X 60	45 X 80	80 X 80
14					25 X 55	55 X 55	45 X 80	80 X 80
15					25 X 55	50 X 50	45 X 80	70 X 70
16							40 X 75	65 X 65
17							40 X 75	65 X 65
18							40 X 75	55 X 55
19							35 X 65	50 X 50
20							35 X 65	50 X 50

Tabla 4.5 Coeficientes de diseño sísmico estudiados.

Edificio	Coefficiente de diseño sísmico c		
5 niveles	0.3	0.4	0.5
10 niveles	0.3	0.4	0.5
15 niveles	0.3	0.4	
20 niveles	0.3	0.4	

Tabla 4.6 Datos de los registros simulados.

SCT1177

Simulación	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Duración (s)	85.04	101.0	101.0	130.3	122.46	108.78	104.62	104.48	99.54	111.30
Simulación	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Duración (s)	132.80	102.5	104.48	138.24	130.30	81.08	101.36	123.10	158.92	123.76

SCT0980

Simulación	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Duración (s)	80.68	58.42	77.36	94.28	106.48	86.22	87.26	86.22	94.28	88.84
Simulación	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Duración (s)	88.14	65.98	89.42	77.92	75.82	91.86	99.68	79.06	85.22	101.42

SCT0680

Simulación	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Duración (s)	68.56	78.70	69.40	78.08	79.34	83.02	68.10	67.08	69.24	81.26
Simulación	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Duración (s)	80.60	58.90	66.52	69.24	78.70	113.40	87.44	90.66	87.44	81.26

Tabla 5.1 Valores de β de los edificios normales. Modelo bilineal
Criterio 1.

Edificio	c	β		
		SCT0680	SCT0980	SCT1177
5 niveles	0.3	5.0	1.40	0.47
	0.4	5.83	2.35	1.55
	0.5	7.22	3.06	2.59
10 niveles	0.3	2.80	-0.002	-0.62
	0.4	4.00	1.31	0.54
	0.5	4.90	2.29	1.51
15 niveles	0.3	2.45	0.38	-0.36
	0.4	3.72	1.36	0.85
20 niveles	0.3	2.72	0.53	-0.15
	0.4	3.45	1.62	1.14

Tabla 5.2 Valores de β de los edificios normales. Modelo con degradación de rigidez
(Takeda). Criterio 1.

Edificio	c	β		
		SCT0680	SCT0980	SCT1177
5 niveles	0.3	4.55	1.49	0.86
	0.4	5.78	2.24	1.71
	0.5	6.51	3.30	2.33
10 niveles	0.3	2.05	-0.31	-0.81
	0.4	3.36	1.07	0.39
	0.5	4.75	2.27	1.39
15 niveles	0.3	1.41	-0.89	-1.94
	0.4	2.97	0.52	-0.40
20 niveles	0.3	1.74	-0.60	-1.53
	0.4	2.80	0.80	-0.38

Tabla 5.3 Valores de β de los edificios modificados. Modelo bilineal
Criterio 1.

Edificio	c	β		
		SCT0680	SCT0980	SCT1177
5 niveles	0.3	5.97	1.88	1.02
	0.4	6.28	2.70	1.55
	0.5	7.61	3.82	2.84
10 niveles	0.3	2.50	0.23	-0.33
	0.4	3.95	1.26	0.80
	0.5	4.59	2.74	1.71
15 niveles	0.3	2.56	0.33	-0.17
	0.4	3.65	1.51	0.74
20 niveles	0.3	2.37	0.39	-0.18
	0.4	3.52	1.75	1.10

Tabla 5.4 Valores de β de los edificios modificados. Modelo con degradación de rigidez
(Takeda). Criterio 1.

Edificio	c	β		
		SCT0680	SCT0980	SCT1177
5 niveles	0.3	6.47	2.15	1.24
	0.4	6.12	2.58	1.73
	0.5	7.73	4.20	2.96
10 niveles	0.3	2.11	-0.40	-0.63
	0.4	3.35	1.37	0.70
	0.5	5.34	2.83	1.78
15 niveles	0.3	1.81	-0.57	-1.54
	0.4	2.85	0.83	-0.33
20 niveles	0.3	1.77	-0.42	-1.51
	0.4	2.88	0.81	-0.23

Tabla 5.5 Valores de β de los edificios normales. Modelo de degradación de rigidez y resistencia. Criterio 1.

Edificio	c	β		
		SCT0680	SCT0980	SCT1177
10 niveles	0.3	1.53	-0.79	-2.08
	0.4	3.25	0.51	-0.39
	0.5	4.26	1.73	0.84

Tabla 5.6 Valores de β de los edificios modificados. Modelo de degradación de rigidez y resistencia. Criterio 1.

Edificio	c	β		
		SCT0680	SCT0980	SCT1177
10 niveles	0.3	1.76	-0.62	-1.63
	0.4	2.93	0.74	-0.25
	0.5	4.58	2.15	0.95

Tabla 5.7 Valores de β de los edificios normales. Modelo bilineal Criterio 2. Caso 1.

Edificio	c	β		
		SCT0680	SCT0980	SCT1177
5 niveles	0.3	9.05	4.44	3.21
	0.4	9.84	5.15	3.70
	0.5	11.04	5.37	4.35
10 niveles	0.3	5.27	2.48	1.74
	0.4	5.55	2.73	1.70
	0.5	7.13	3.09	2.03
15 niveles	0.3	4.40	2.38	1.57
	0.4	7.42	3.37	2.97
20 niveles	0.3	6.76	3.56	3.50
	0.4	7.49	4.48	4.50

Tabla 5.8 Valores de β de los edificios normales. Modelo de degradación de rigidez (Takeda). Criterio 2. Caso 1.

Edificio	c	β		
		SCT0680	SCT0980	SCT1177
5 niveles	0.3	8.64	5.03	3.75
	0.4	9.64	4.93	3.93
	0.5	10.06	5.68	4.13
10 niveles	0.3	4.00	2.39	1.85
	0.4	4.96	2.54	2.06
	0.5	6.98	3.35	2.21
15 niveles	0.3	4.01	1.79	0.95
	0.4	6.47	2.83	2.14
20 niveles	0.3	5.36	3.70	2.57
	0.4	5.89	4.20	3.16

Tabla 5.9 Valores de β de los edificios normales. Modelo de degradación de rigidez y resistencia. Criterio 2. Caso 1.

Edificio	c	β		
		SCT0680	SCT0980	SCT1177
10 niveles	0.3	3.29	1.89	0.52
	0.4	5.75	2.37	0.98
	0.5	6.89	4.22	2.62

Tabla 5.10 Valores de β de los edificios normales. Modelo de degradación de rigidez y resistencia. Criterio 2. Caso 2.

Edificio	c	β		
		SCT0680	SCT0980	SCT1177
5 niveles	0.3	8.62	2.84	1.70
	0.4	9.11	3.26	2.33
	0.5	9.26	4.28	3.52
10 niveles	0.3	3.20	1.49	0.36
	0.4	5.36	2.11	0.76
	0.5	6.62	3.41	2.32
15 niveles	0.3	4.05	1.19	0.11
	0.4	5.33	1.91	0.38
20 niveles	0.3	6.46	3.39	2.78
	0.4	6.62	3.68	3.70

Tabla 5.11 Valores de β de los edificios normales. Modelo de degradación de rigidez y resistencia. Criterio global.

Edificio	c	β		
		SCT0680	SCT0980	SCT1177
5 niveles	0.3	9.92	2.79	1.75
	0.4	9.83	3.64	2.47
	0.5	9.56	4.84	3.65
10 niveles	0.3	3.91	1.90	0.92
	0.4	5.65	2.24	1.29
	0.5	6.02	2.53	1.67
15 niveles	0.3	4.52	1.70	0.47
	0.4	4.70	1.81	0.79
20 niveles	0.3	5.05	1.98	1.42
	0.4	5.05	2.72	2.04

Tabla 5.12 Valores de β de los edificios modificados. Modelo de degradación de rigidez y resistencia. Criterio global.

Edificio	c	β		
		SCT0680	SCT0980	SCT1177
5 niveles	0.3	9.13	3.09	1.99
	0.4	9.31	3.89	2.48
	0.5	9.86	6.07	4.18
10 niveles	0.3	3.36	1.53	0.50
	0.4	4.86	2.23	1.07
	0.5	5.83	2.59	1.59
15 niveles	0.3	4.91	1.54	0.74
	0.4	4.26	2.09	1.40
20 niveles	0.3	5.56	2.35	2.10
	0.4	5.24	3.21	2.65

Tabla 6.1 Propiedades del sistema de referencia. Edificios normales.
Propiedades nominales.

Edificio	T (s)	c	k ₁ (ton/cm)	m (ton s ² /cm)	V _y (ton)	k ₂ /k ₁
5 Niveles	0.641	0.3	11.45	0.11917	25.368	0.02613
		0.4			28.439	0.02624
		0.5			31.942	0.02618
10 Niveles	1.096	0.3	11.45	0.34839	66.374	0.02866
		0.4			81.115	0.02958
		0.5			98.986	0.02906
15 Niveles	1.544	0.3	15.87	0.95832	165.086	0.02990
		0.4			218.200	0.02422
20 Niveles	1.628	0.3	27.9	1.87307	303.320	0.02867
		0.4			437.013	0.02936

Tabla 6.2 Propiedades del sistema de referencia. Edificios modificados.
Propiedades nominales.

Edificio	T (s)	c	k ₁ (ton/cm)	M (ton s ² /cm)	V _y (ton)	k ₂ /k ₁
5 Niveles	0.619	0.3	12.53	0.12161	25.33	0.034067
		0.4			27.57	0.034441
		0.5			31.73	0.032980
10 Niveles	1.124	0.3	11.03	0.35298	61.38	0.036923
		0.4			77.64	0.036425
		0.5			96.47	0.029202
15 Niveles	1.581	0.3	14.95	0.94655	159.89	0.026287
		0.4			211.79	0.020381
20 Niveles	1.681	0.3	27.34	1.95693	341.60	0.033864
		0.4			459.11	0.021181

Tabla 6.3 Propiedades del sistema de referencia. Edificios normales.
Propiedades medias.

Edificio	T (s)	c	k_1 (ton/cm)	m (ton s ² /cm)	V_y (ton)	k_2/k_1
5 Niveles	0.583	0.3	11.89	0.10237	27.534	0.02557
		0.4			30.943	0.02546
		0.5			34.722	0.02569
10 Niveles	1.000	0.3	11.93	0.30219	73.297	0.02829
		0.4			89.697	0.02784
		0.5			109.356	0.02823
15 Niveles	1.413	0.3	16.56	0.83750	186.444	0.02811
		0.4			243.681	0.02831
20 Niveles	1.494	0.3	29.16	1.64865	366.953	0.03550
		0.4			481.856	0.03772

Tabla 6.4 Propiedades del sistema de referencia. Edificios modificados.
Propiedades medias.

Edificio	T (s)	c	k_1 (ton/cm)	m (ton s ² /cm)	V_y (ton)	k_2/k_1
5 Niveles	0.562	0.3	13.078	0.10463	26.870	0.03505
		0.4			29.454	0.03544
		0.5			33.366	0.03679
10 Niveles	1.027	0.3	11.497	0.30716	69.773	0.03524
		0.4			87.948	0.03347
		0.5			110.227	0.02445
15 Niveles	1.444	0.3	15.608	0.82437	179.723	0.02775
		0.4			238.426	0.02265
20 Niveles	1.547	0.3	28.580	1.73254	383.527	0.03357
		0.4			502.143	0.03378

Tabla 6.5 Valores de R del sistema de referencia. Edificios normales.
Propiedades nominales.

Edificio	T (s)	c	SCT1177	SCT0980	SCT0680
5 Niveles	0.641	0.3	4.7507	3.5350	1.0896
		0.4	3.1599	2.4595	0.9475
		0.5	2.1199	1.8527	0.8316
10 Niveles	1.096	0.3	6.0272	4.7677	2.0370
		0.4	4.2329	3.3899	1.5286
		0.5	2.7938	2.4413	1.2204
15 Niveles	1.544	0.3	5.04658	4.3169	2.6854
		0.4	3.71247	3.1476	1.9599
20 Niveles	1.628	0.3	4.6924	3.9606	2.5055
		0.4	3.3612	2.92389	1.8599

Tabla 6.6 Valores de R del sistema de referencia. Edificios modificados.
Propiedades nominales.

Edificio	T (s)	c	SCT1177	SCT0980	SCT0680
5 Niveles	0.619	0.3	5.09872	3.68033	1.08461
		0.4	3.72791	2.75167	0.97807
		0.5	2.28488	1.94117	0.83276
10 Niveles	1.124	0.3	6.76797	5.31158	2.38570
		0.4	4.52344	3.69501	1.61604
		0.5	3.05479	2.62557	1.27752
15 Niveles	1.581	0.3	5.13806	4.34666	2.71619
		0.4	3.76103	3.21552	1.94705
20 Niveles	1.681	0.3	4.64512	3.79355	2.48057
		0.4	3.36745	2.81667	1.89087

Tabla 6.7 Valores de R del sistema de referencia. Edificios normales.
Propiedades medias.

Edificio	T (s)	c	SCT1177	SCT0980	SCT0680
5 Niveles	0.583	0.3	2.06014	1.73443	0.79497
		0.4	1.50057	1.40887	0.70620
		0.5	1.17703	1.18139	0.62934
10 Niveles	1.000	0.3	3.93877	3.11711	1.32706
		0.4	2.45429	2.14943	1.00399
		0.5	1.66896	1.63468	0.81966
15 Niveles	1.413	0.3	4.06998	3.37090	1.88733
		0.4	2.78770	2.35114	1.50665
20 Niveles	1.494	0.3	3.91160	3.30752	2.03288
		0.4	2.80191	2.36304	1.55131

Tabla 6.8 Valores de R del sistema de referencia. Edificios modificados.
Propiedades medias.

Edificio	T (s)	c	SCT1177	SCT0980	SCT0680
5 Niveles	0.562	0.3	2.38044	1.85783	0.82122
		0.4	1.80143	1.56058	0.74598
		0.5	1.31433	1.27644	0.65730
10 Niveles	1.027	0.3	4.55055	3.50489	1.50859
		0.4	2.71385	2.31664	1.07905
		0.5	1.76974	1.63360	0.84981
15 Niveles	1.444	0.3	4.12621	3.47844	2.00126
		0.4	2.89242	2.40039	1.55135
20 Niveles	1.547	0.3	3.79929	3.27275	2.00658
		0.4	2.76331	2.39228	1.55223

Tabla 6.9 Valores de los coeficientes ajustados para todos los casos analizados.

Caso Estudiado	Edificios	Propiedades	Comportamiento	a	b	d
Criterio 1	Normales	Nominales	Bilineal	5.7010	-3.6547	
			Takeda	5.3576	-3.8655	
		Medias	Bilineal	4.1508	-3.4213	
			Takeda	3.8916	-3.9126	
	Modificados	Nominales	Bilineal	6.0473	-3.6804	
			Takeda	6.1208	-4.0903	
		Medias	Bilineal	4.6831	-3.7009	
			Takeda	4.7742	-4.3751	
Criterio 2 Caso 1	Normales	Nominales	Bilineal	13.182	-5.0104	-38.0080
			Takeda	11.405	-4.5405	-28.0210
		Medias	Bilineal	10.698	-4.4923	-35.4630
			Takeda	9.7715	-4.3829	-30.2780
Criterio2 Caso2	Normales	Nominales	Degradación de rigidez y resistencia	11.7940	-5.0956	-33.0970
		Medias		12.9140	-5.1634	-65.5320
Criterio Global	Normales	Nominales	Degradación de rigidez y resistencia	13.0510	-5.5061	-43.2890
		Medias		10.8250	-5.1912	-44.2160
	Modificados	Nominales		11.6850	-4.9893	-30.8090
		Medias		10.4890	-4.9976	-37.8150

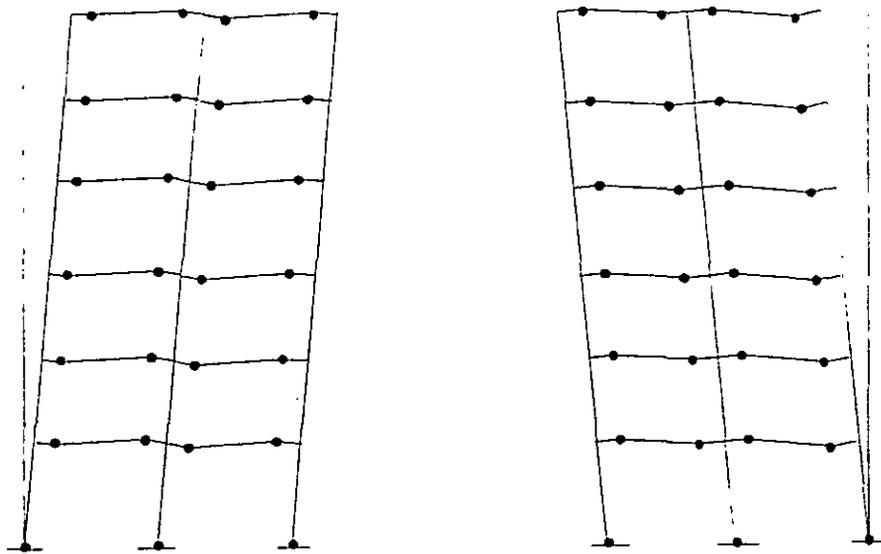


Fig. 3.1 Mecanismo y modos de falla

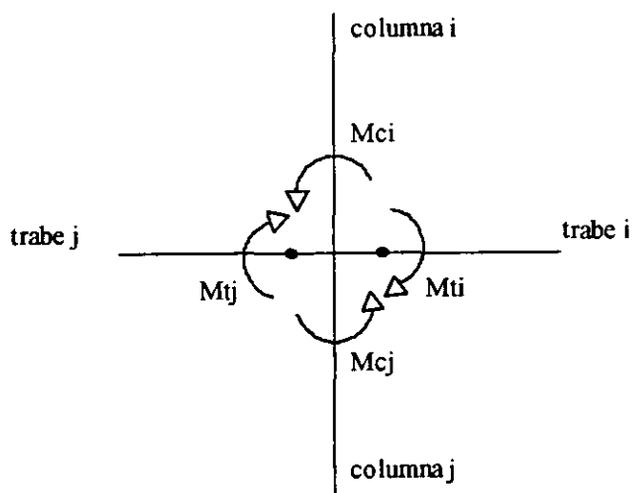


Fig 3.2 Equilibrio del nudo

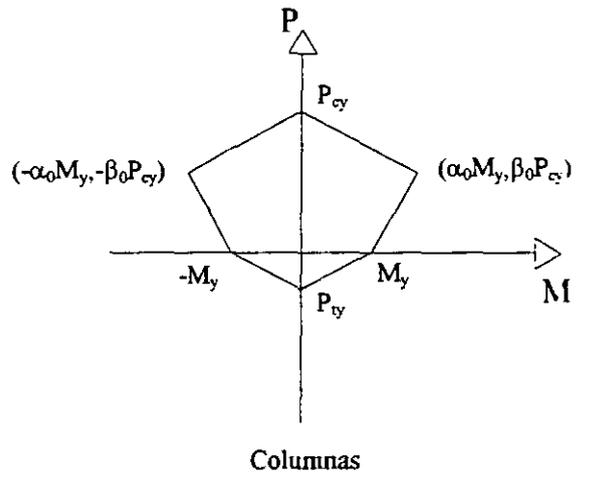
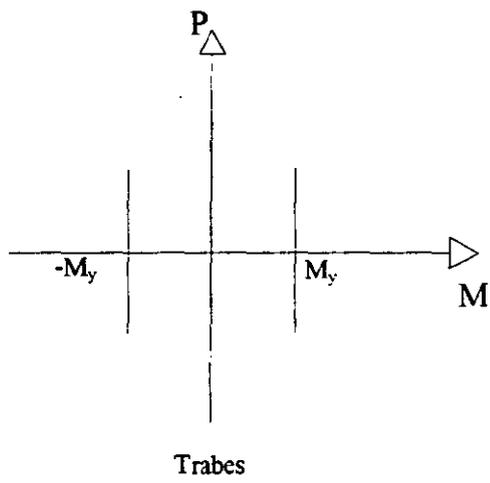
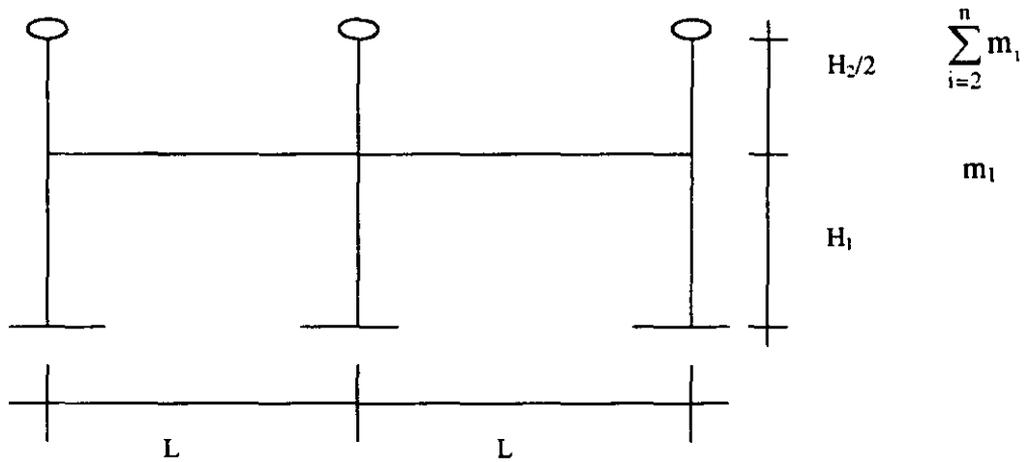
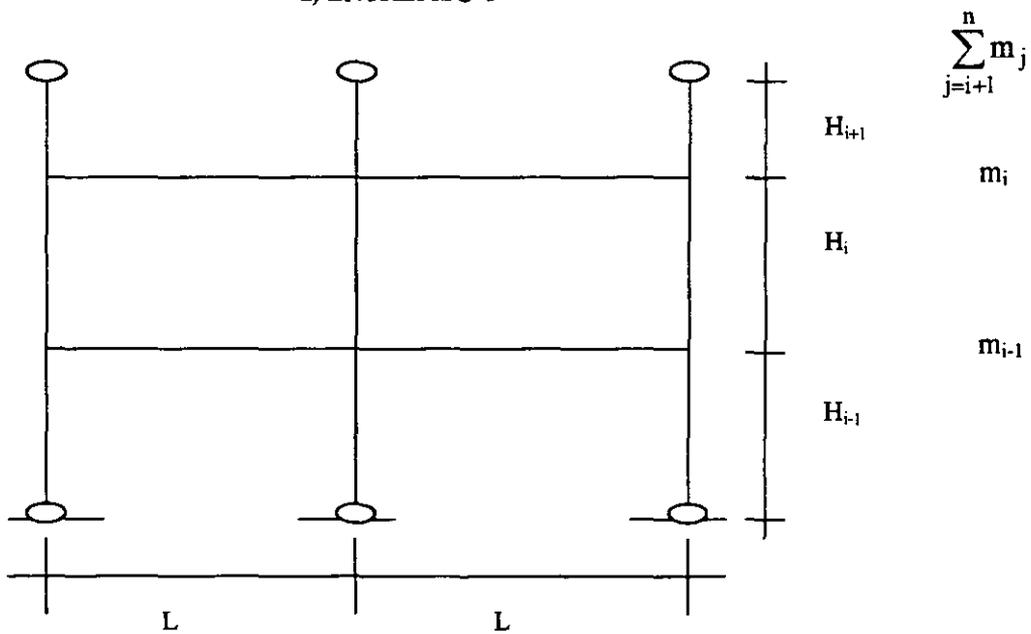


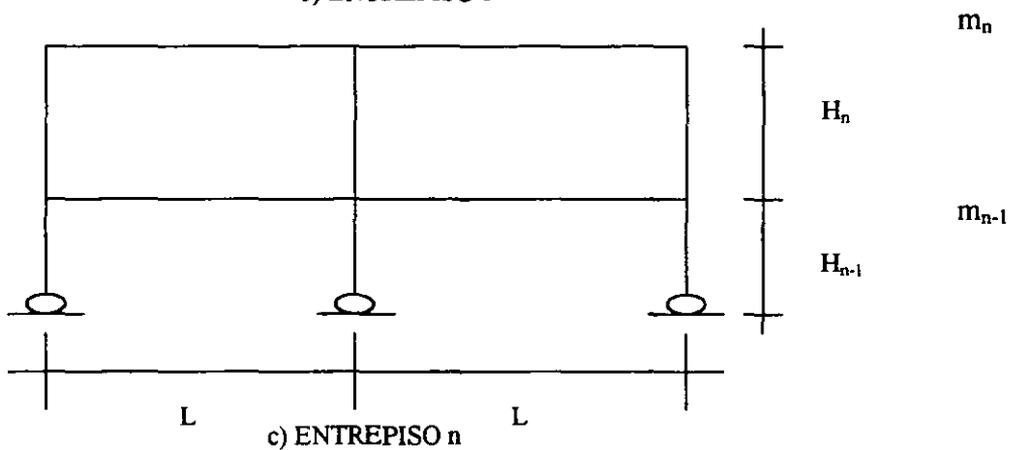
Fig. 3.3 Superficies de fluencia de los elementos estructurales



a) ENTREPISO 1



b) ENTREPISO i



c) ENTREPISO n

Fig. 3.4 Modelos de entrepiso para el cálculo de la deformación máxima.

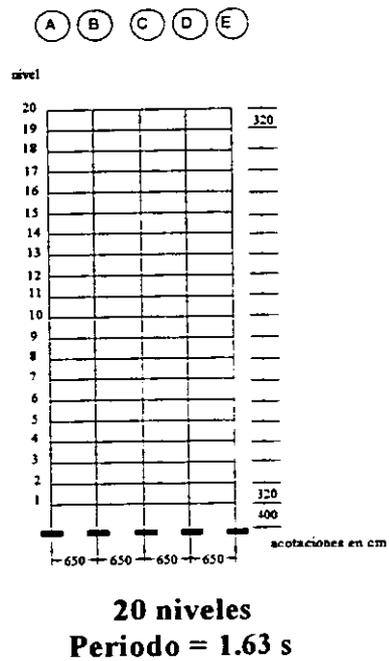
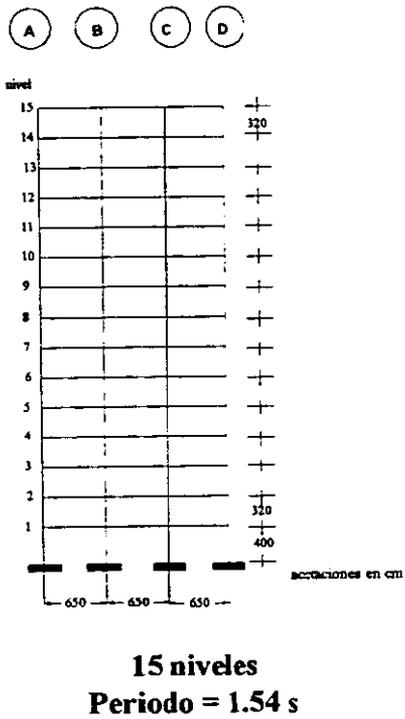
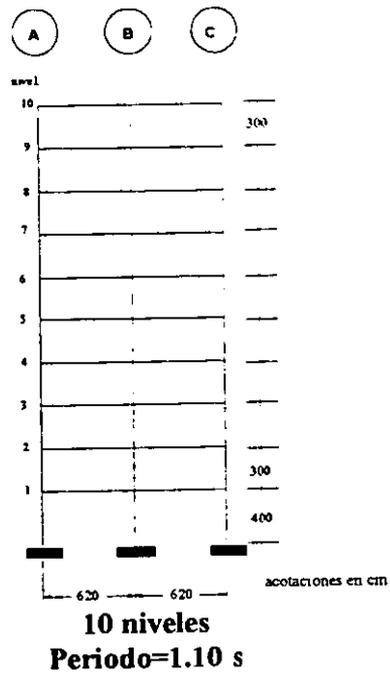
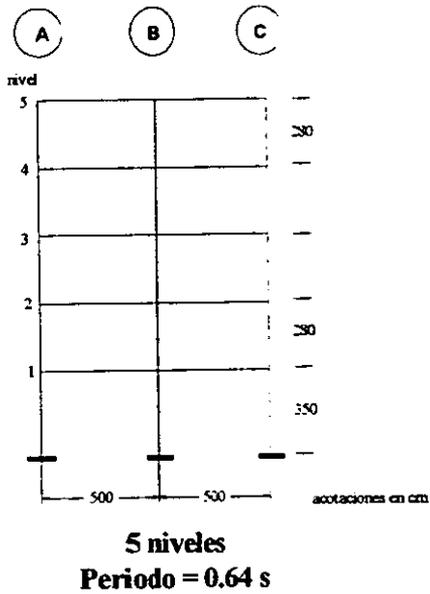
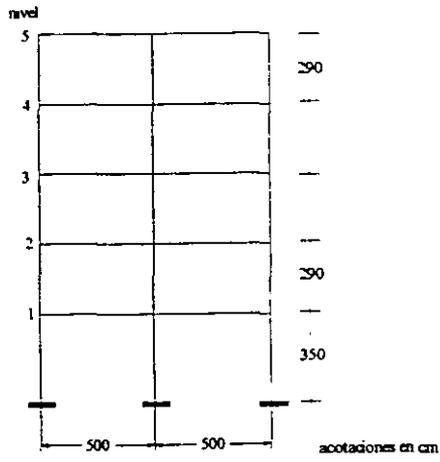
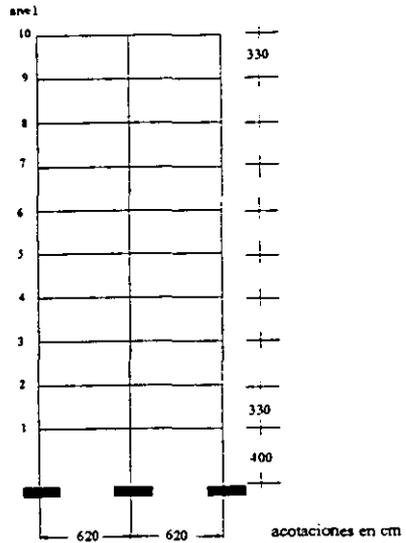


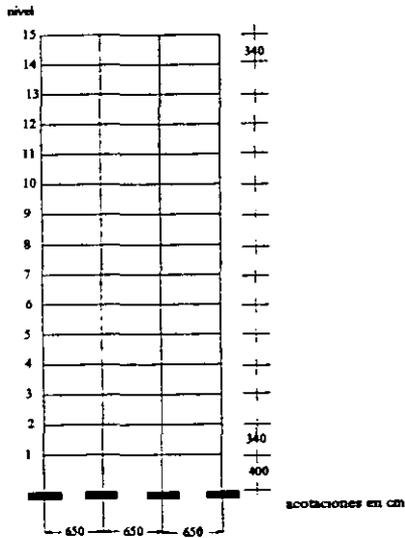
Fig. 4.1 Edificios estudiados normales



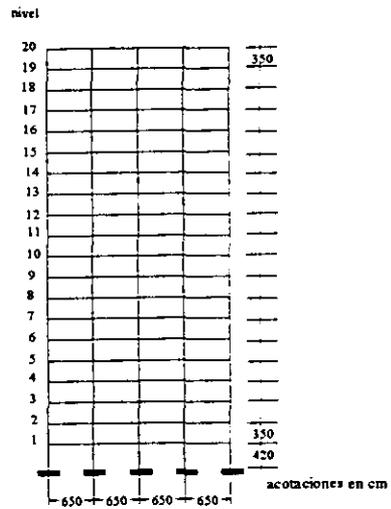
5 niveles
Periodo = 0.619 s



10 niveles
Periodo = 1.124 s



15 niveles
Periodo = 1.581 s



20 niveles
Periodo = 1.681 s

Fig. 4.2 Edificios estudiados modificados

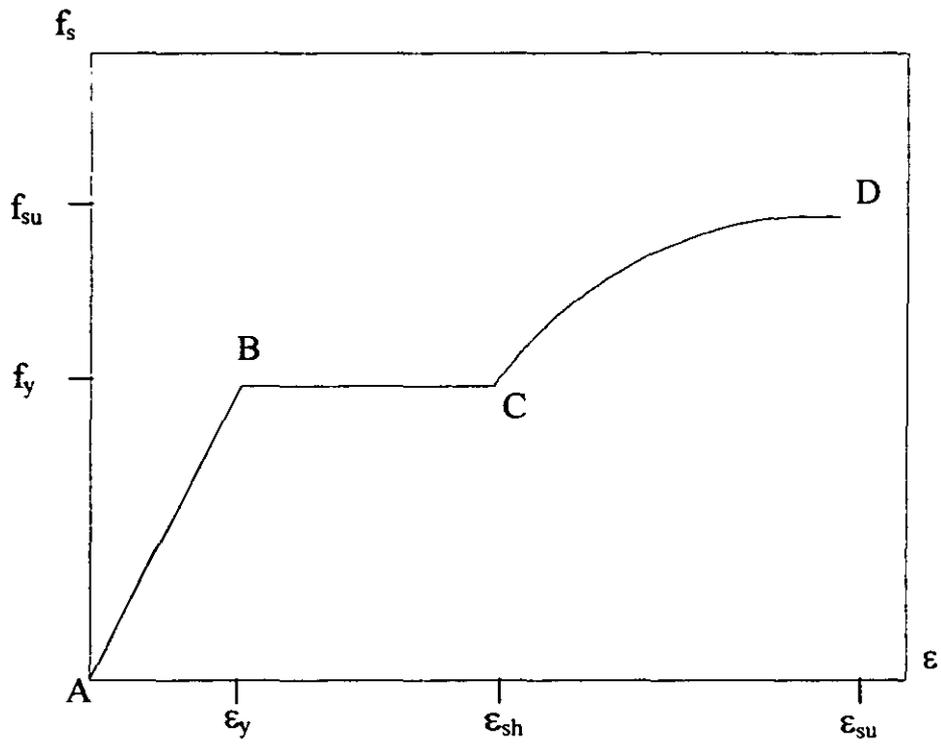


Fig. 4.3 Curva esfuerzo-deformación del acero.

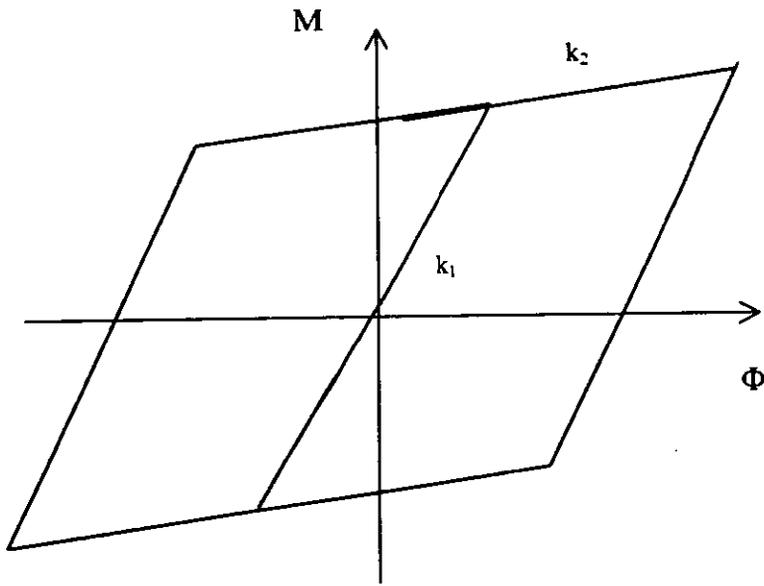


Fig. 4.4 Modelo de comportamiento histerético bilineal.

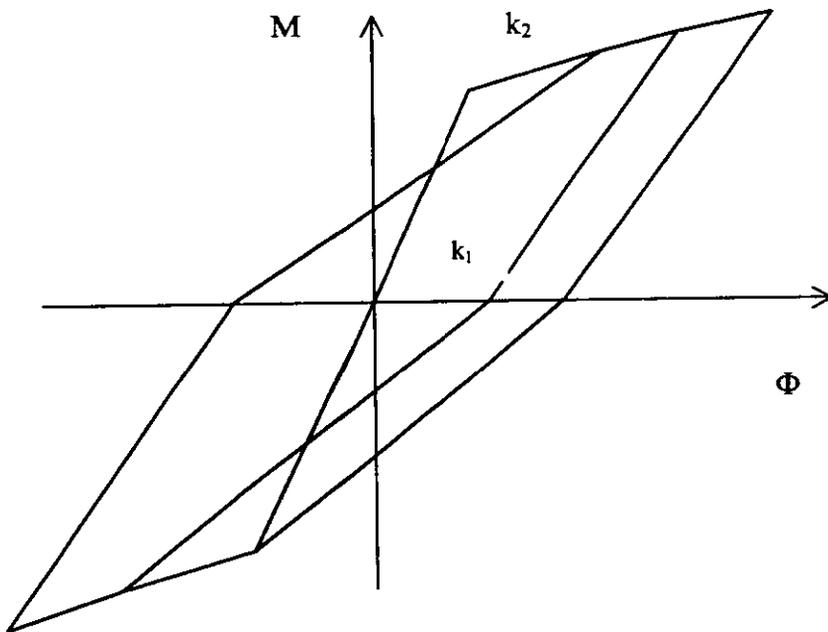


Fig. 4.5 Modelo de comportamiento histerético con degradación de rigidez (Takeda).

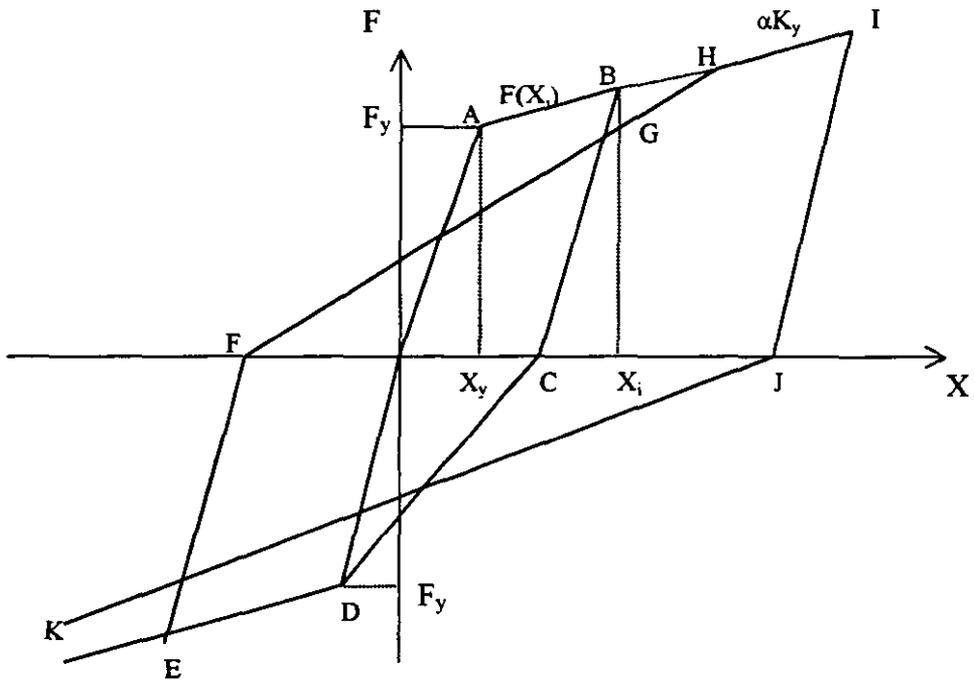


Fig. 4.6 Modelo de comportamiento histerético con degradación de rigidez y resistencia.

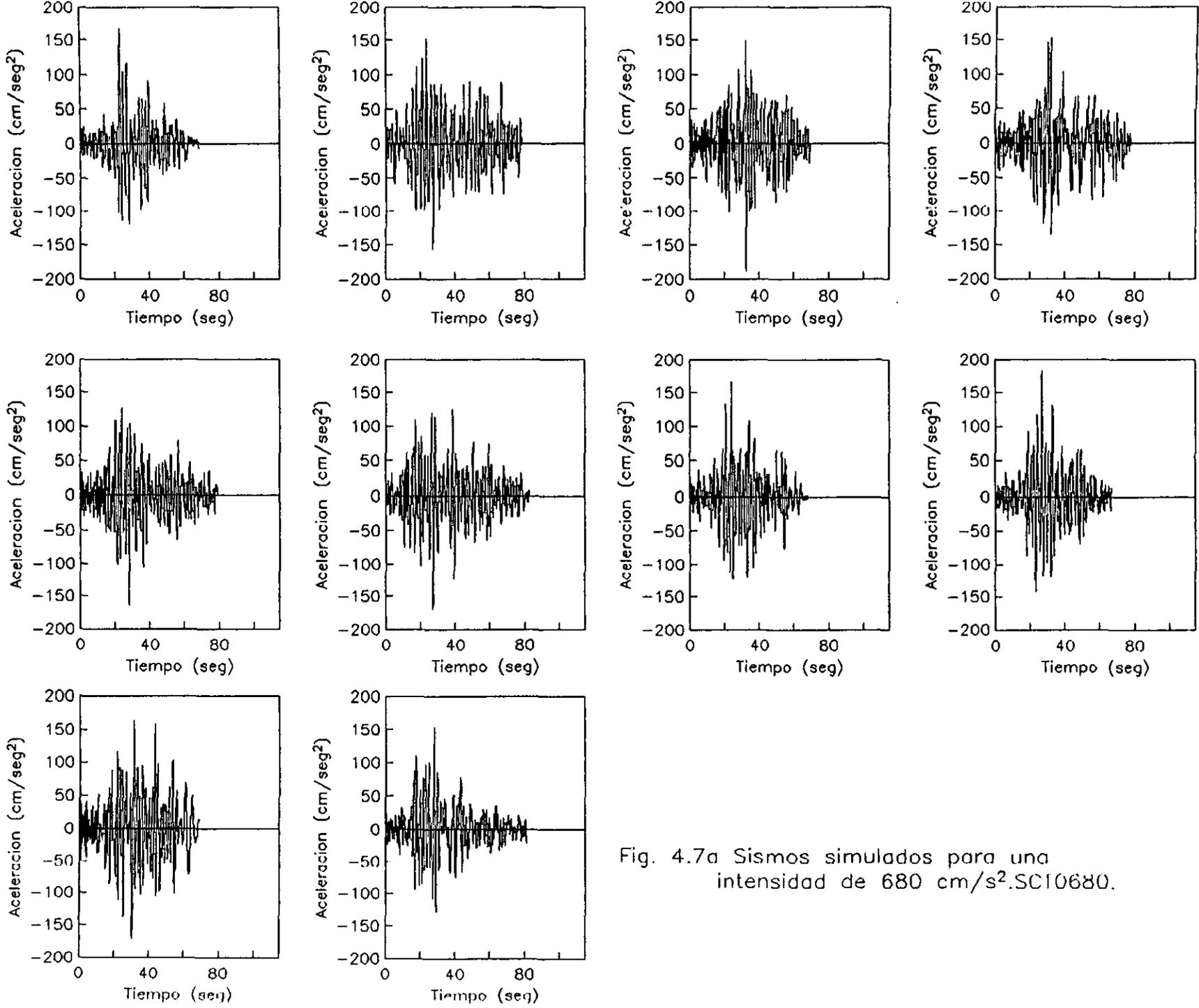


Fig. 4.7a Sismos simulados para una intensidad de 680 cm/s².SC10680.

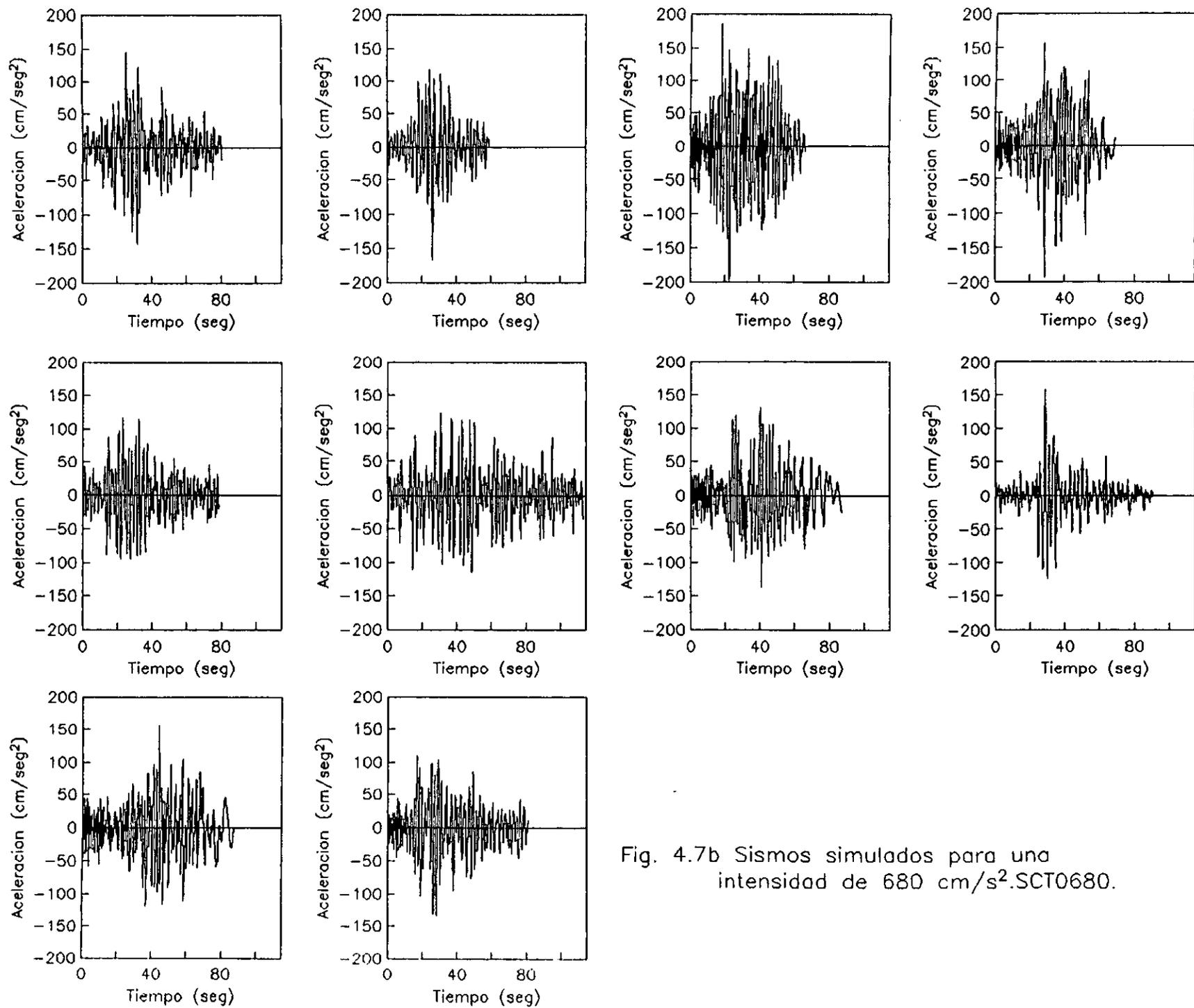


Fig. 4.7b Sismos simulados para una intensidad de 680 cm/s².SCT0680.

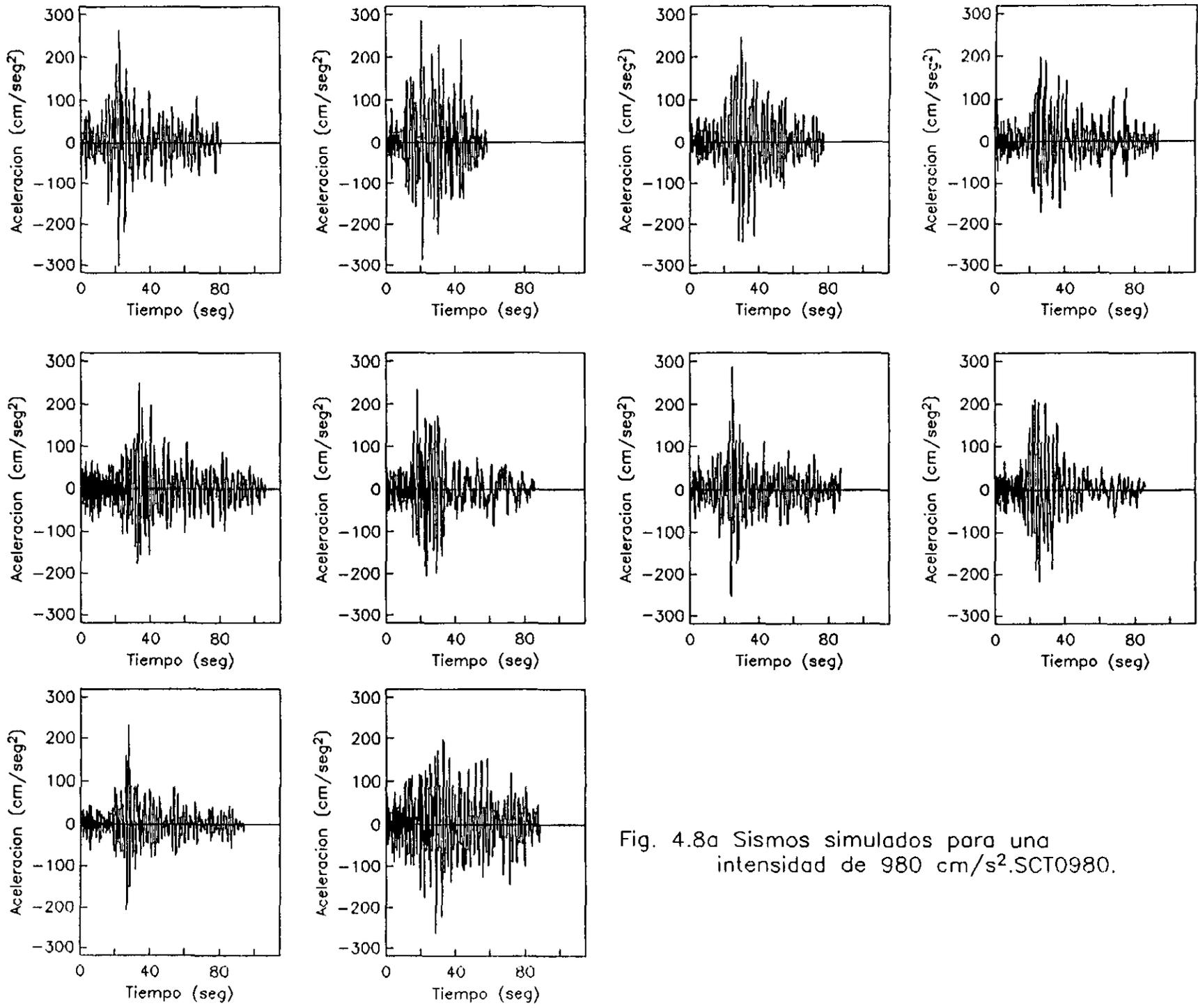


Fig. 4.8a Sismos simulados para una intensidad de 980 cm/s².SCT0980.

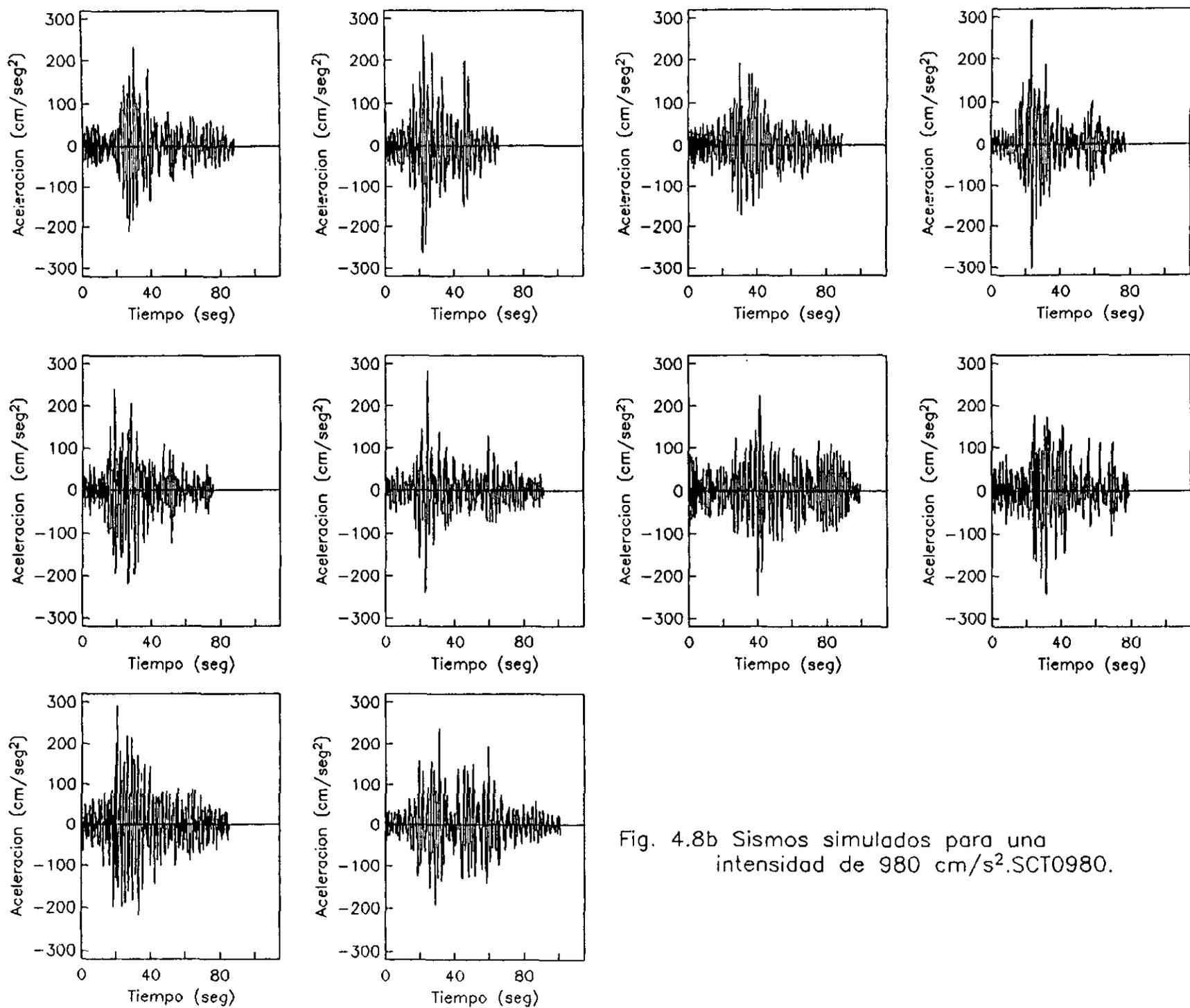


Fig. 4.8b Sismos simulados para una intensidad de 980 cm/s².SCT0980.

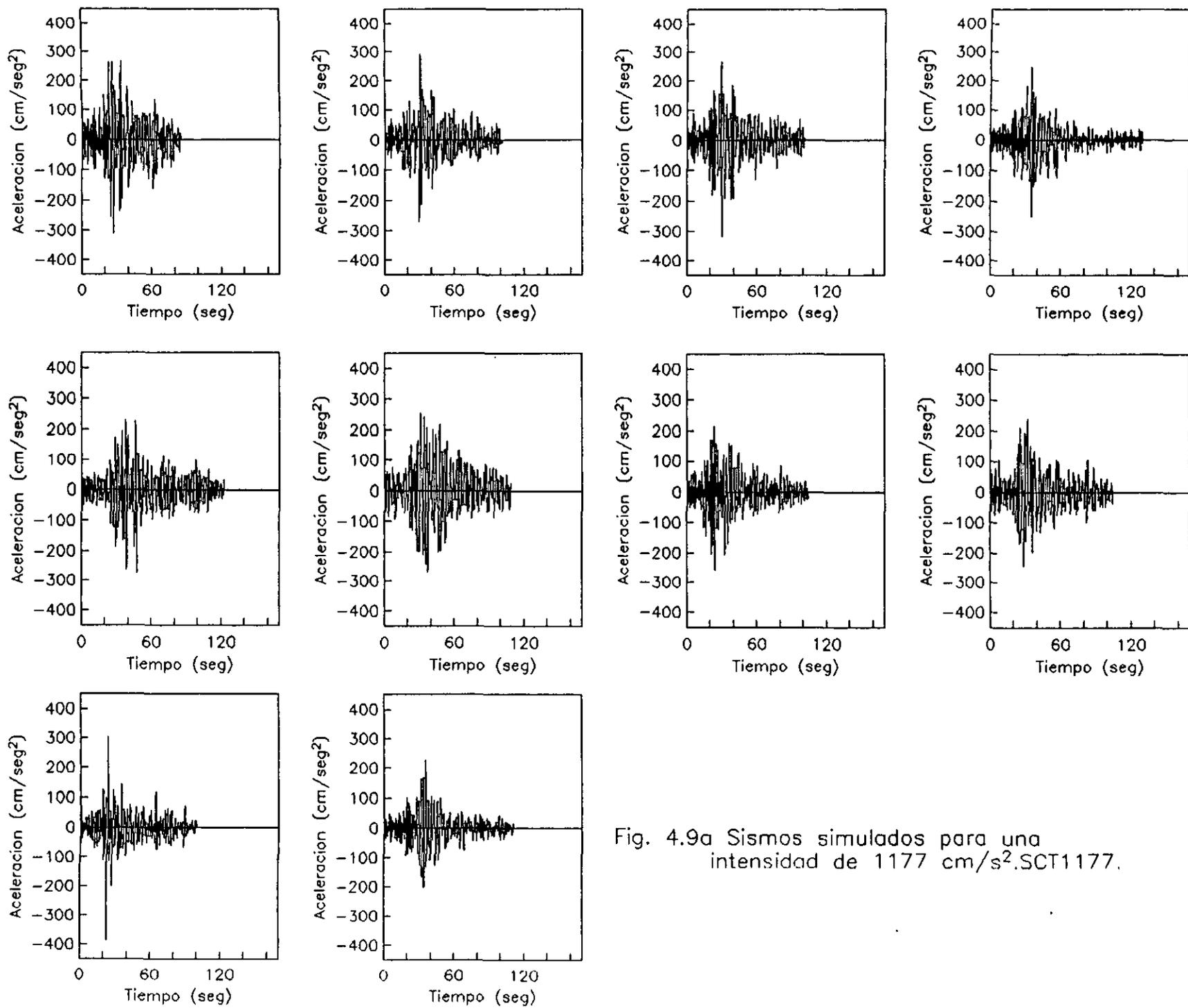


Fig. 4.9a Sismos simulados para una intensidad de 1177 cm/s^2 . SCT1177.

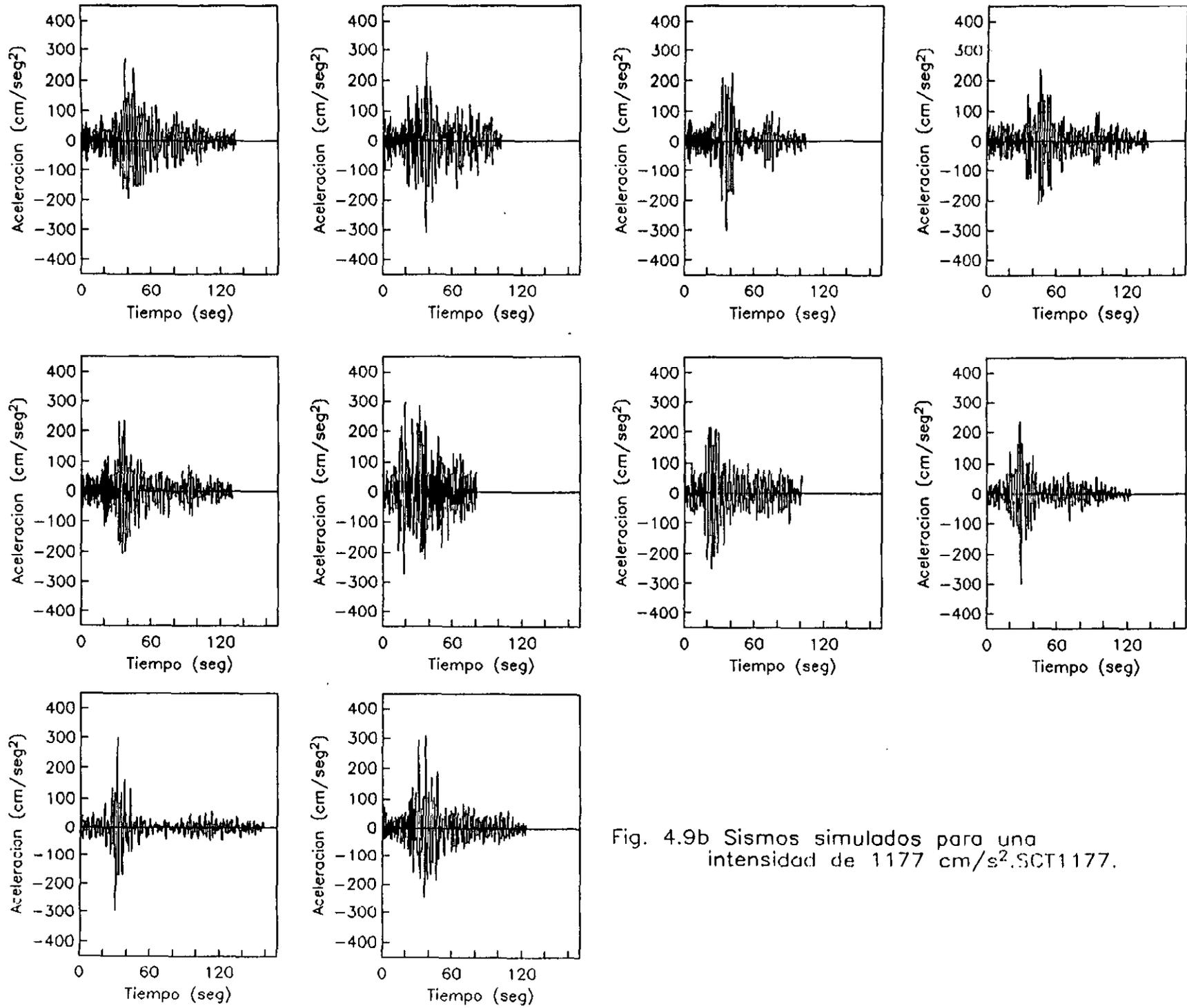


Fig. 4.9b Sismos simulados para una intensidad de 1177 cm/s^2 . SCT1177.

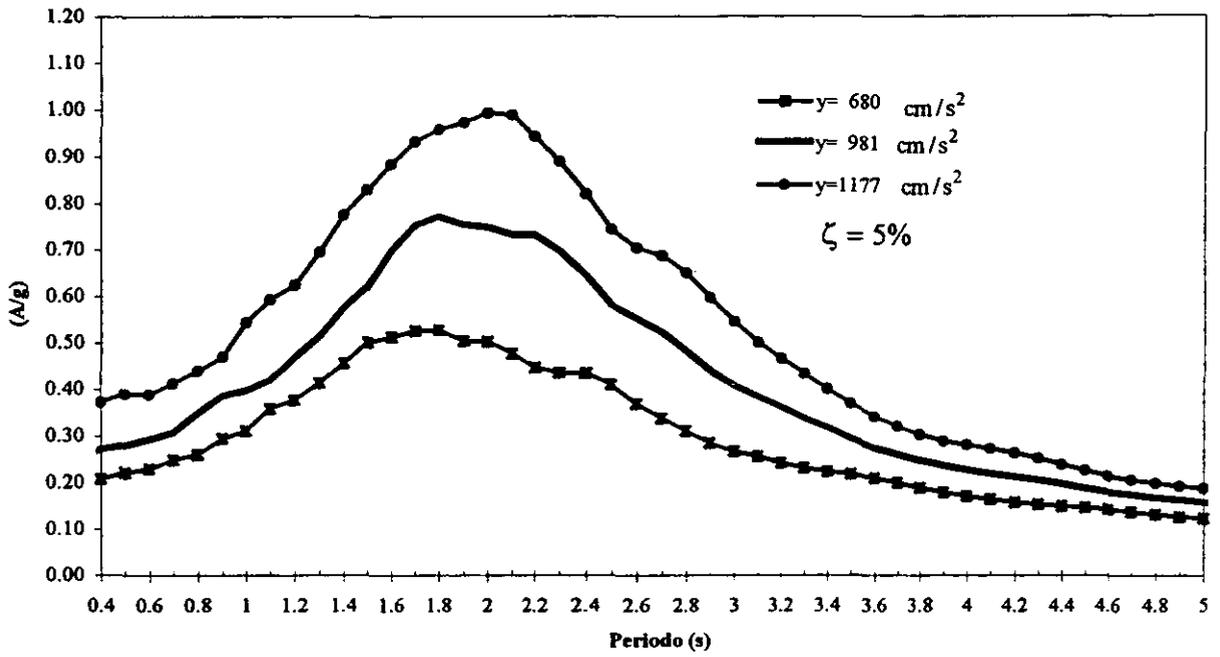
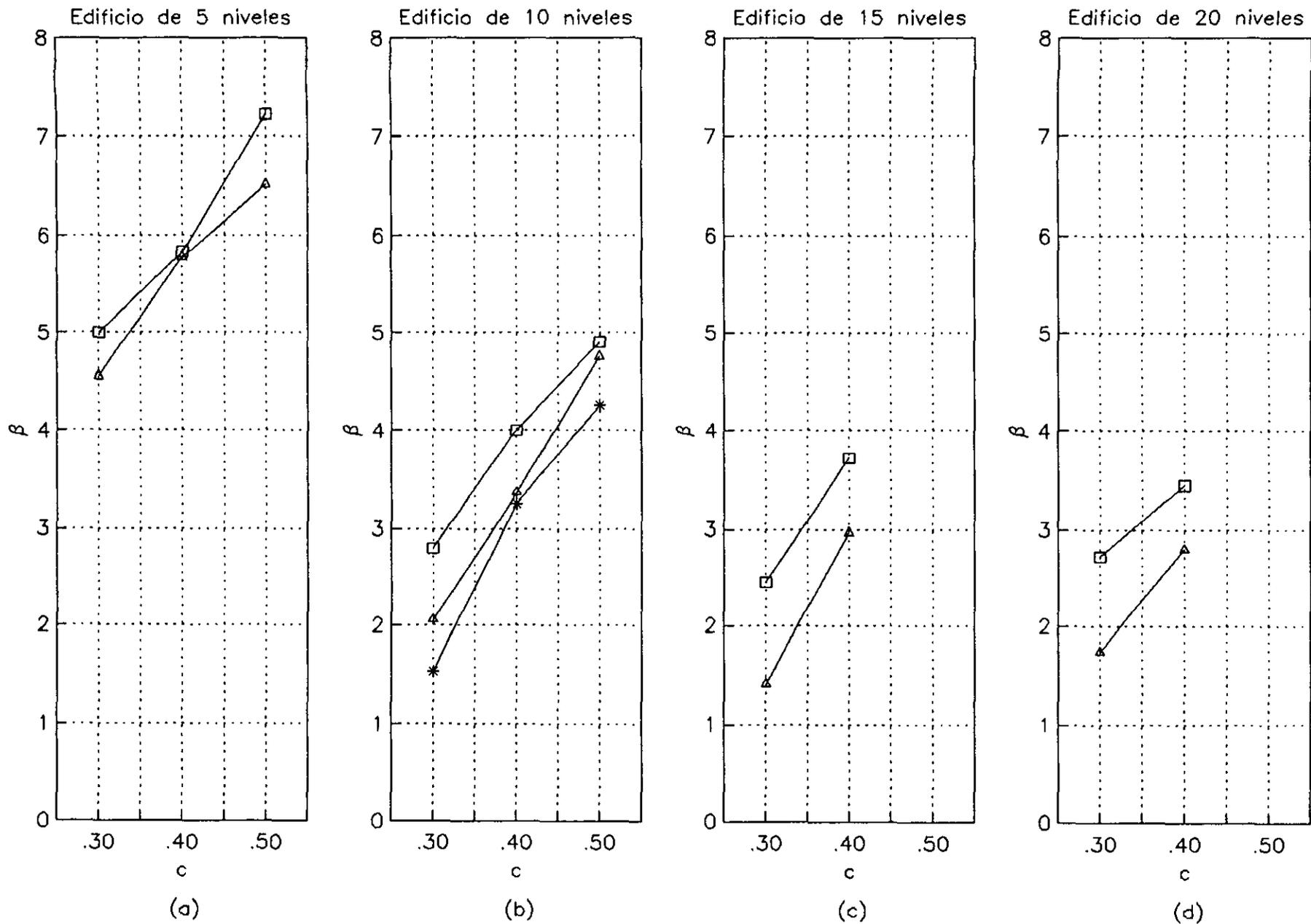
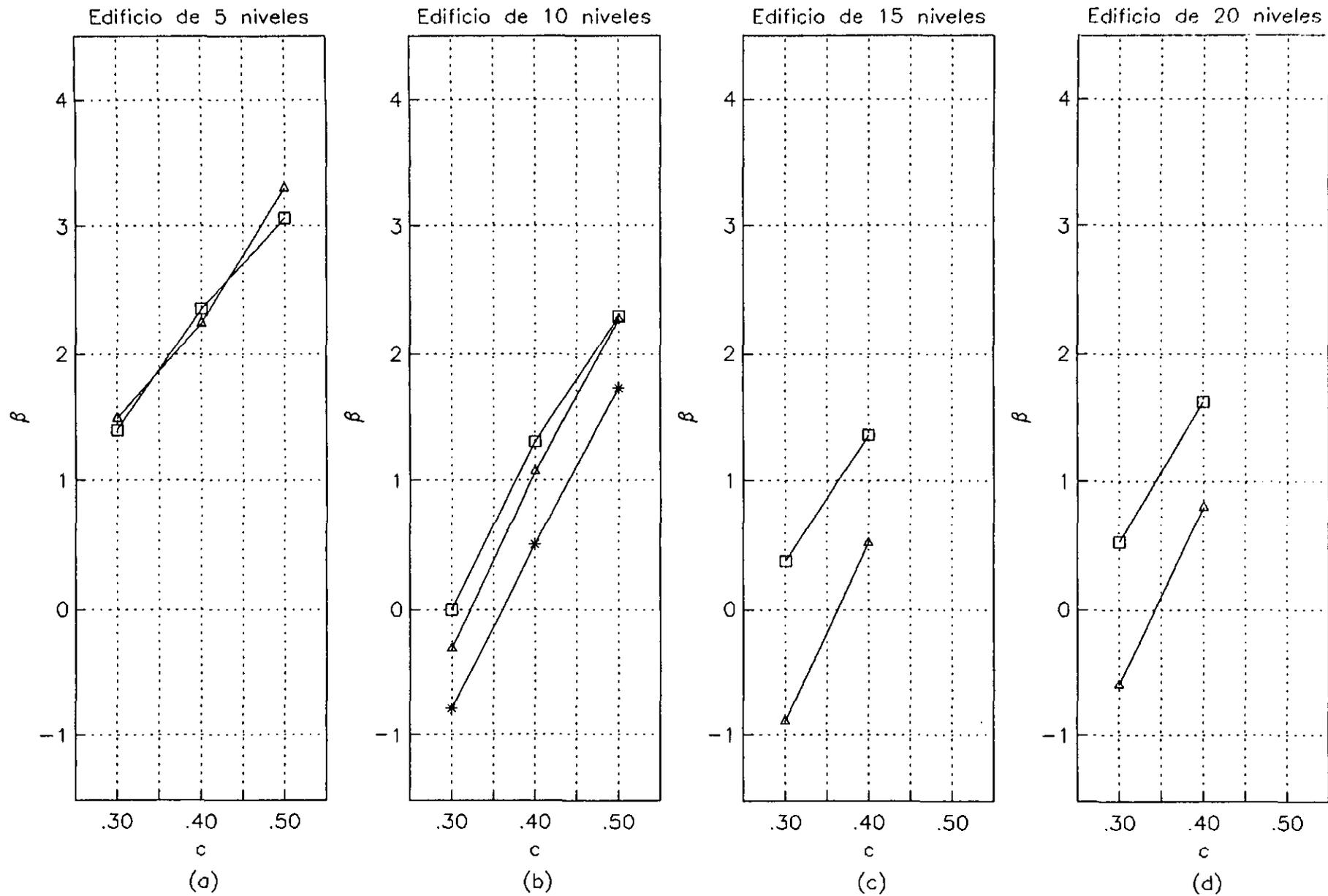


Fig. 4.10 Espectros de respuesta promedio para cada intensidad sísmica.



□ Bilinear Δ Takeda * Degradación de rigidez y resistencia

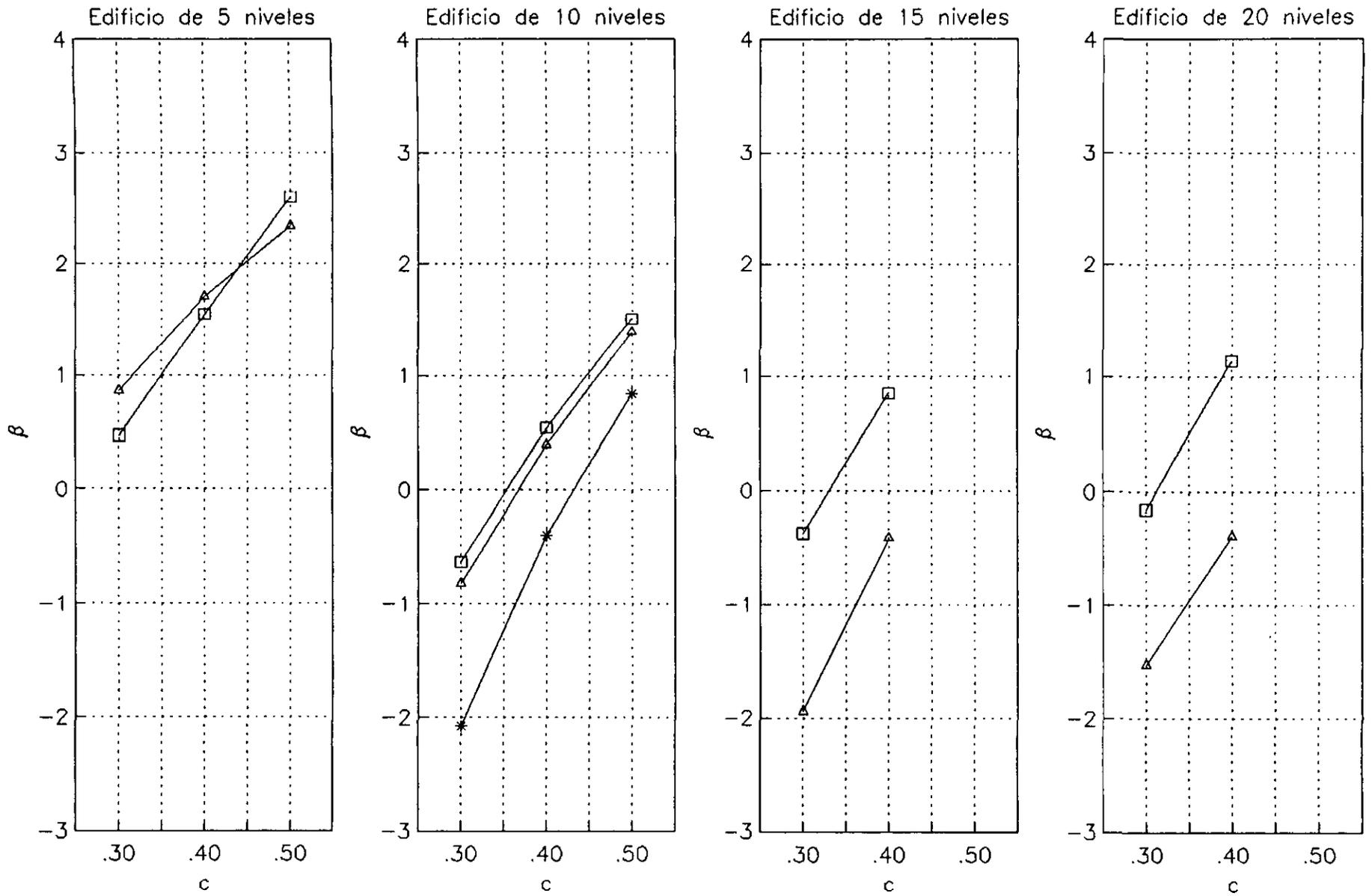
Fig. 5.1 Edificios normales. $Y_{m\acute{a}x} = 680 \text{ cm/s}^2$.
Capacidad de deformación de entrepiso. Criterio 1.



□ Bilinear △ Takeda * Degradación de rigidez y resistencia

Fig. 5.2 Edificios normales. $Y_{m\acute{o}x}=980 \text{ cm/s}^2$.

Capacidad de deformación de entrepiso. Criterio 1



(a)

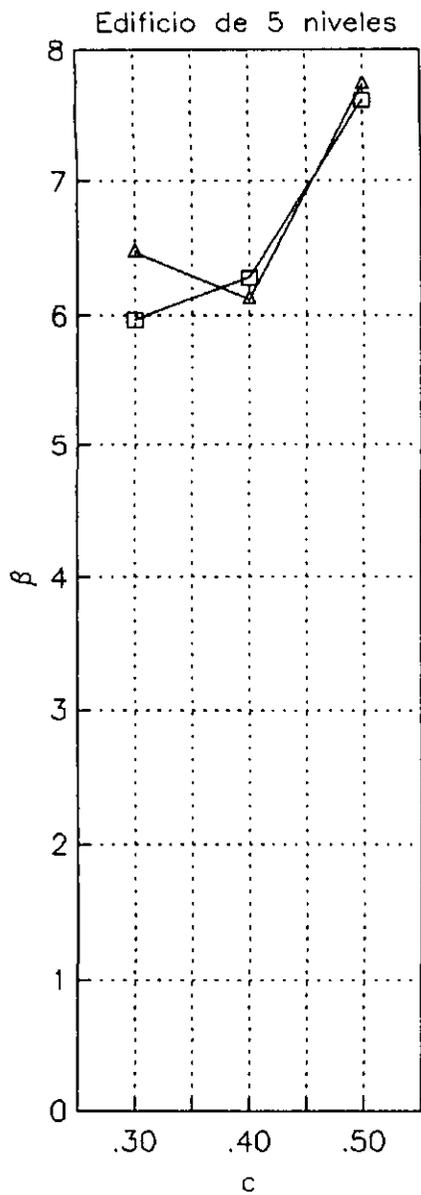
(b)

(c)

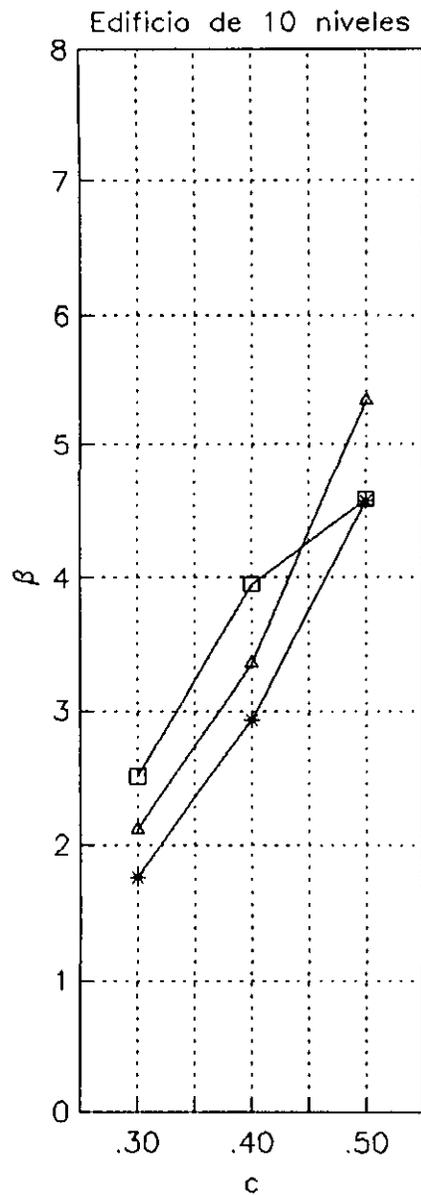
(d)

□ Bilinear △ Takeda * Degradación de rigidez y resistencia

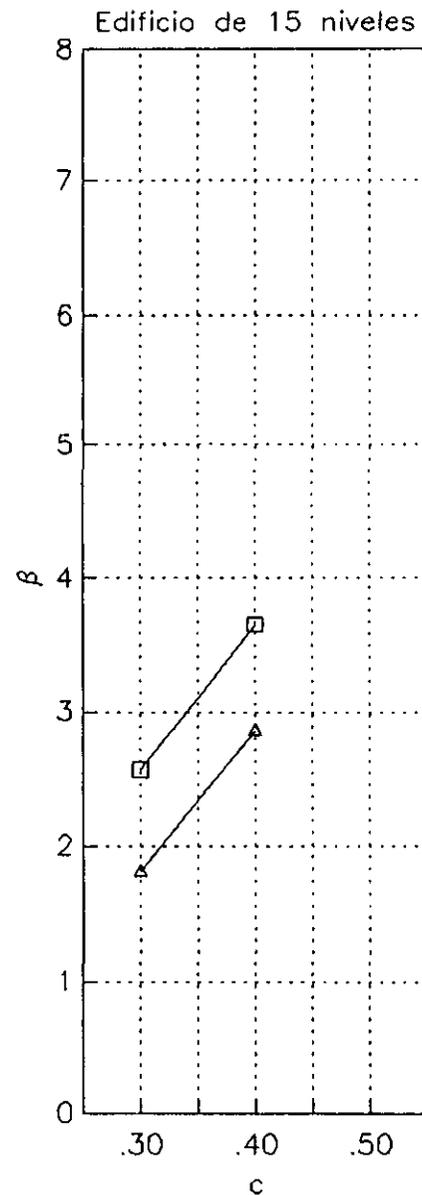
Fig. 5.3 Edificios normales. $Y_{m\acute{a}x}=1177 \text{ cm/s}^2$.
Capacidad de deformación de entrepiso. Criterio 1



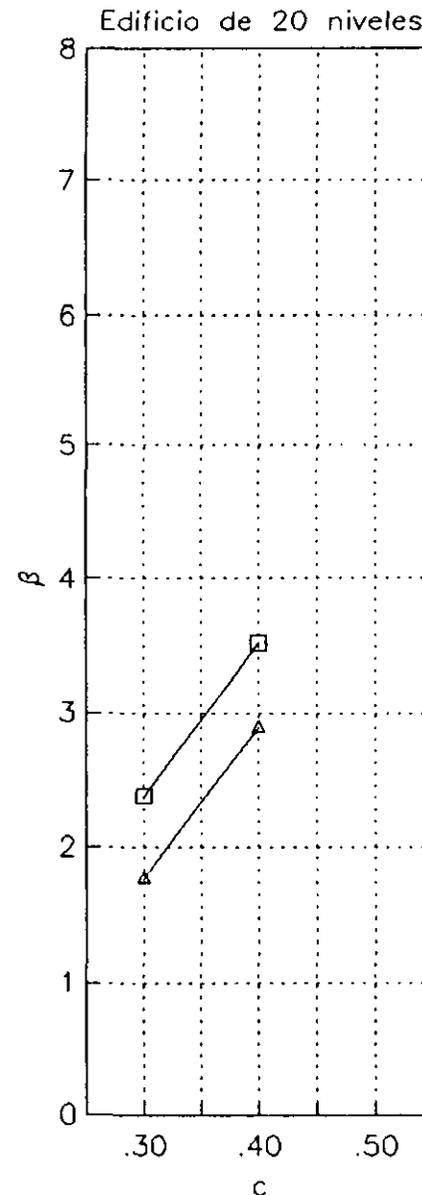
(a)



(b)



(c)

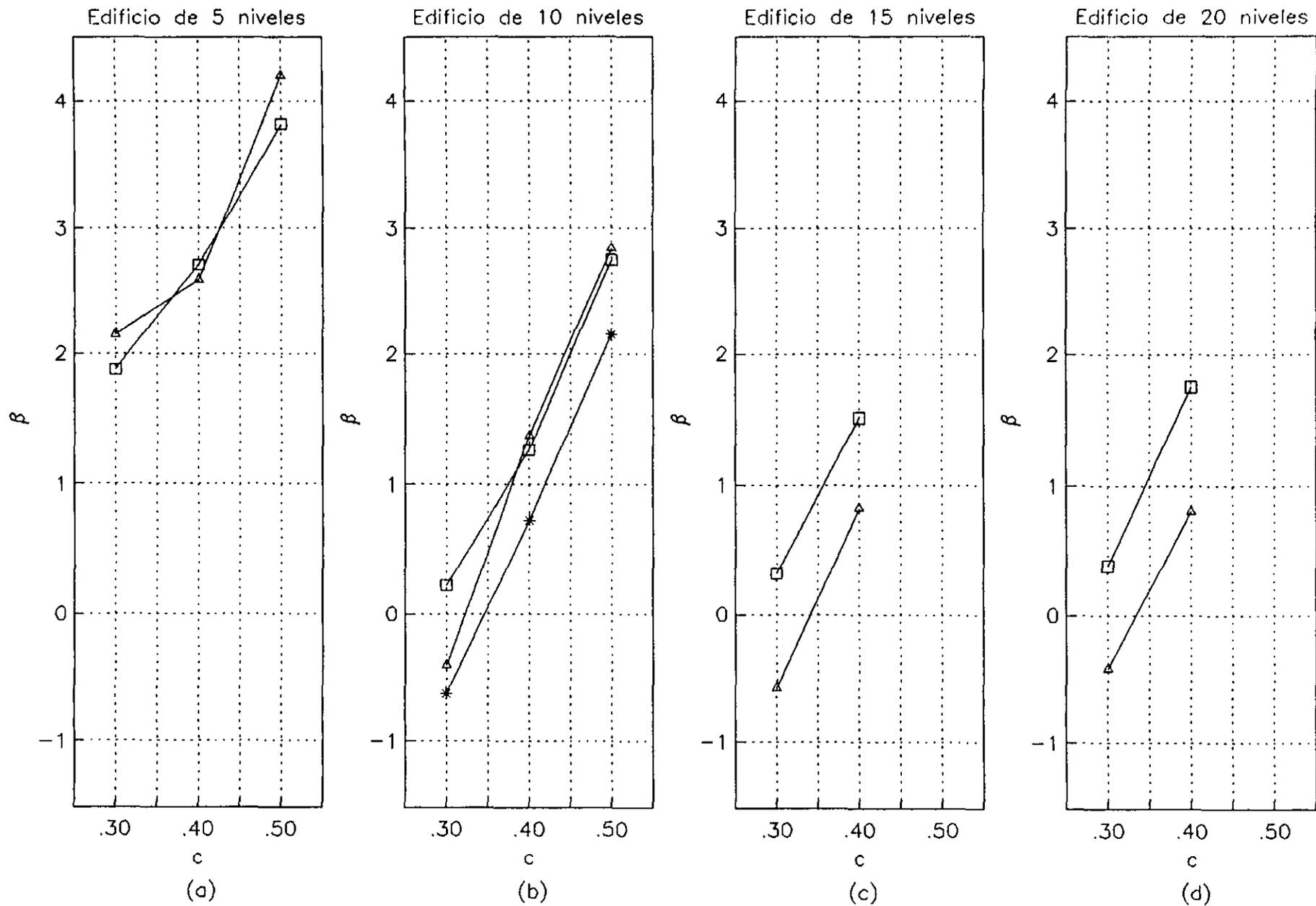


(d)

□ Bilinear △ Takeda * Degradación de rigidez y resistencia

Fig. 5.4 Edificios modificados. $Y_{m\acute{a}x} = 680 \text{ cm/s}^2$.

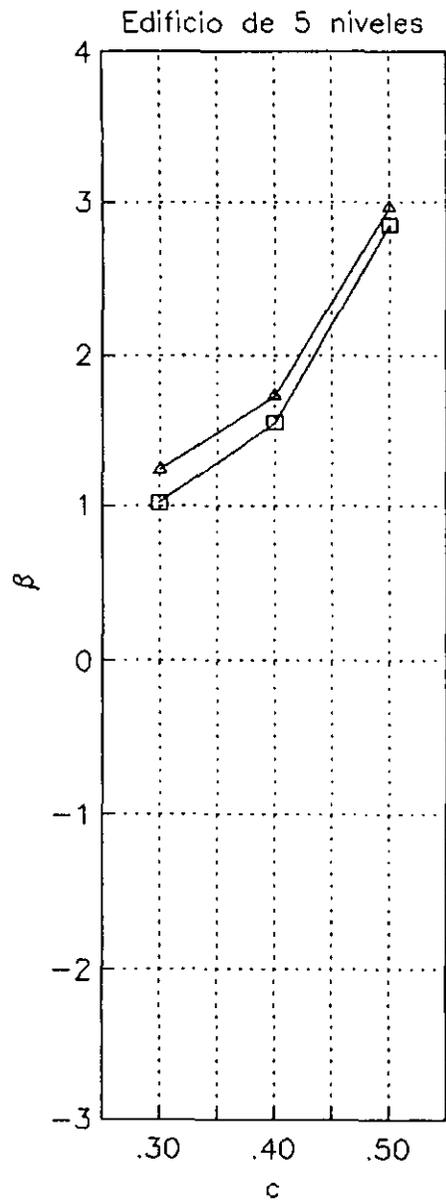
Capacidad de deformación de entrepiso. Criterio 1



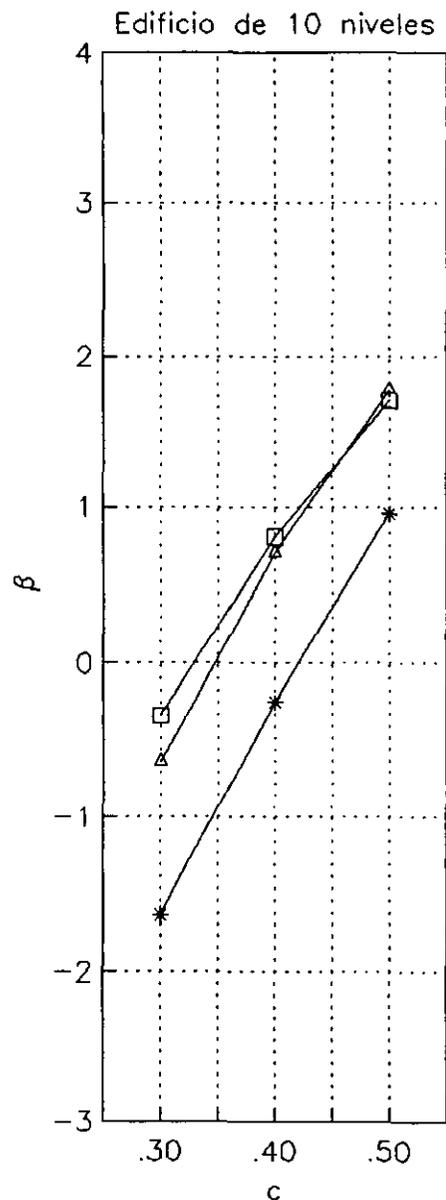
□ Bilinear △ Takeda * Degradación de rigidez y resistencia

Fig. 5.5 Edificios modificados. $Y_{m\acute{a}x}=980 \text{ cm/s}^2$.

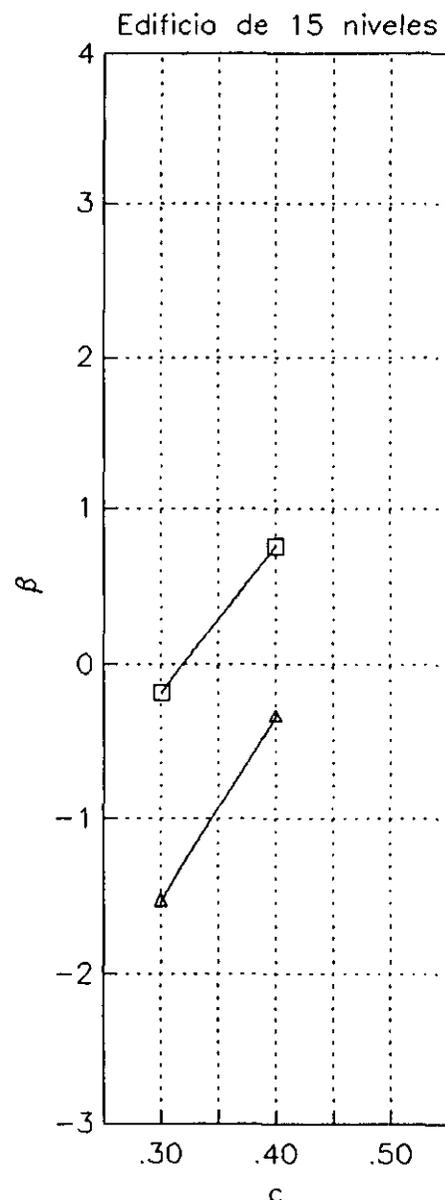
Capacidad de deformación de entrepiso. Criterio 1.



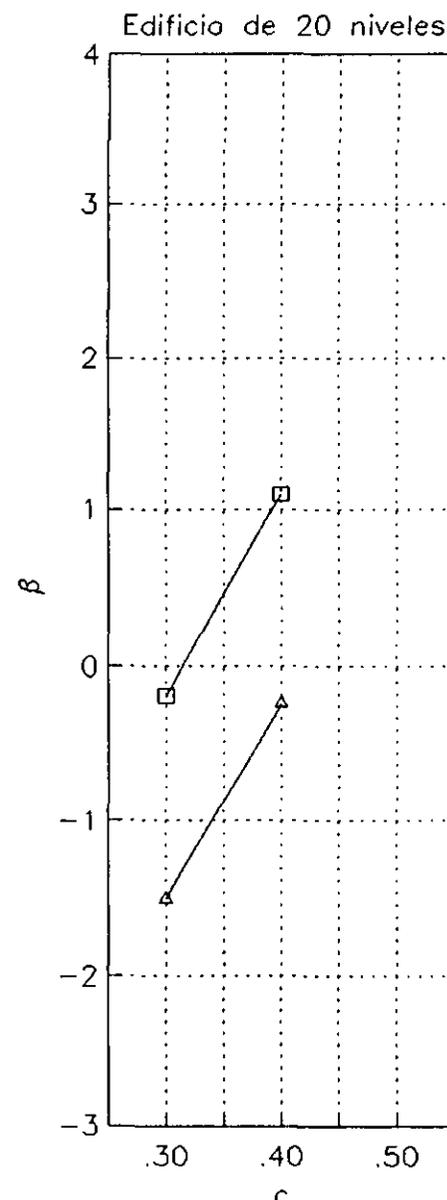
(a)



(b)



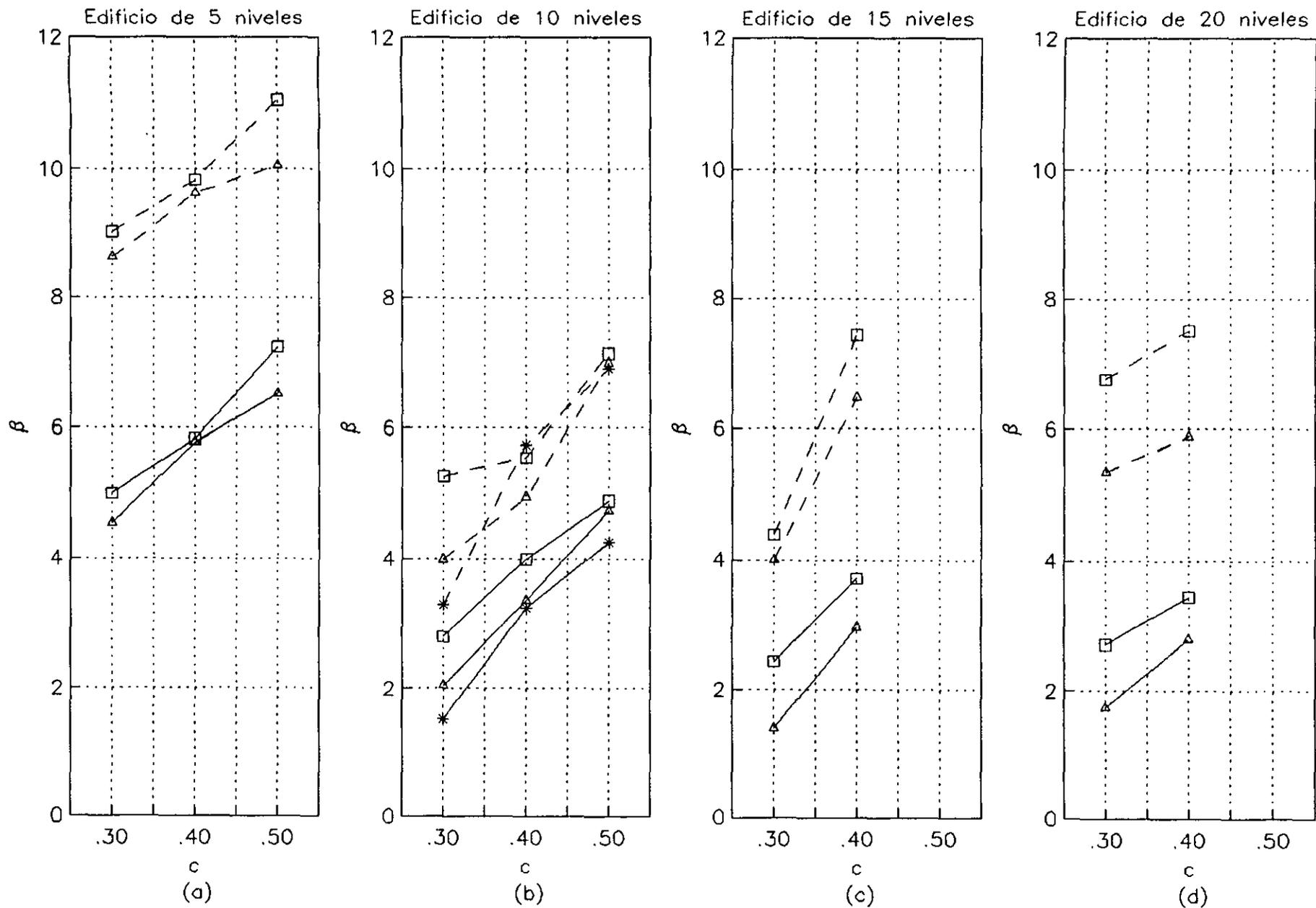
(c)



(d)

□ Bilinear △ Takeda * Degradación de rigidez y resistencia

Fig. 5.6 Edificios modificados. $\gamma_{m\acute{a}x} = 11/7 \text{ cm/b}^2$.
Capacidad de deformación de entrepiso. Criterio 1



□ Bilinear △ Takeda * Degradación de rigidez y resistencia
 — Criterio 1 - - - Criterio 2, Caso 1

Fig. 5.7 Edificios normales. $Y_{m\acute{a}x} = 680 \text{ cm/t}^2$.
Capacidad de deformación de entrepiso.

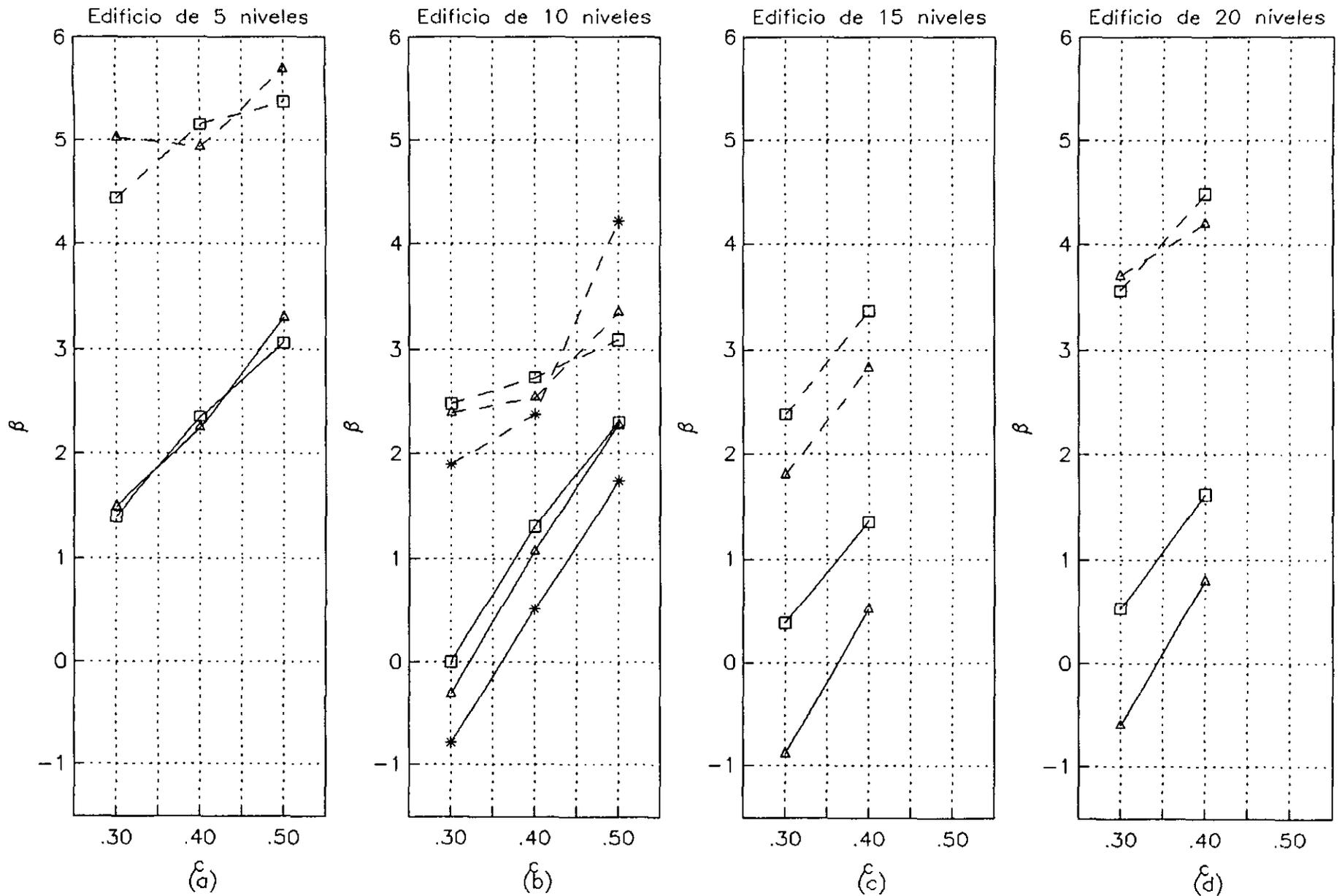
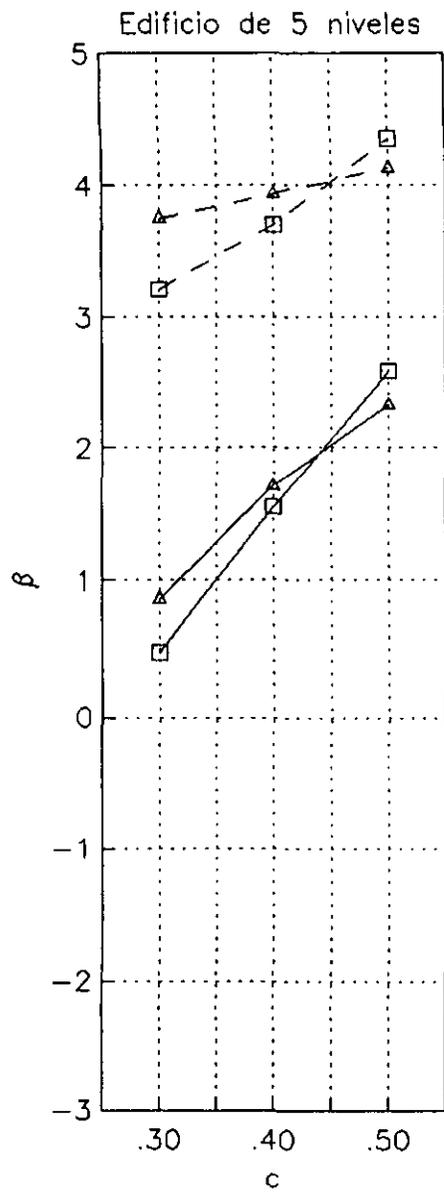
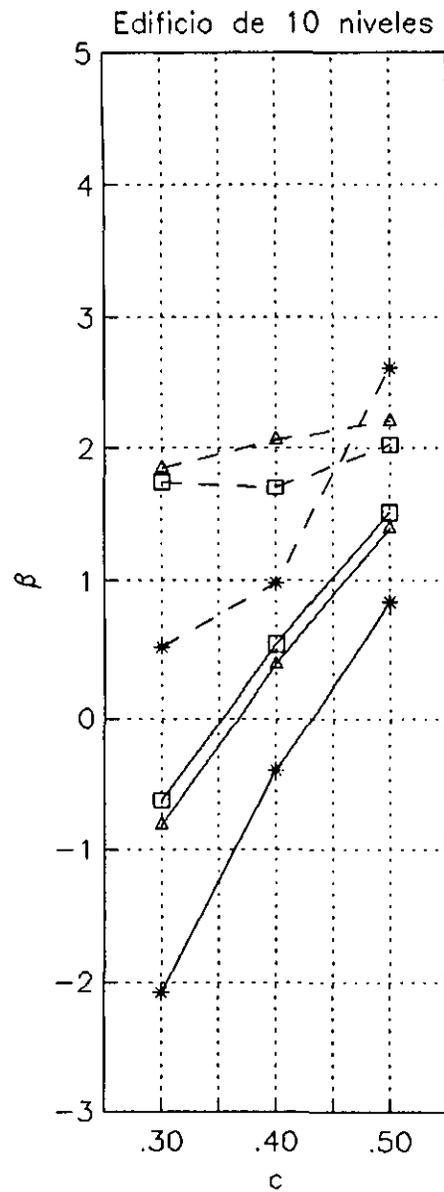


Fig. 5.8 Edificios normales. $Y_{m\acute{a}x}=980 \text{ cm/s}^2$.

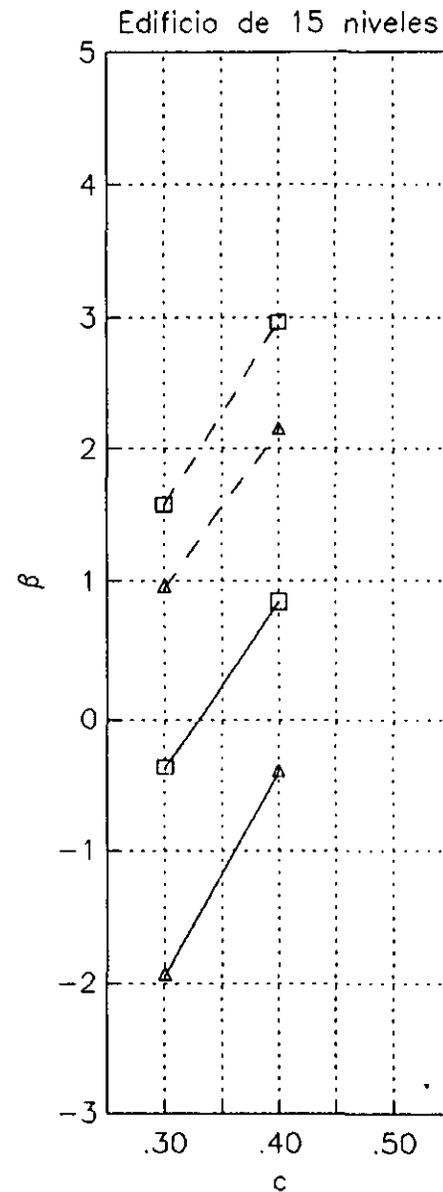
Capacidad de deformación de entrepiso.



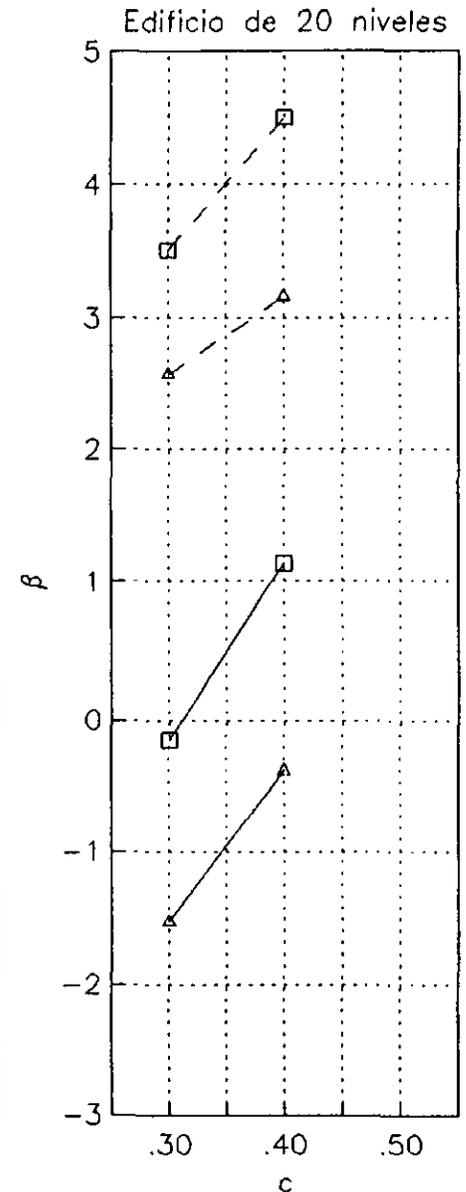
(a)



(b)



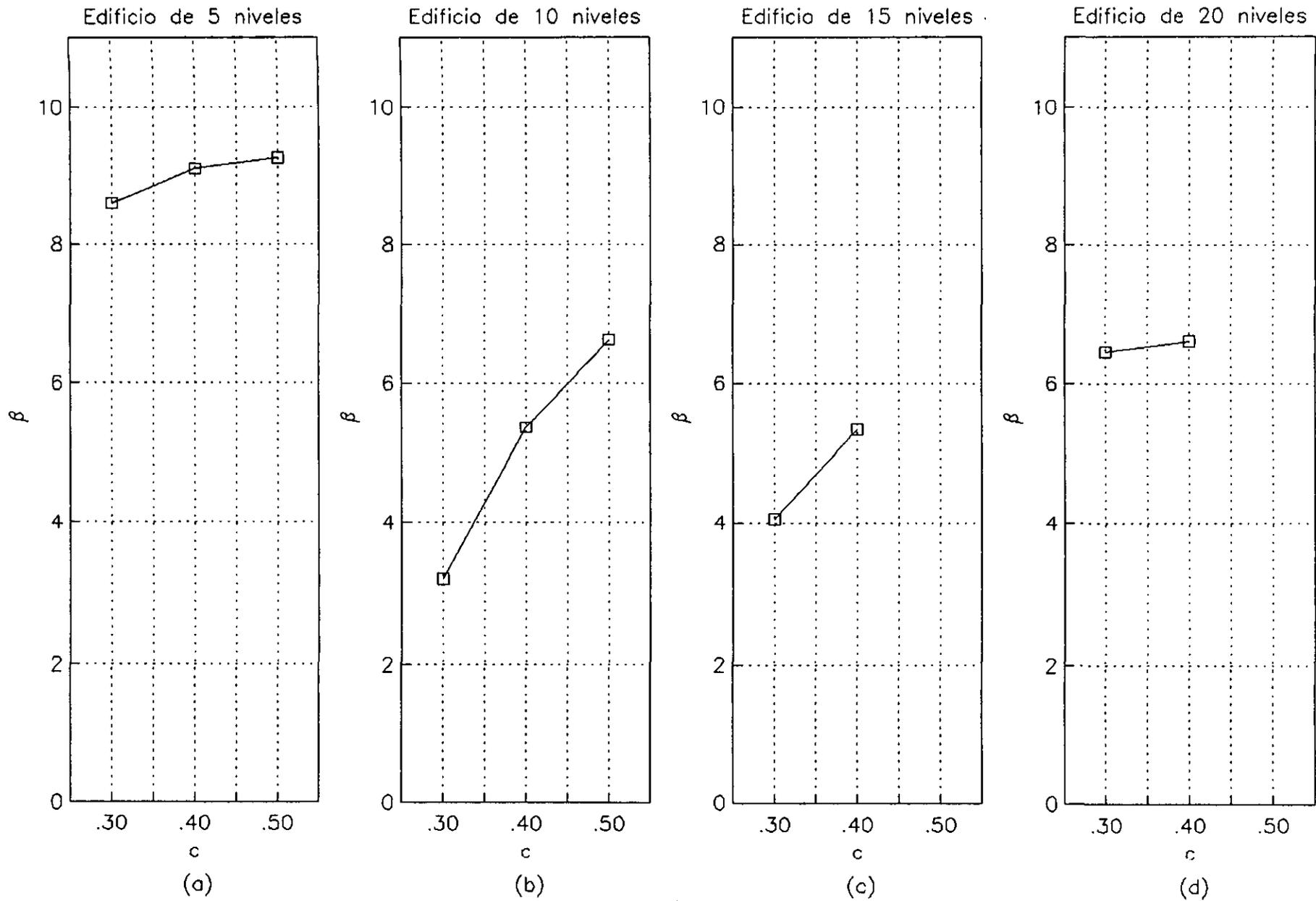
(c)



(d)

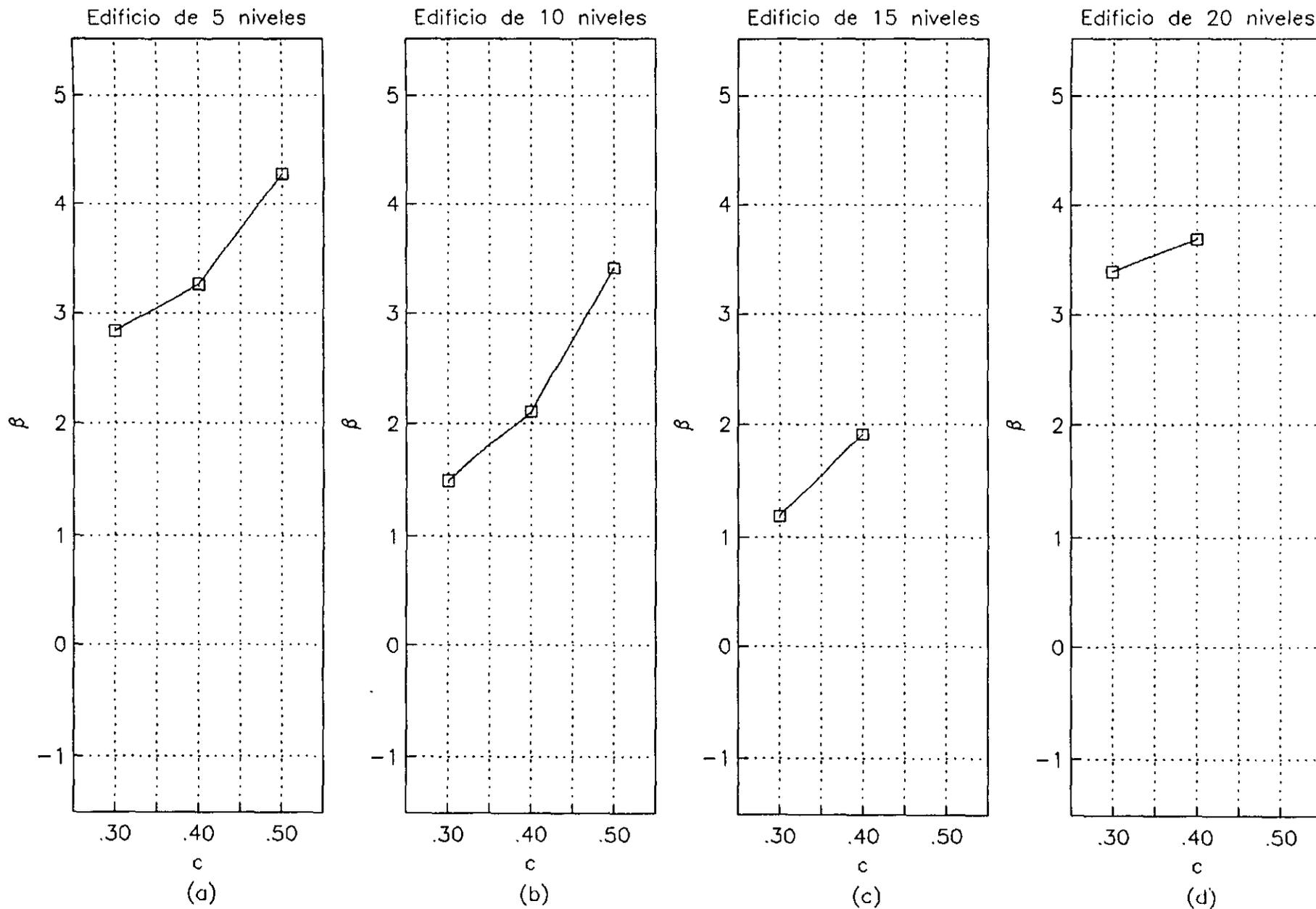
□ Bilinear △ Takeda * Degradación de rigidez y resistencia
 — Criterio 1 - - - - Criterio 2. Caso 1

Fig. 5.9 Edificios normales. $\gamma_{m\acute{o}x} = 1177 \text{ cm/s}^2$.
 Capacidad de deformación de entrepiso.



□ Degradación de rigidez y resistencia.

Fig. 5.10 Edificios normales. $Y_{m\acute{a}x}=680 \text{ cm/s}^2$.
Capacidad de deformación de entrepiso. Criterio 2. Caso 2



□ Degradación de rigidez y resistencia

Fig. 5.11 Edificios normales. $Y_{m\acute{a}x}=980 \text{ cm/s}^2$.
Capacidad de deformación de entrepiso. Criterio 2. Caso 2

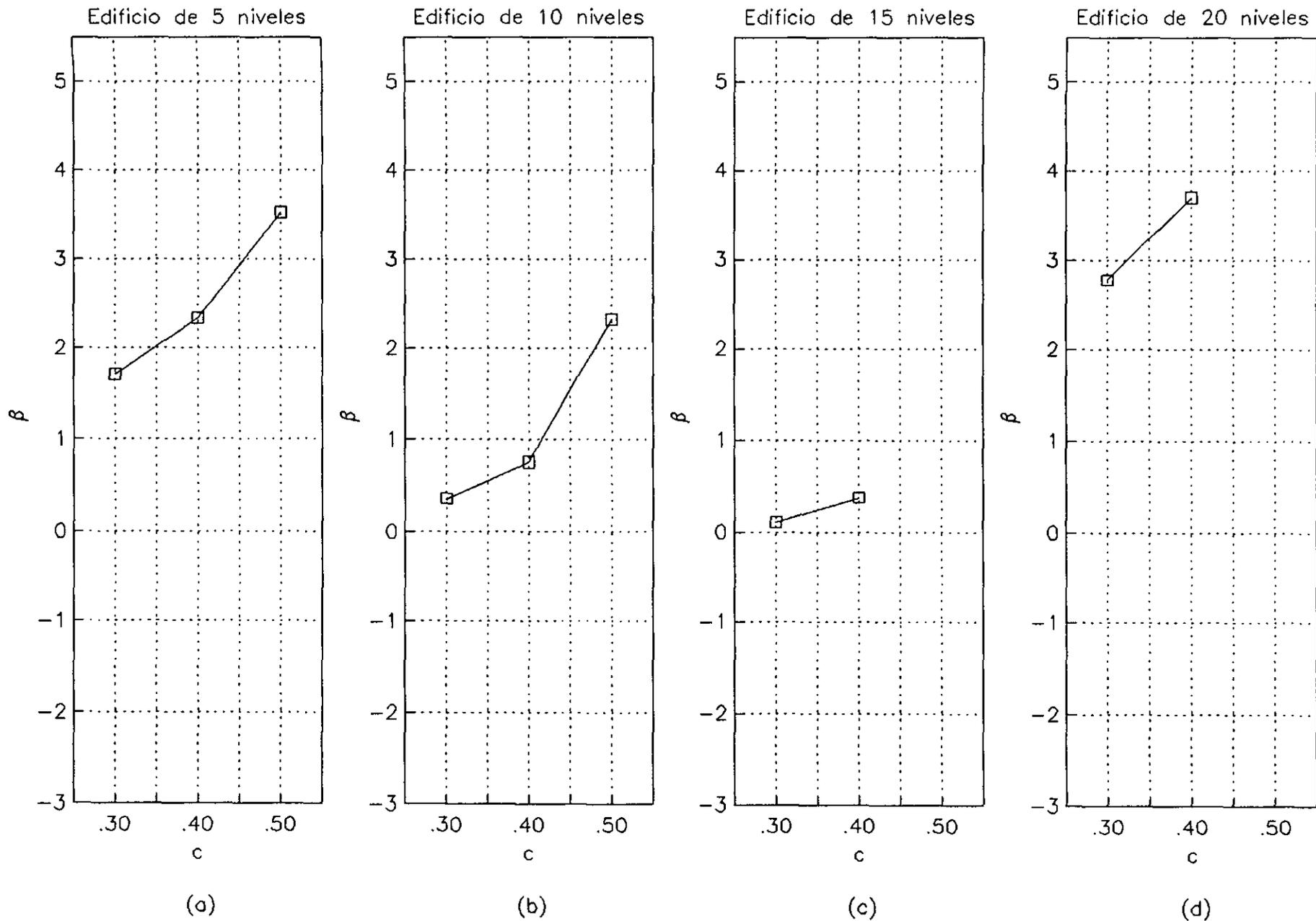
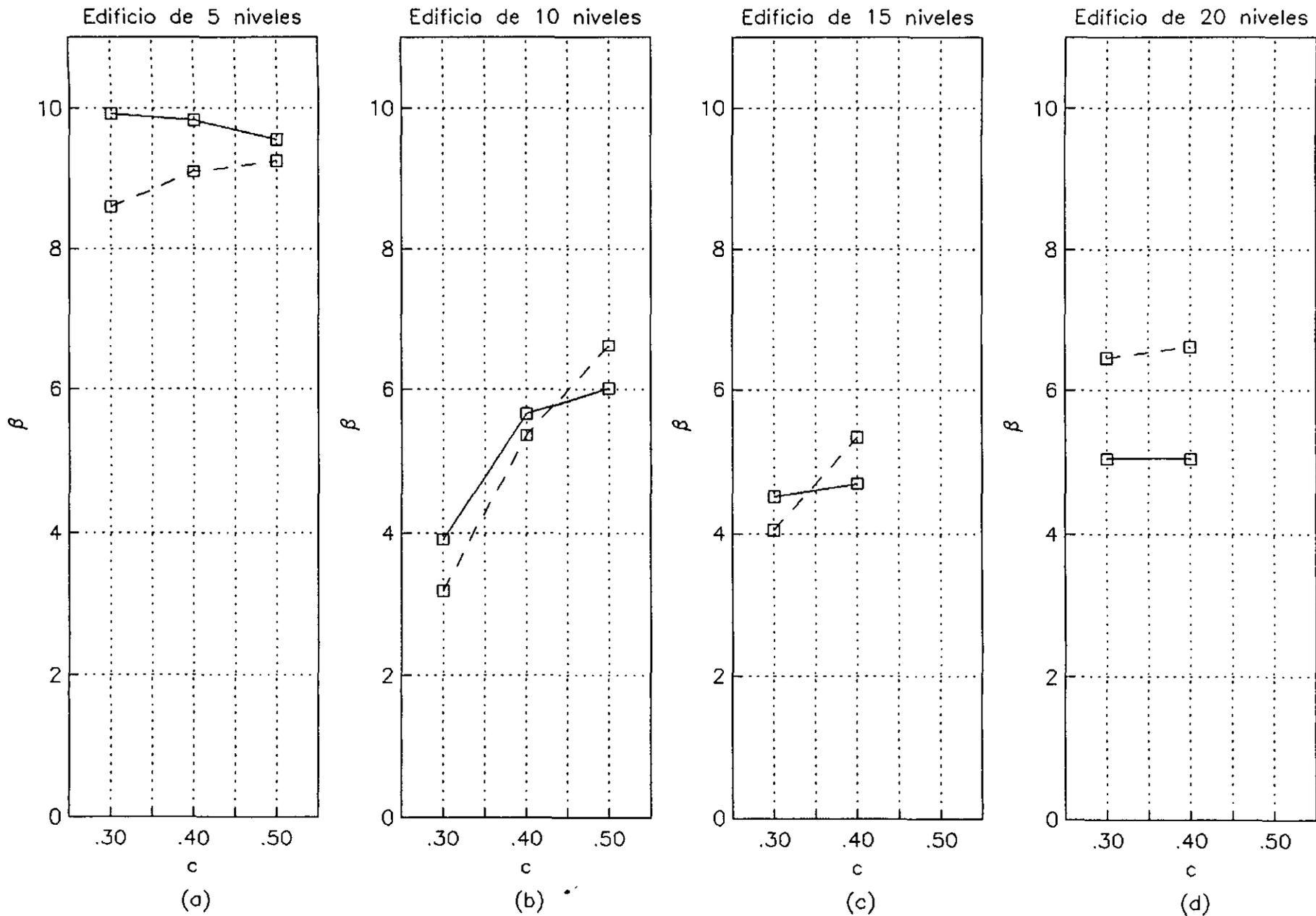


Fig. 5.12 Edificios normales. $Y_{m\acute{a}x}=1177 \text{ cm/s}^2$.
Capacidad de deformación de entrepiso. Criterio 2. Caso 2



Degradación de rigidez y resistencia.
 — Global - - - - Entrepiso. Criterio 2. Caso 2

Fig. 5.13 Edificios normales. $\gamma_{m\acute{o}x} = 680 \text{ cm/s}^2$.
Capacidad de deformación global.

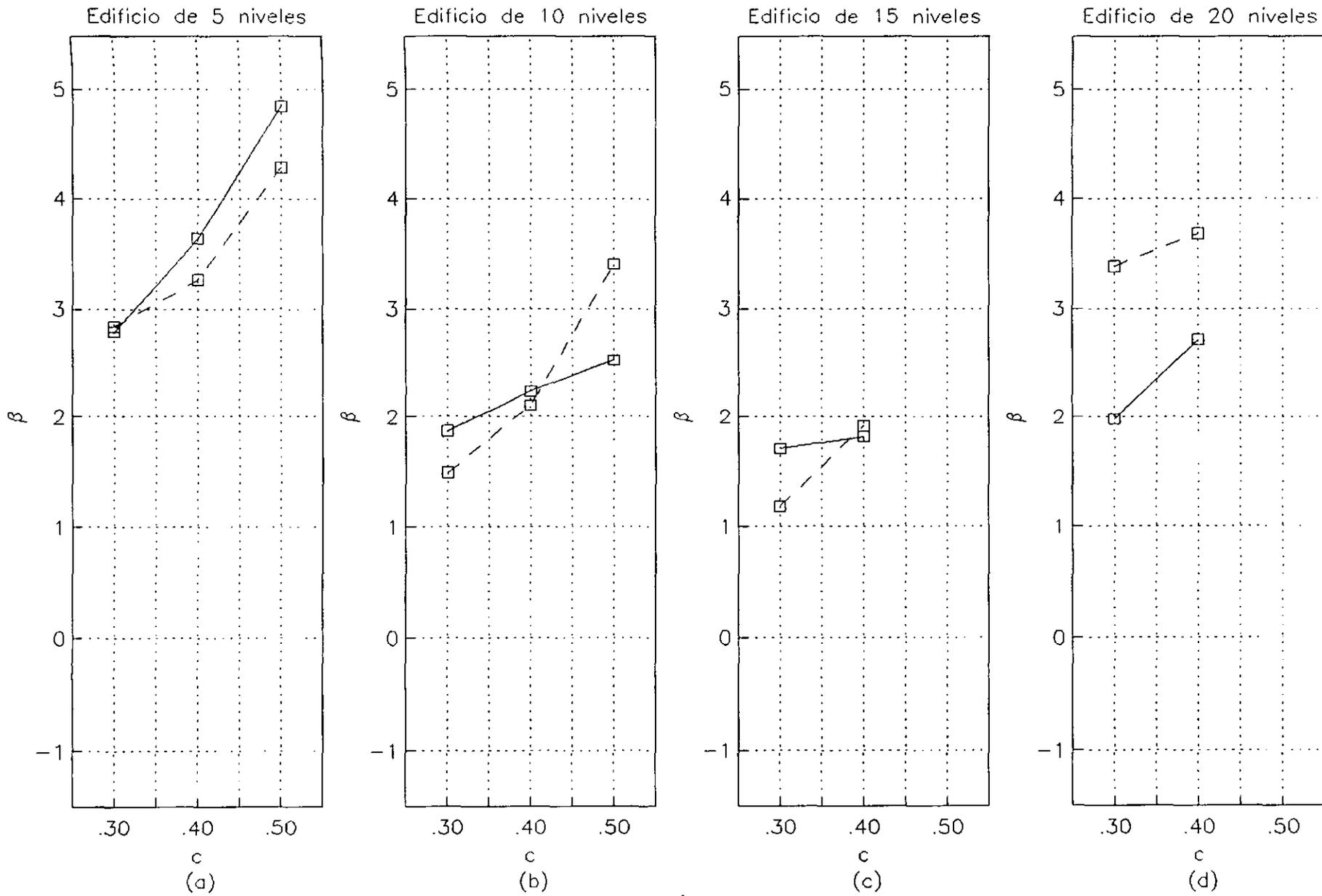


Fig. 5.14 Edificios normales. $Y_{m\acute{o}x} = 980 \text{ cm/s}^2$.

Capacidad de deformación global.

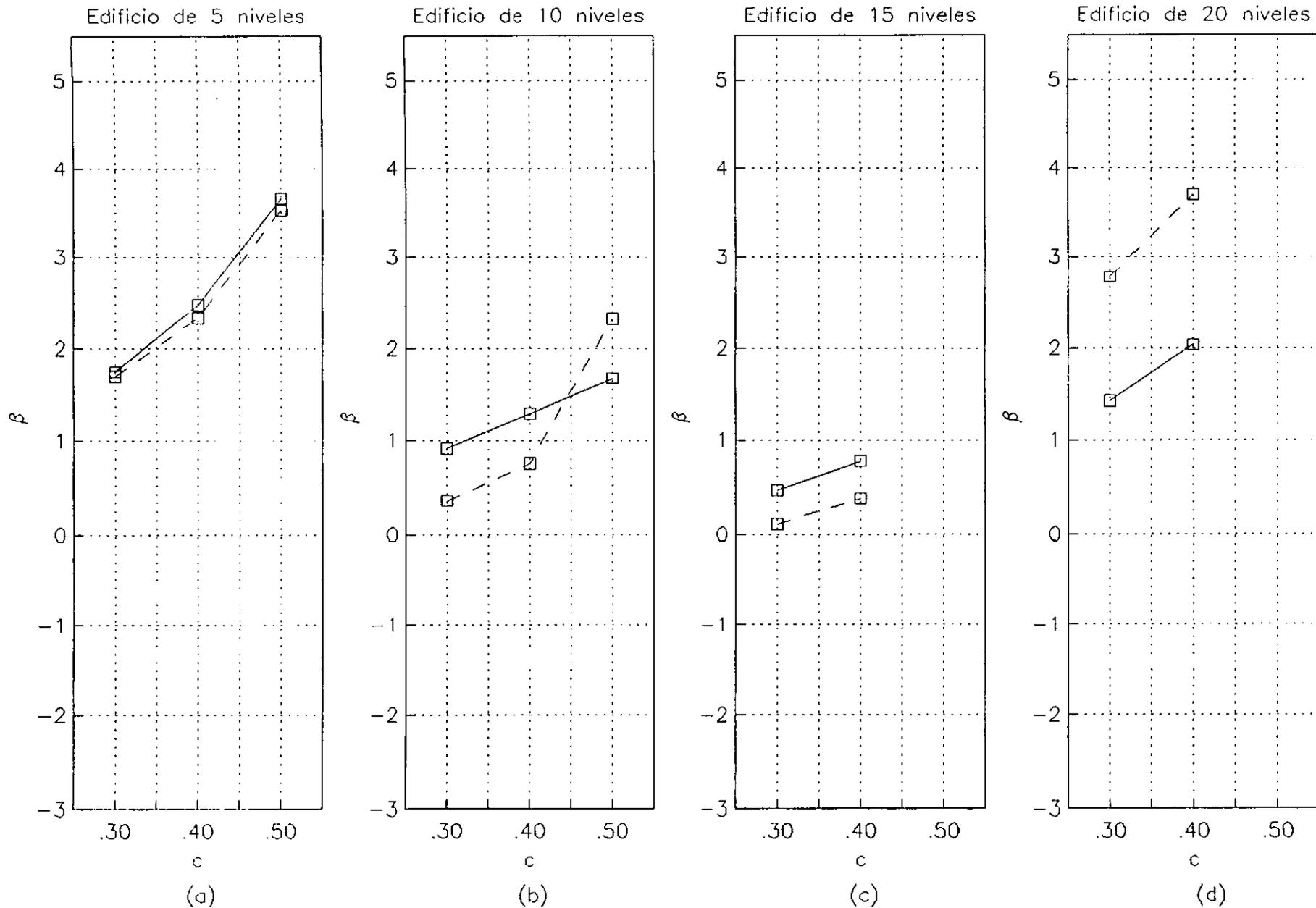
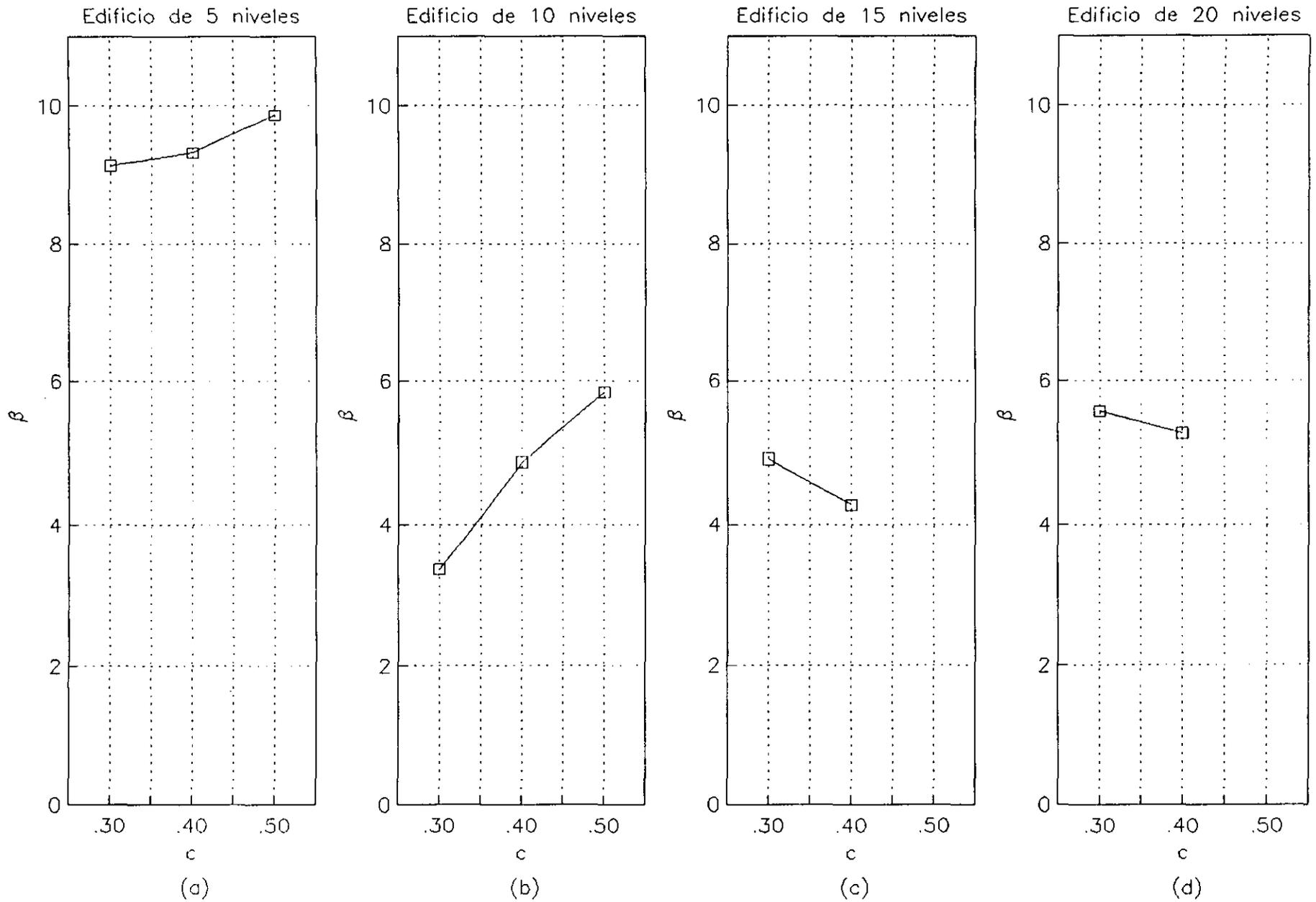


Fig. 5.15 Edificios normales. $Y_{m\acute{o}x}=1177 \text{ cm/s}^2$.

Capacidad de deformación global.



□ Degradación de rigidez y resistencia.

Fig. 5.16 Edificios modificados. $\gamma_{m\acute{a}x}=680 \text{ cm/s}^2$.

Capacidad de deformación global.

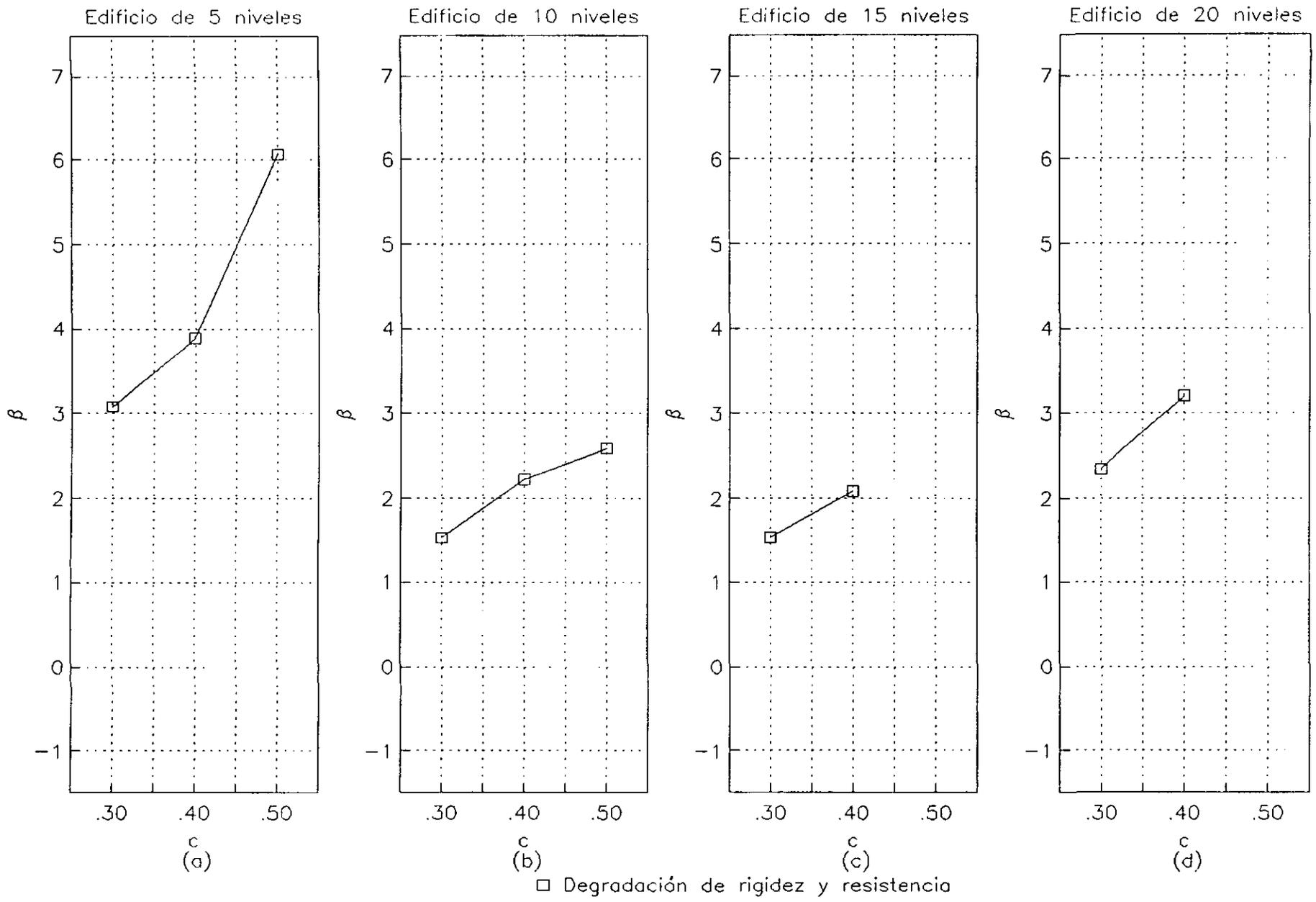
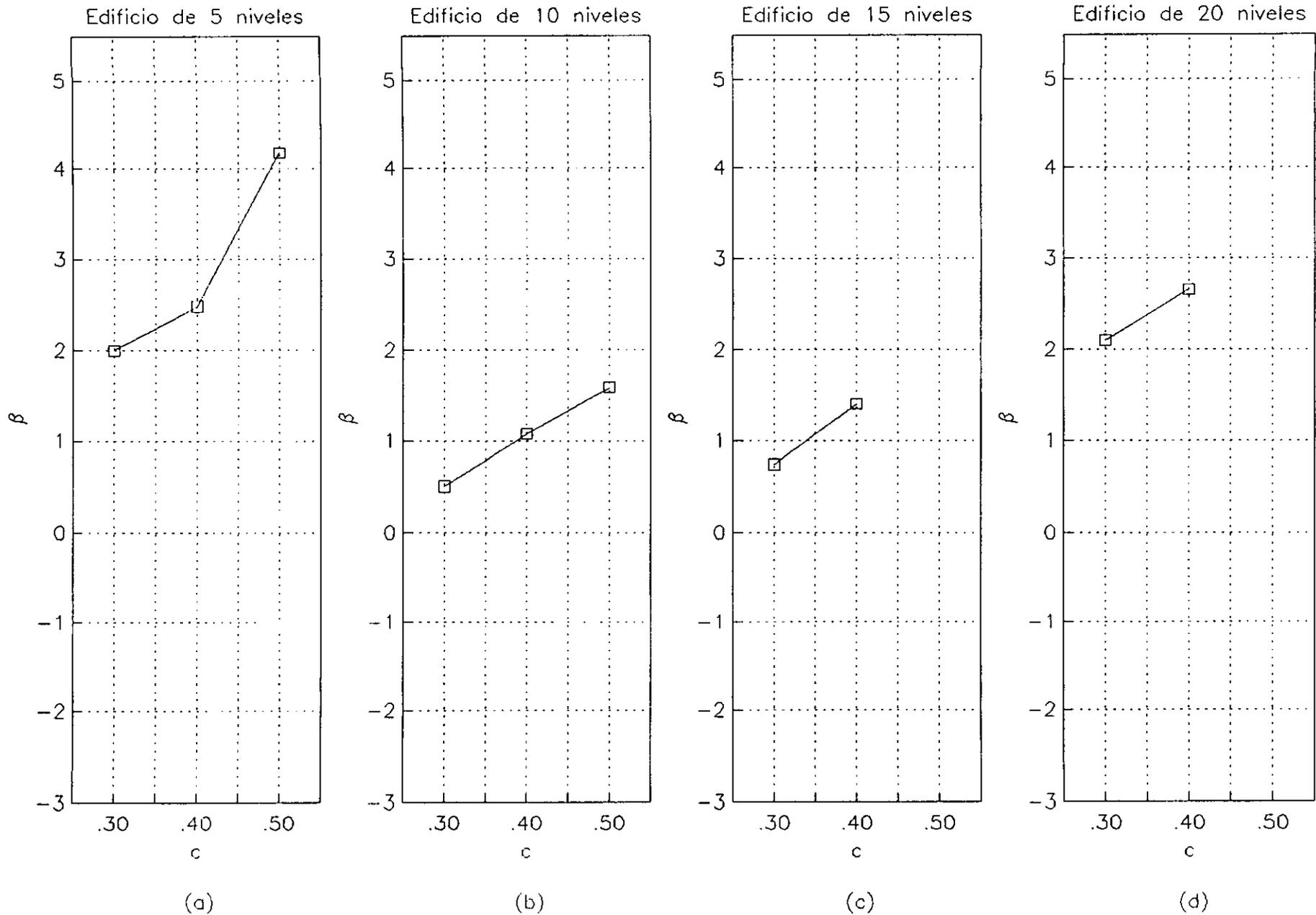


Fig. 5.17 Edificios modificados. $Y_{m\acute{a}x}=980 \text{ cm/s}^2$.

Capacidad de deformación global.



El Degradación de rigidez y resistencia
 Fig. 5.18 Edificios modificados. $\gamma_{m\acute{a}x}$ 1177 cm/s².
 Capacidad de deformación global.

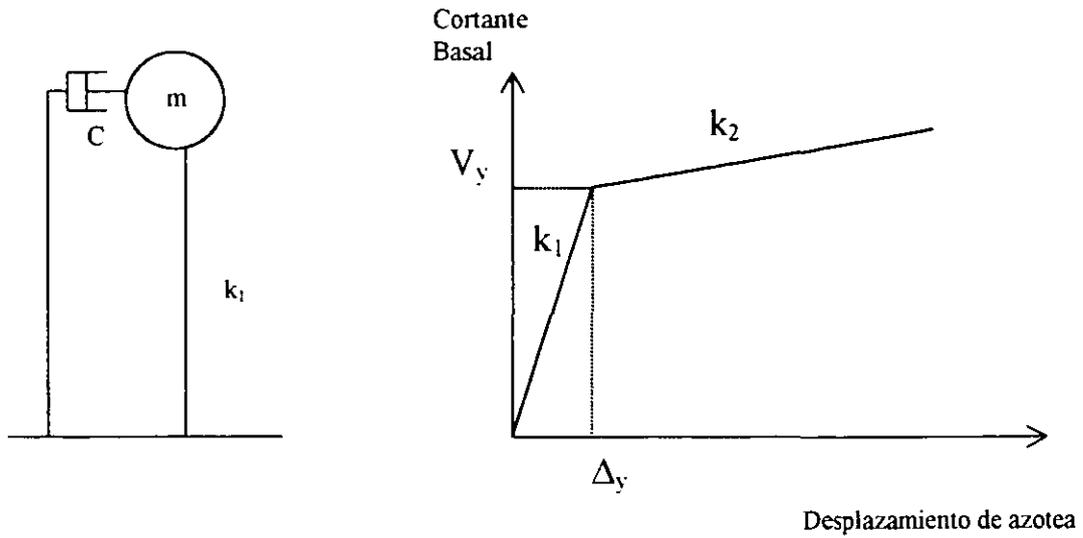
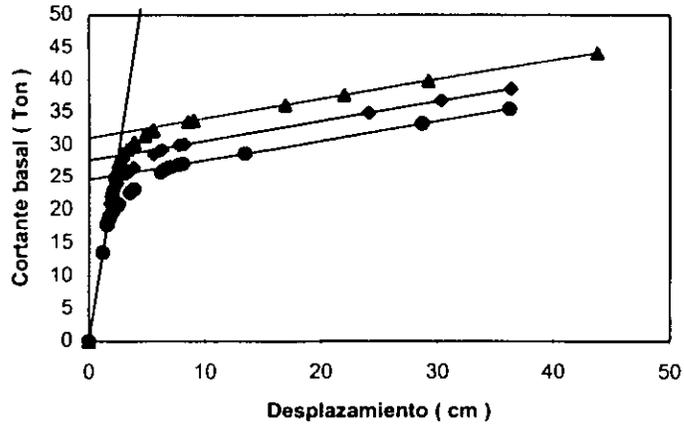
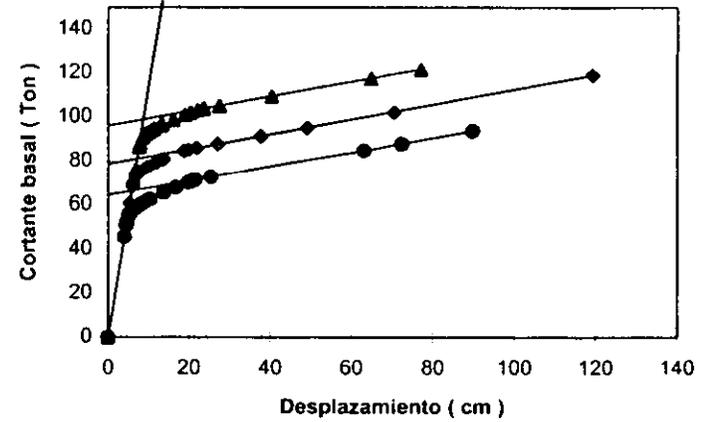


Fig. 6.1 Sistema de referencia.

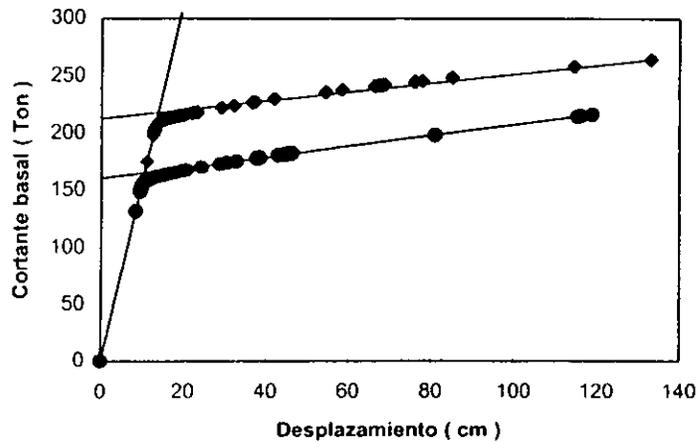
a) Edificio de 5 niveles.
W=181.63 Ton



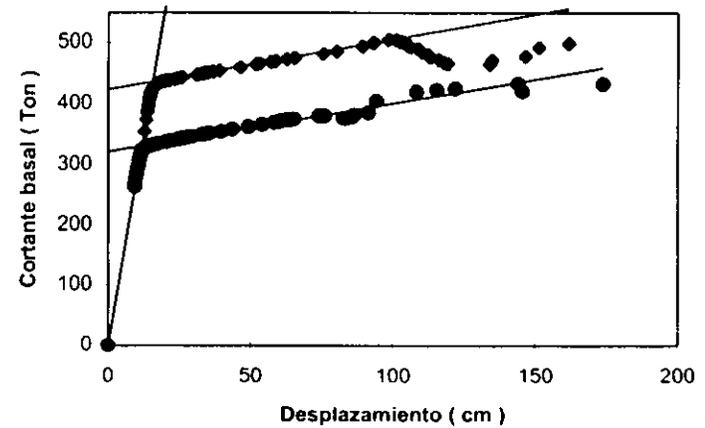
b) Edificio de 10 niveles.
W=608.31 Ton



c) Edificio de 15 niveles.
W=1752.48 Ton

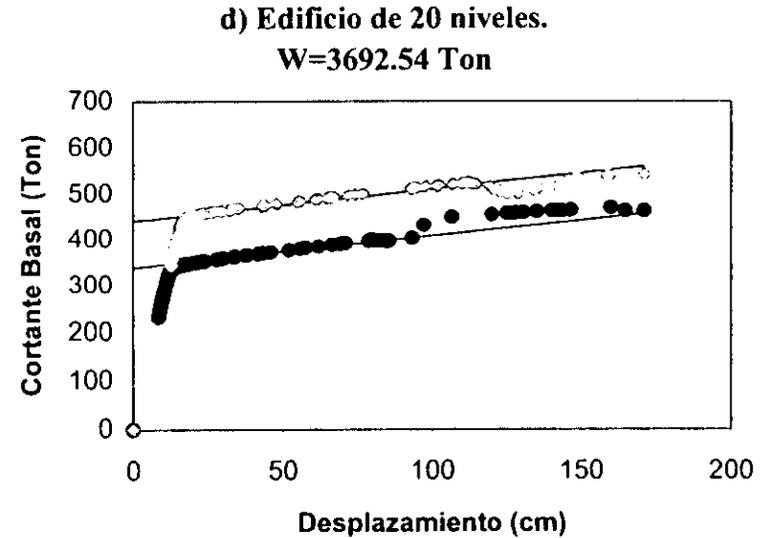
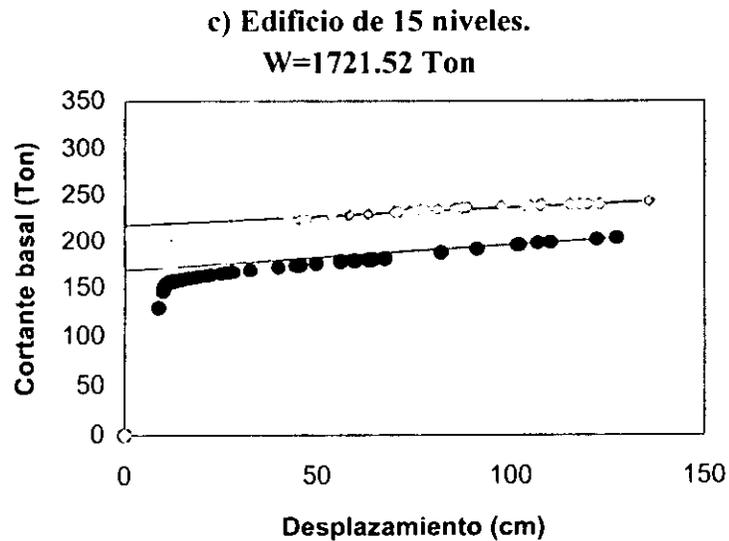
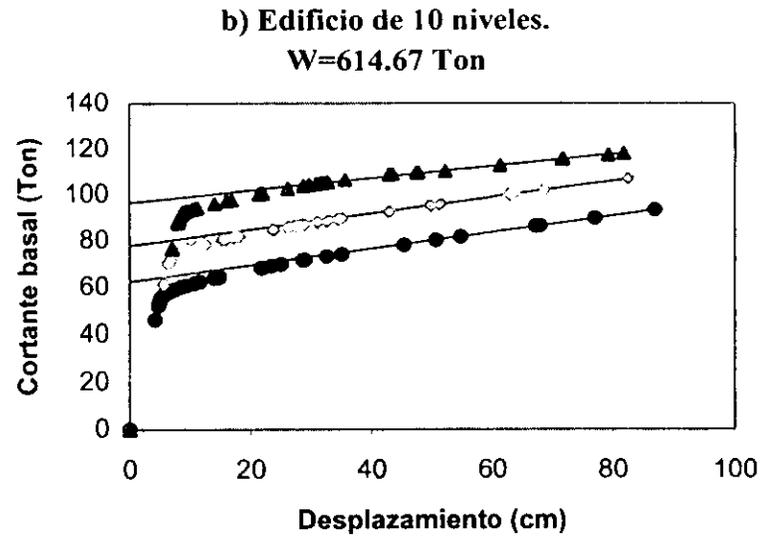
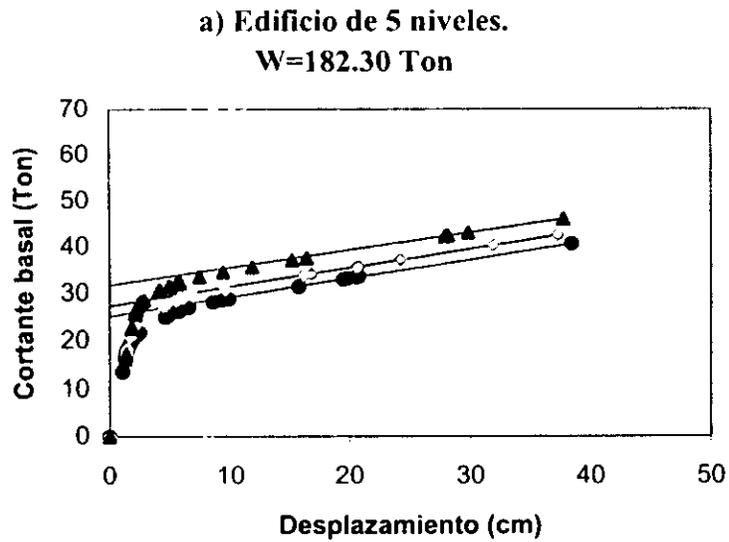


d) Edificio de 20 niveles.
W=3538.78 Ton



—●— c = 0.3 —◆— c = 0.4 —▲— c = 0.5

Fig. 6.2 Análisis de empuje lateral para los edificios Normales. Propiedades Nominales

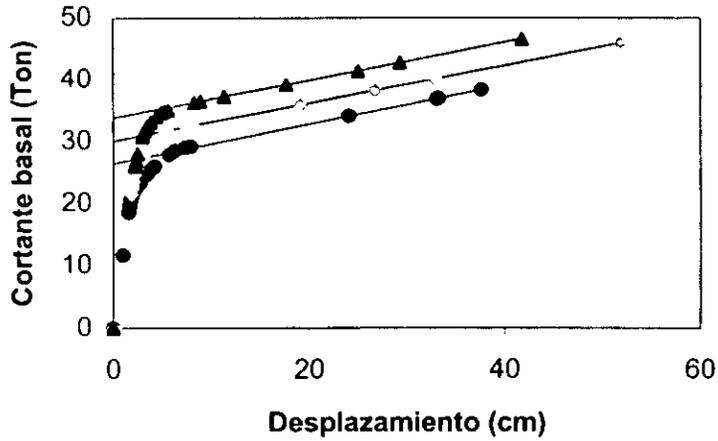


● c = 0.3 ◊ c = 0.4 ▲ c = 0.5

Fig. 6.3 Análisis de empuje lateral para los edificios modificados. Propiedades nominales

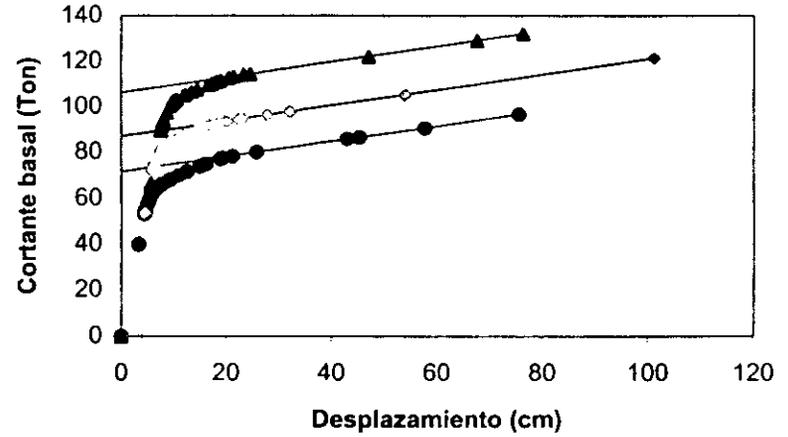
a) Edificio de 5 niveles.

W=156.87 Ton



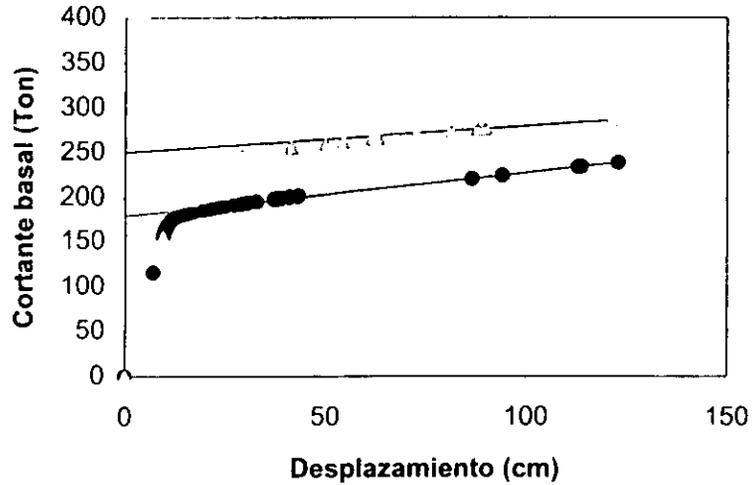
b) Edificio de 10 niveles.

W=532.20 Ton



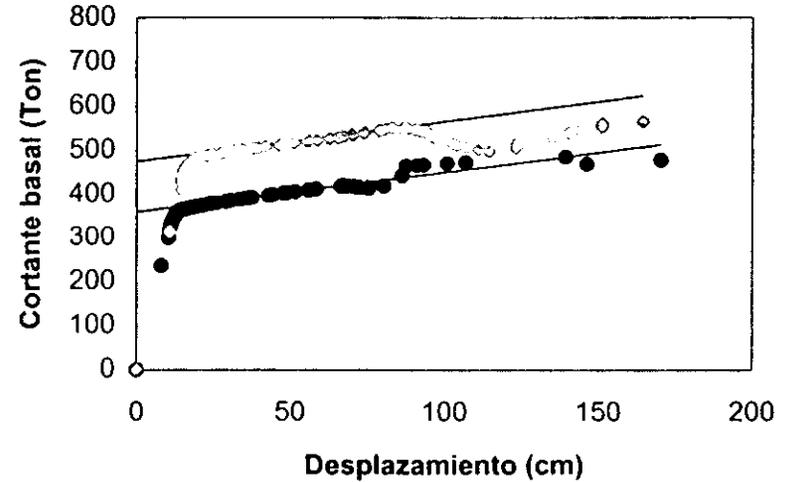
c) Edificio de 15 niveles.

W=1540.21 Ton



d) Edificio de 20 niveles.

W=3136.76 Ton



● c = 0.3

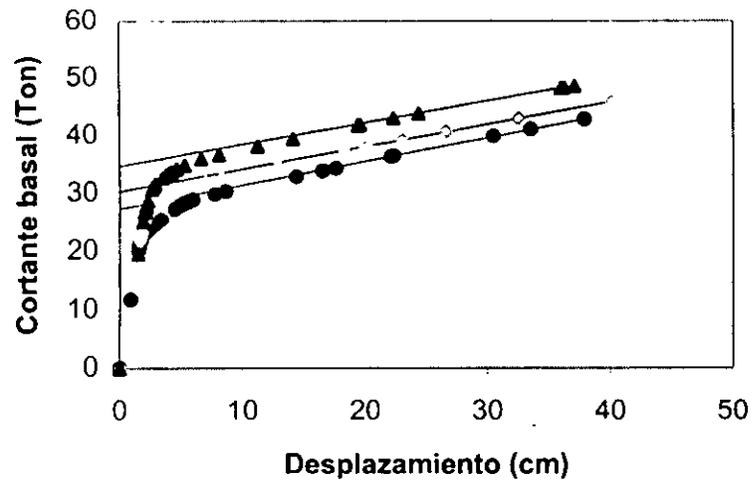
◆ c = 0.4

▲ c = 0.5

Fig. 6.4 Análisis de empuje lateral para los edificios normales. Propiedades Medias

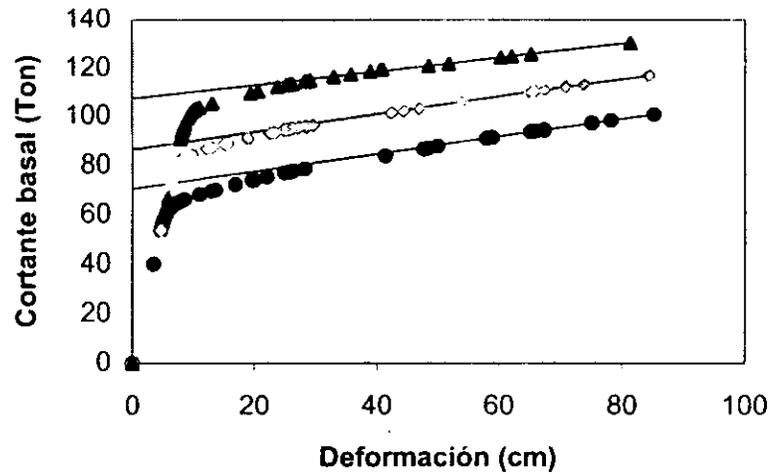
a) Edificio de 5 niveles.

W=157.58 Ton



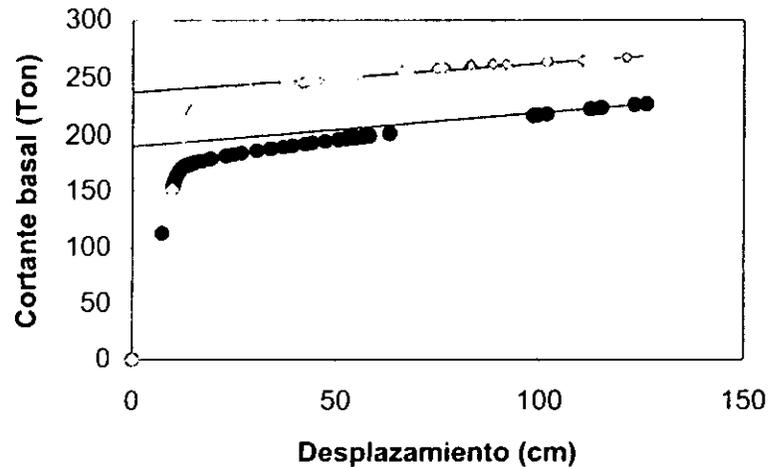
b) Edificio de 10 niveles.

W=538.58 Ton



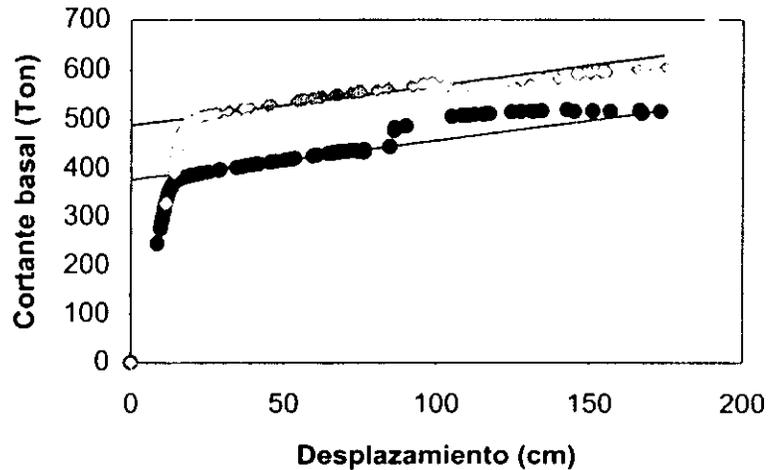
c) Edificio de 15 niveles.

W=1509.82 Ton



d) Edificio de 20 niveles.

W=3290.77 Ton



● c = 0.3

◆ c = 0.4

▲ c = 0.5

Fig. 6.5 Análisis de empuje lateral para los edificios modificados. Propiedades Medias

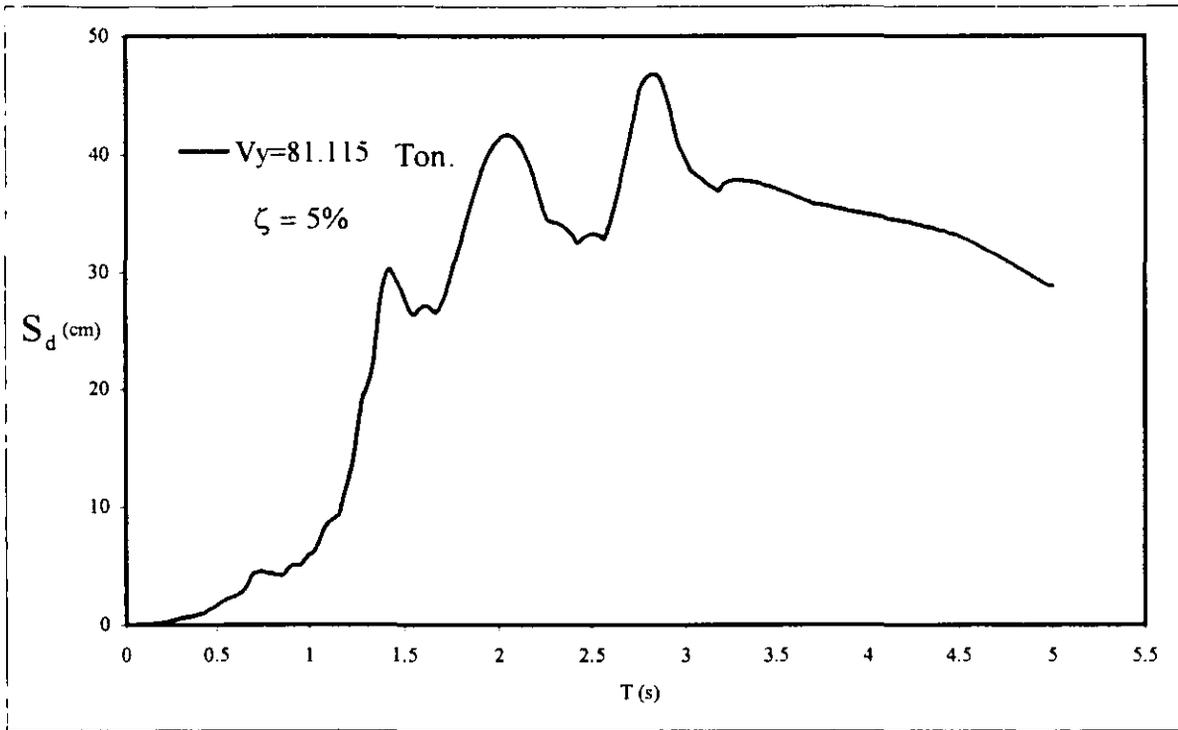
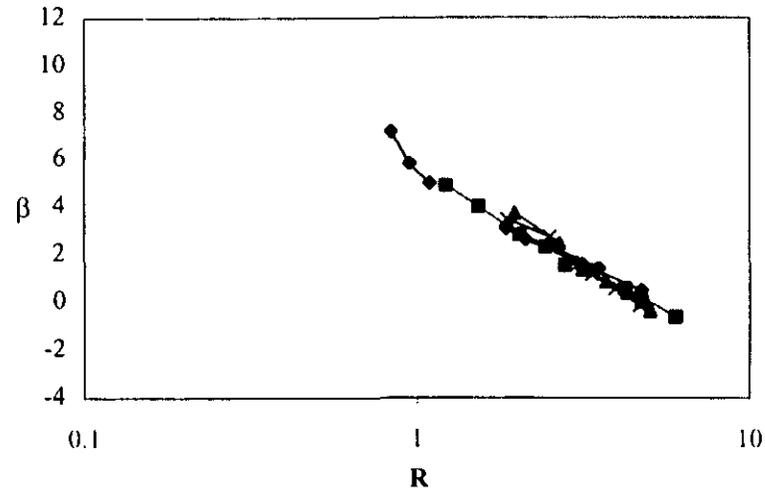
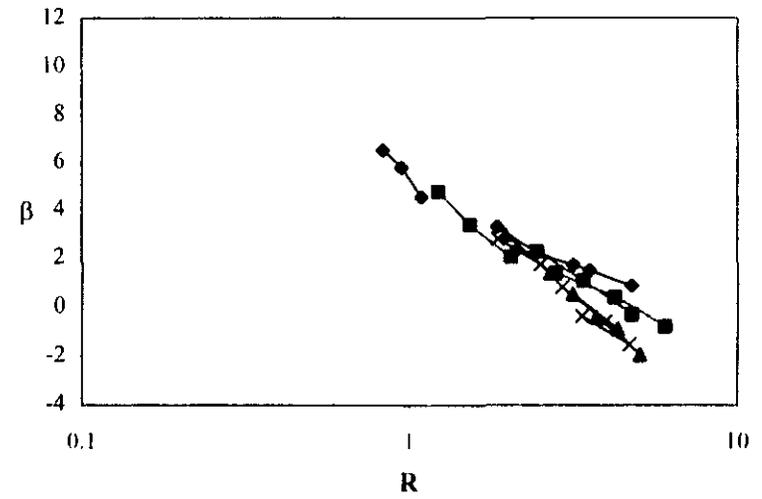


Fig. 6.6 Espectro inelástico de desplazamientos para un nivel de fluencia dado. Sismo de 1985.

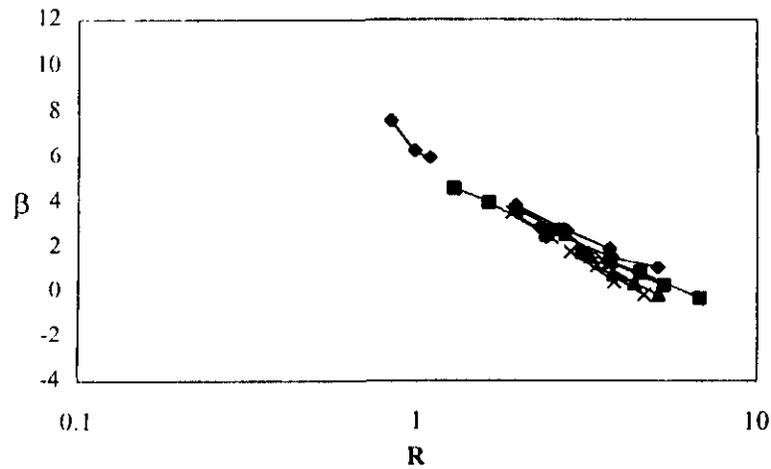
(a) Edificios normales
Comportamiento bilineal



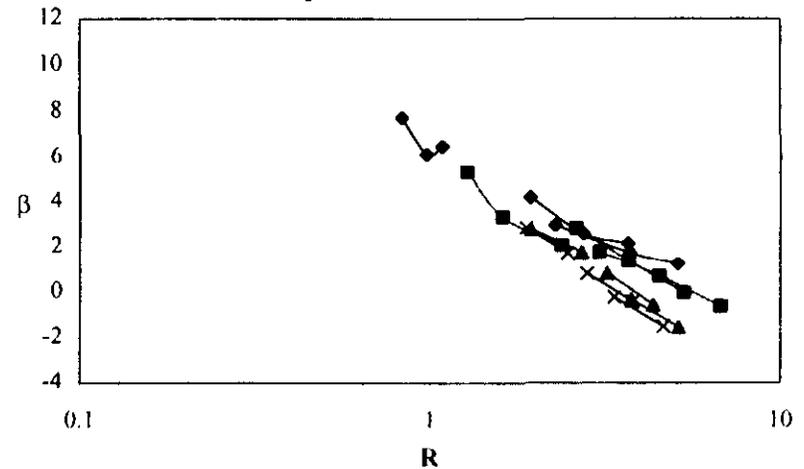
(b) Edificios normales
Comportamiento de Takeda



(c) Edificios modificados
Comportamiento bilineal



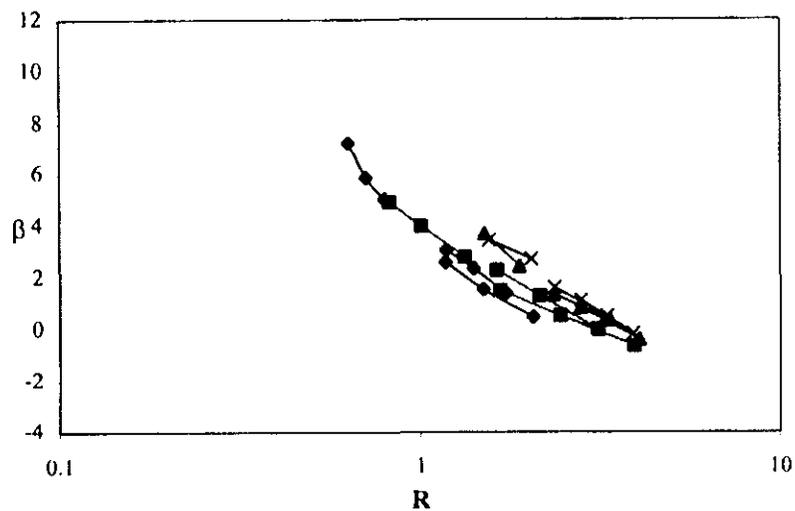
(d) Edificios modificados
Comportamiento de Takeda



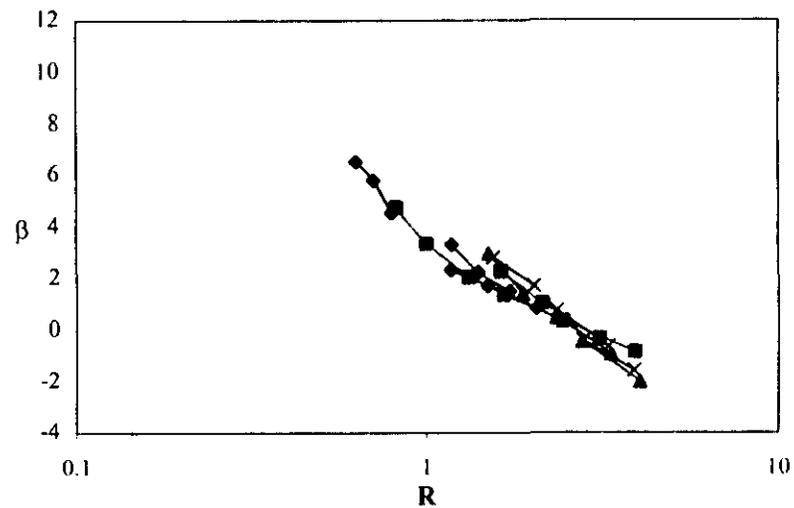
—◆— 5 niveles —■— 10 niveles —▲— 15 niveles —×— 20 niveles

Fig. 6.7 Valores de β en función de R . Criterio 1. Propiedades nominales.

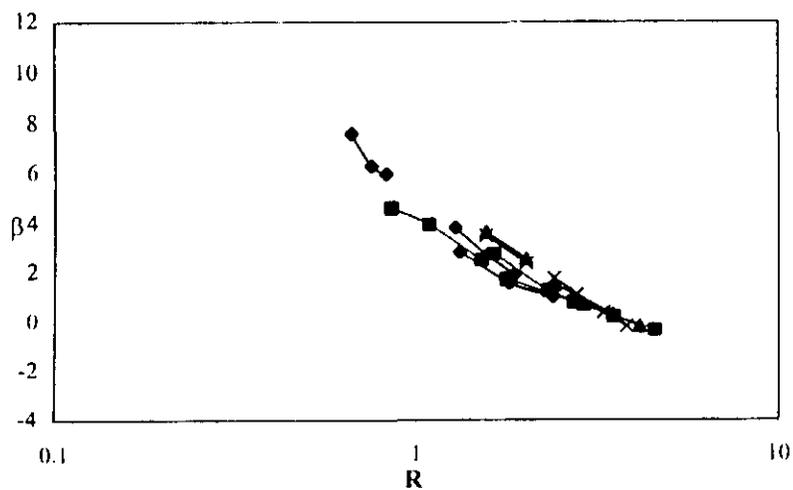
(a) Edificios normales
Comportamiento bilineal



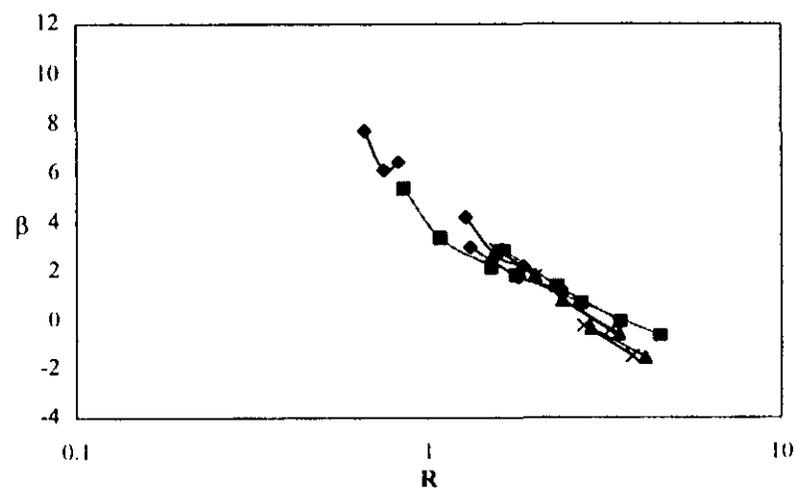
(b) Edificios normales
Comportamiento de Takeda



(c) Edificios modificados
Comportamiento bilineal



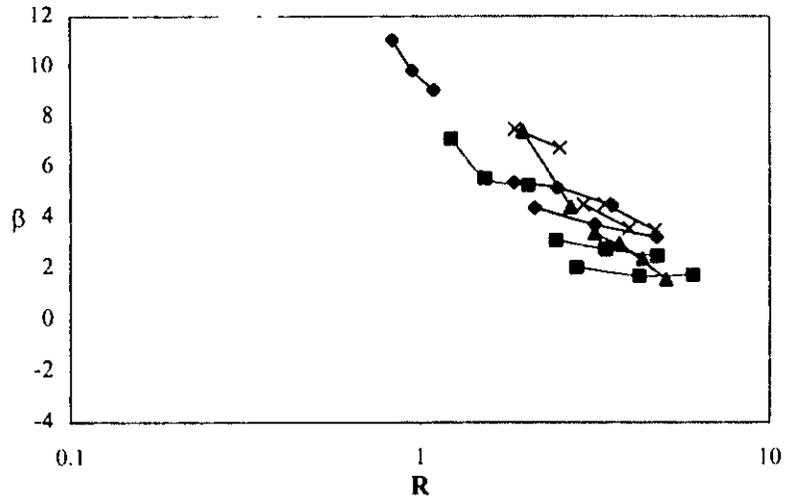
(d) Edificios modificados
Comportamiento de Takeda



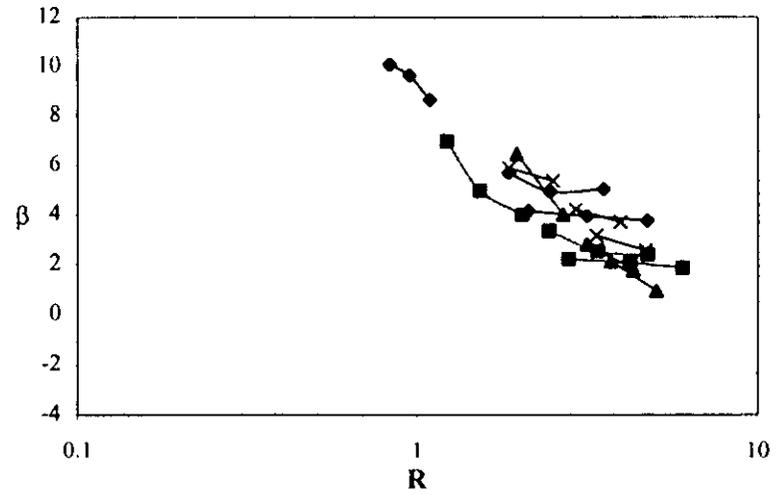
—●— 5 niveles —■— 10 niveles —▲— 15 niveles —×— 20 niveles

Fig. 6.8 Valores de β en función de R . Criterio 1. Propiedades medias.

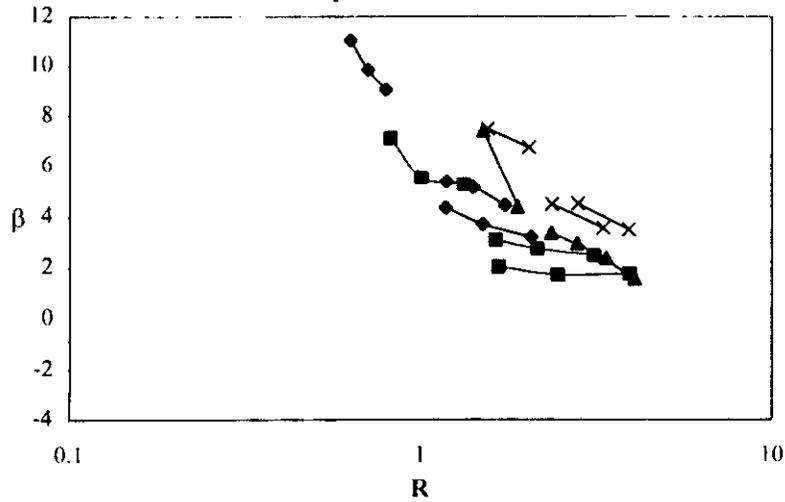
(a) Comportamiento bilineal
Propiedades nominales



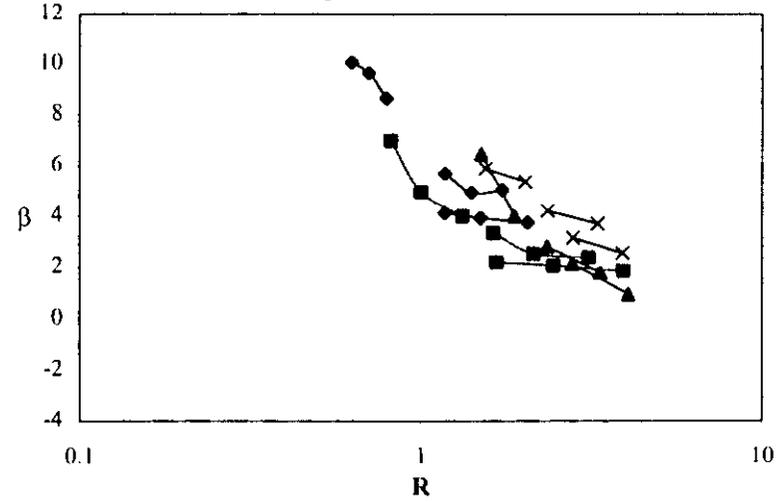
(b) Comportamiento de Takeda
Propiedades nominales



(c) Comportamiento bilineal
Propiedades medias



(d) Comportamiento de Takeda
Propiedades medias



—◆— 5 niveles —■— 10 niveles —▲— 15 niveles —×— 20 niveles

Fig. 6.9 Valores de β en función de R . Edificios normales. Criterio 2. Caso 1

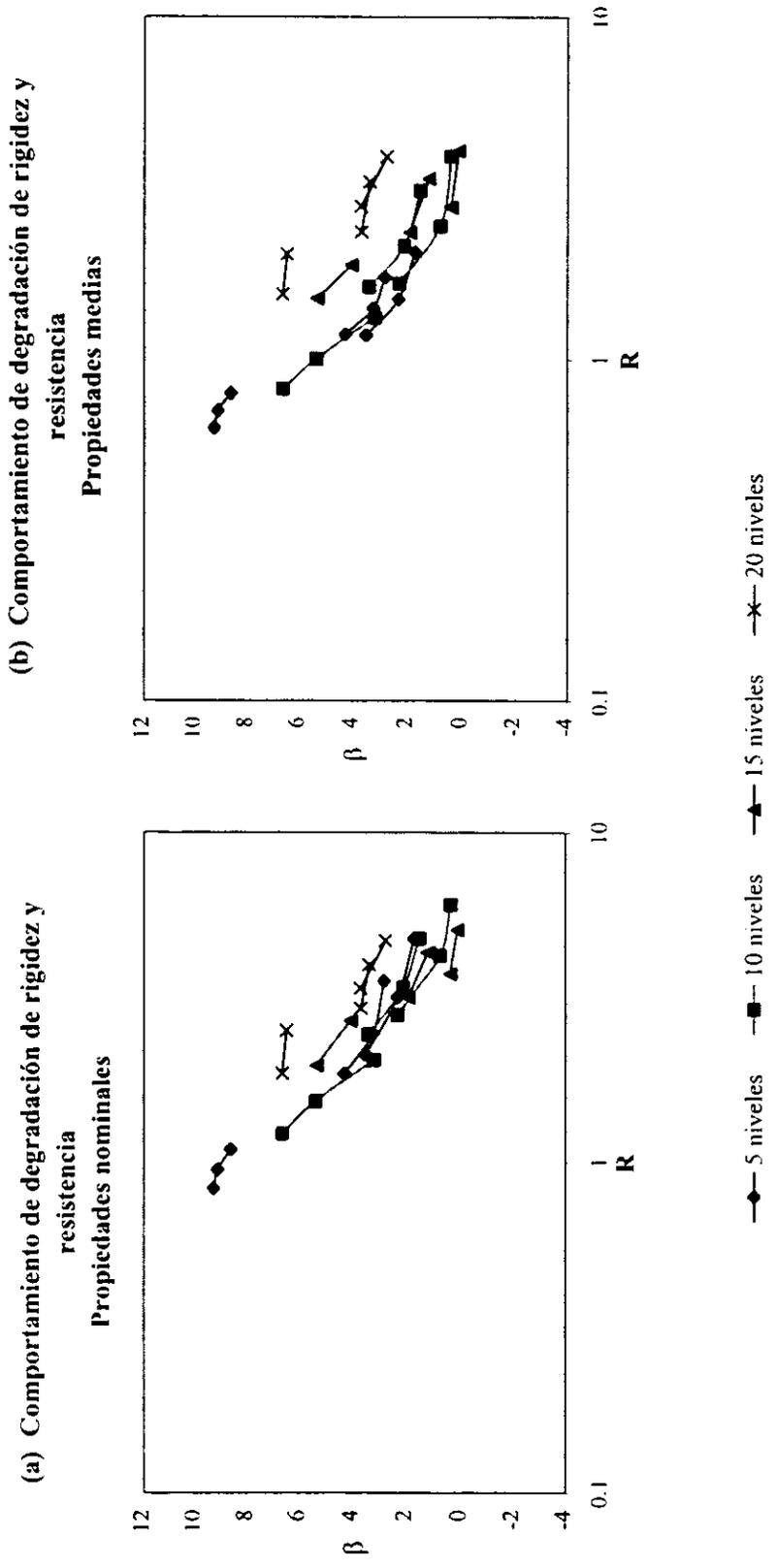
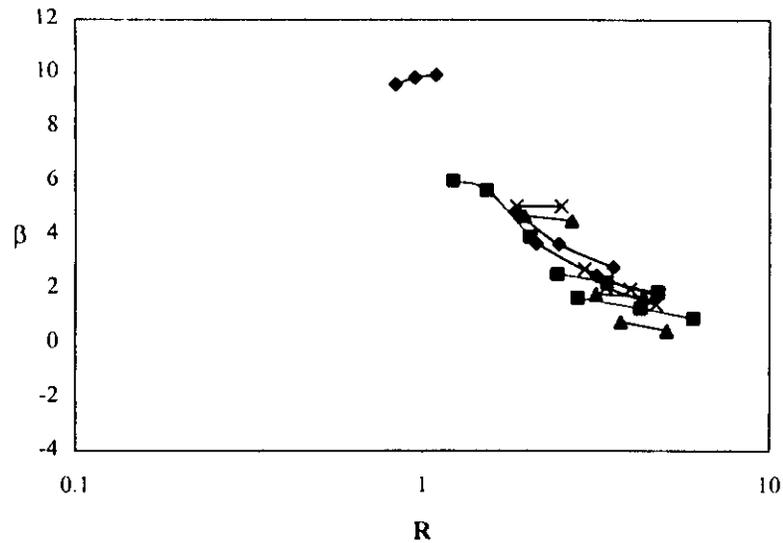
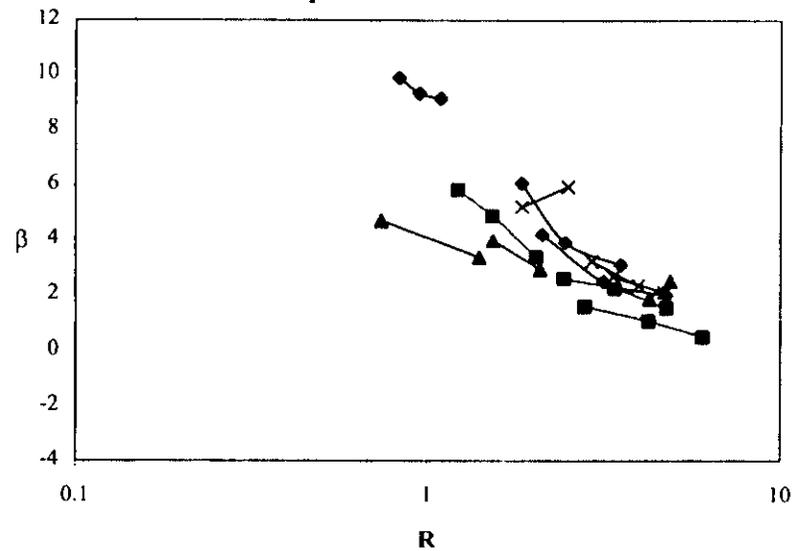


Fig. 6.10 valores de β en función de R. Edificios normales. Criterio 2. Caso 2.

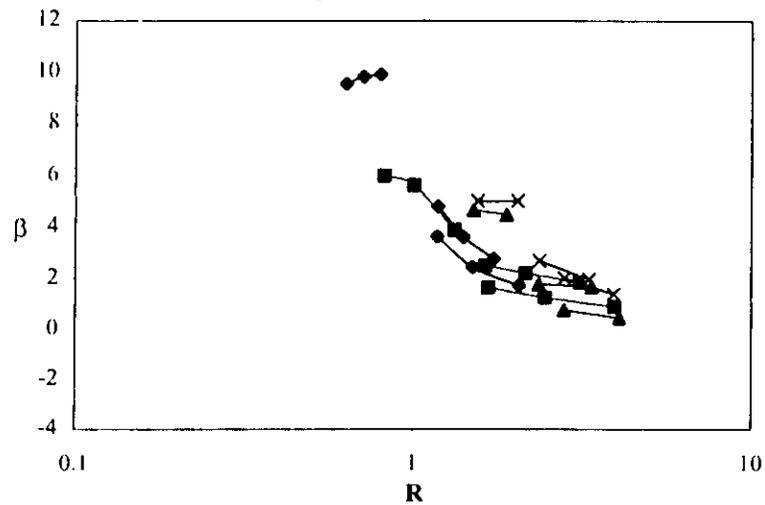
(a) Edificios normales
Propiedades nominales



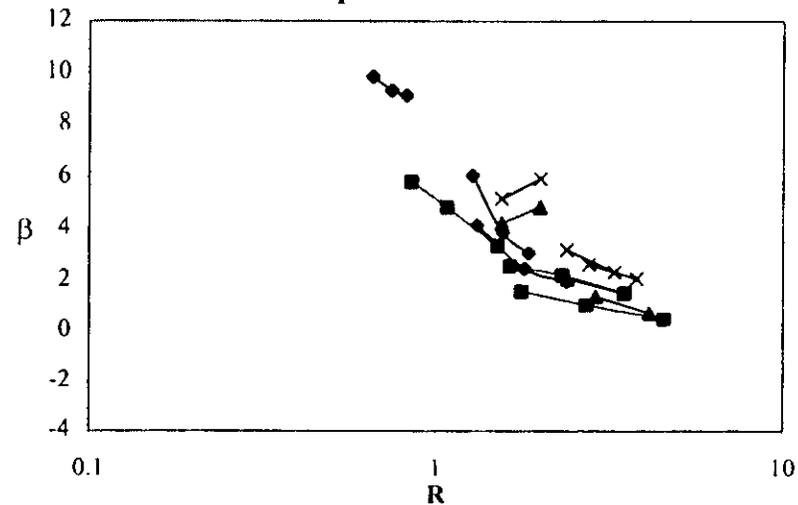
(b) Edificios modificados
Propiedades nominales



(c) Edificios normales
Propiedades medias



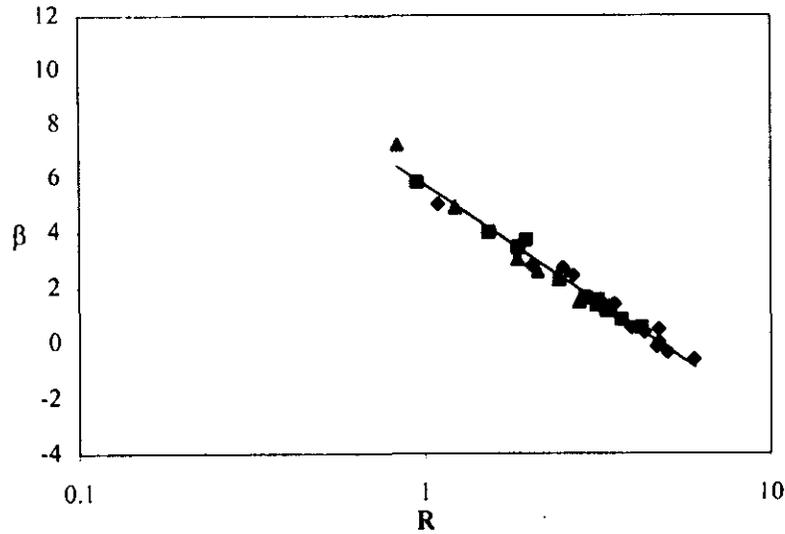
(d) Edificios modificados
Propiedades medias



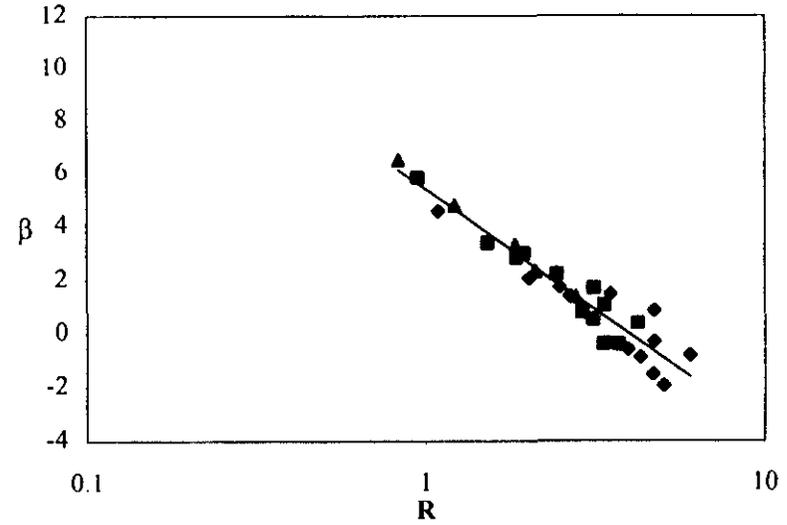
—◆— 5 niveles ■ 10 niveles —▲— 15 niveles —×— 20 niveles

Fig. 6.11 Valores de β en función de R . Criterio de deformación global.

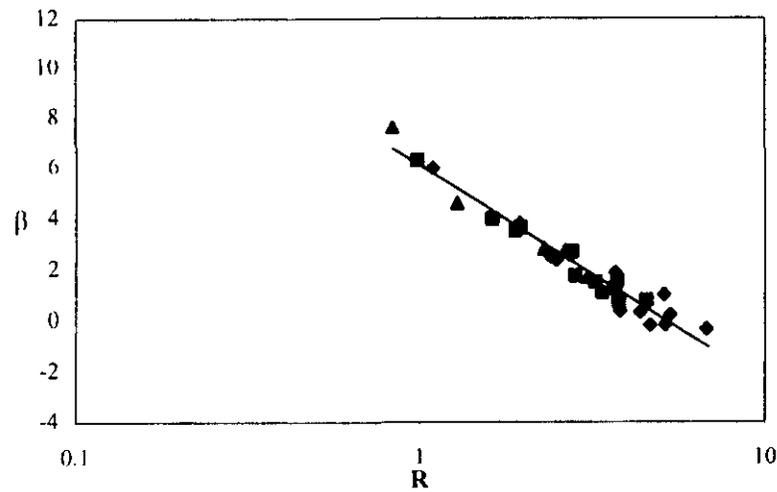
(a) Edificios normales
Comportamiento bilineal



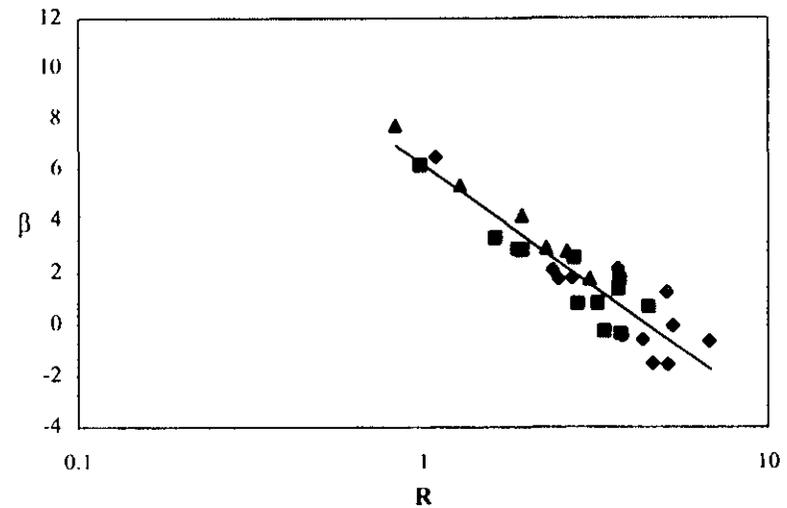
(b) Edificios normales
Comportamiento de Takeda



(c) Edificios modificados
Comportamiento bilineal



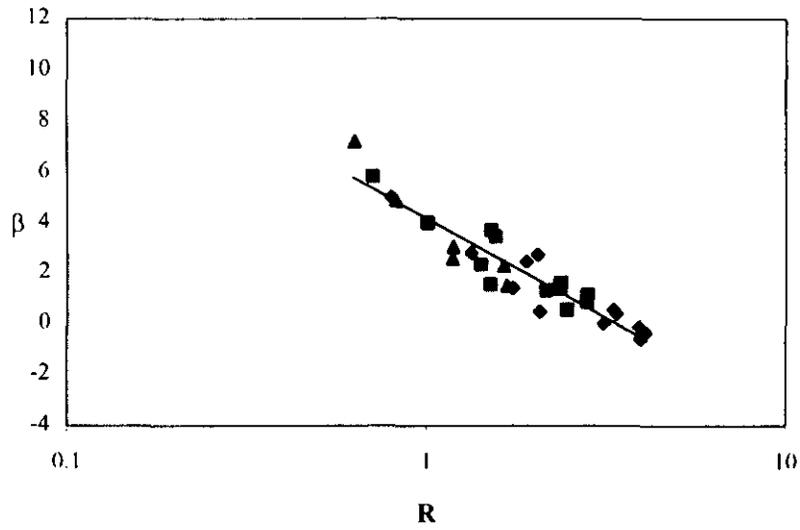
(d) Edificios modificados
Comportamiento de Takeda



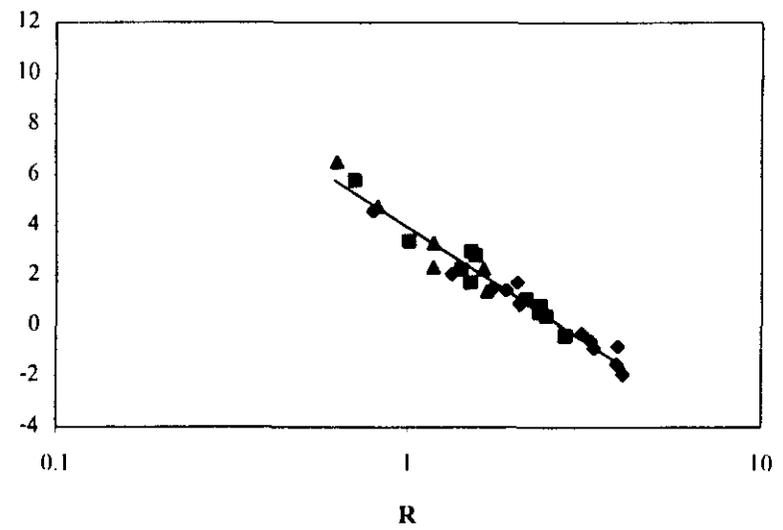
◆ c=0.3 ■ c=0.4 ▲ c=0.5 — Ajuste

Fig. 6.12 Valores de β en función de R . Criterio 1. Propiedades nominales.

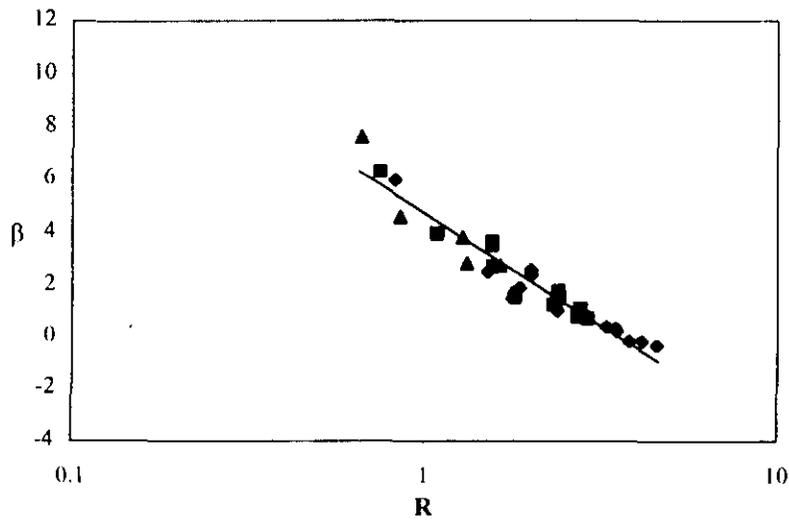
(a) Edificios normales
Comportamiento bilineal



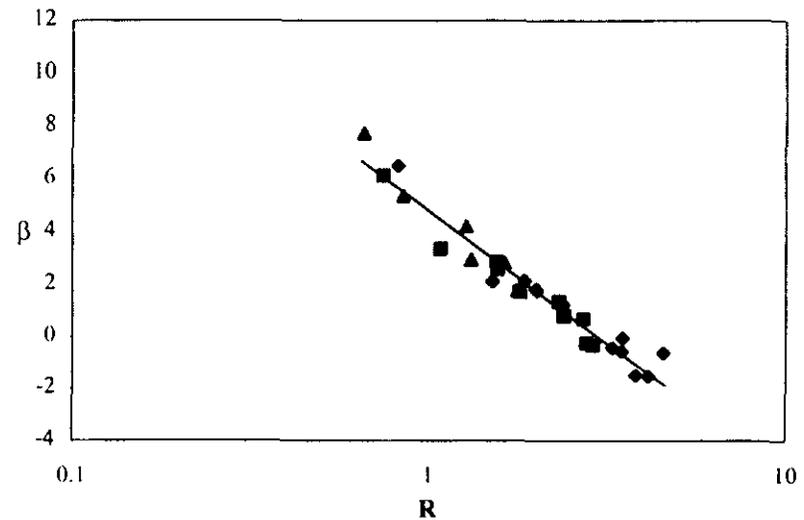
(b) Edificios normales
Comportamiento de Takeda



(c) Edificios modificados
Comportamiento bilineal



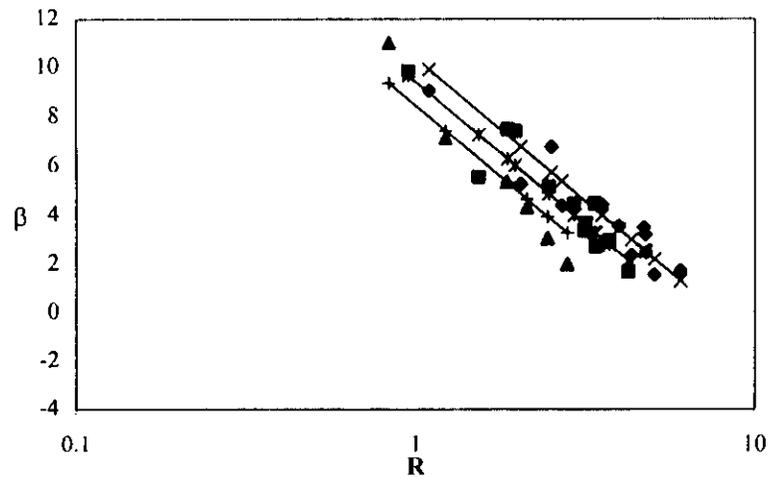
(d) Edificios modificados
Comportamiento de Takeda



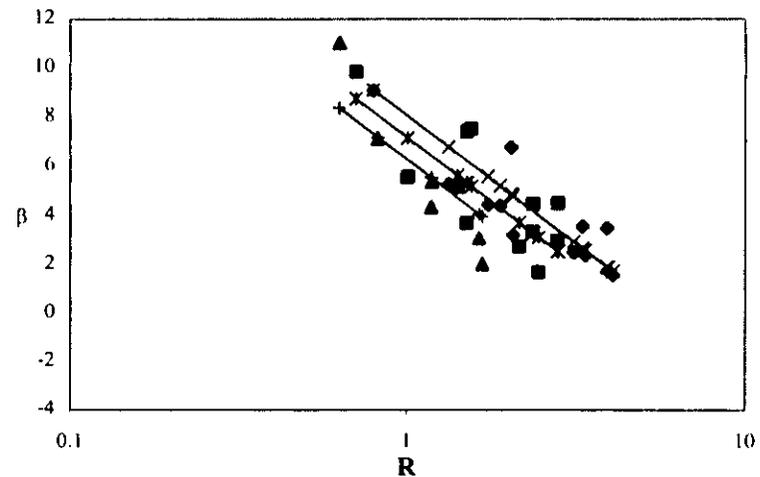
◆ c=0.3 ■ c=0.4 ▲ c=0.5 — Ajuste

Fig. 6.13 Valores de β en función de R. Criterio 1. Propiedades medias.

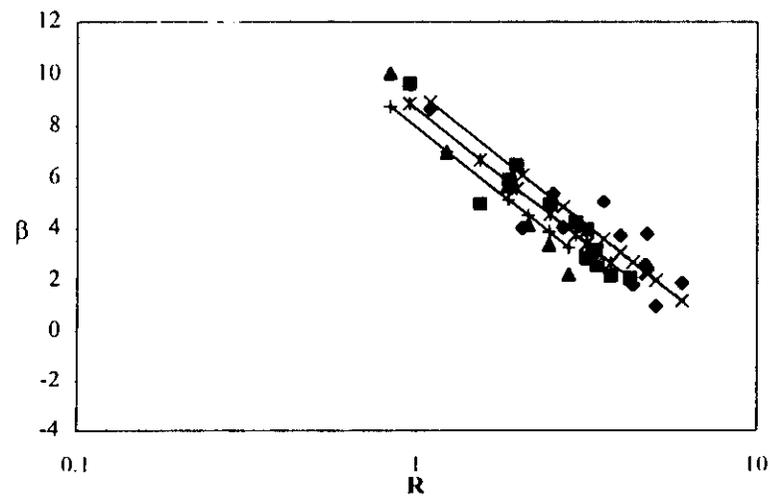
(a) Comportamiento bilineal
Propiedades nominales



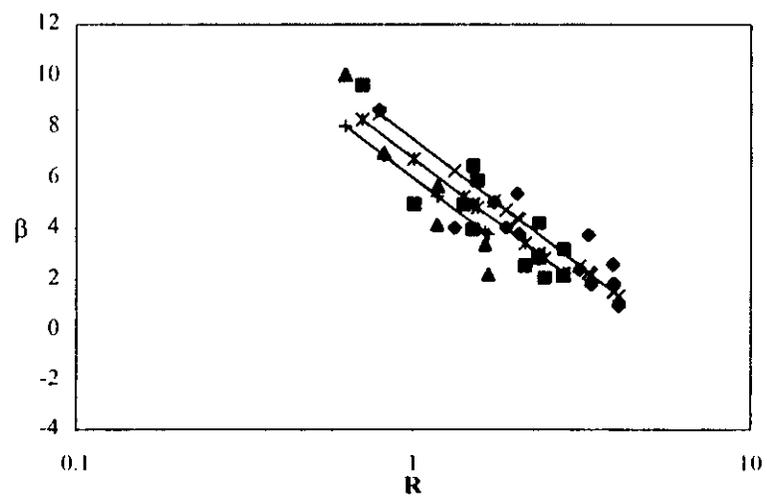
(b) Comportamiento bilineal
Propiedades medias



(c) Comportamiento de Takeda
Propiedades nominales



(d) Comportamiento de Takeda
Propiedades medias

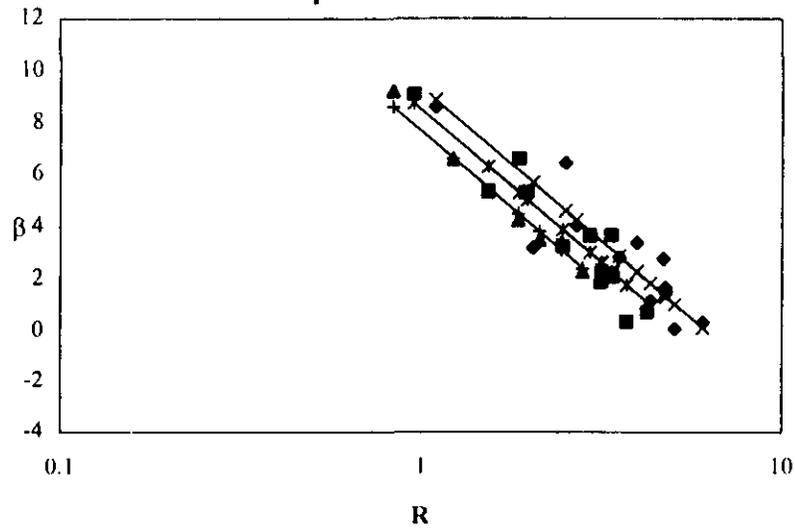


◆ c=0.3 ■ c=0.4 ▲ c=0.5 ✕ c=0.3 ✖ c=0.4 ✚ c=0.5

Fig. 6.14 Valores de β en función de R . Edificios Normales. Criterio 2. Caso 1

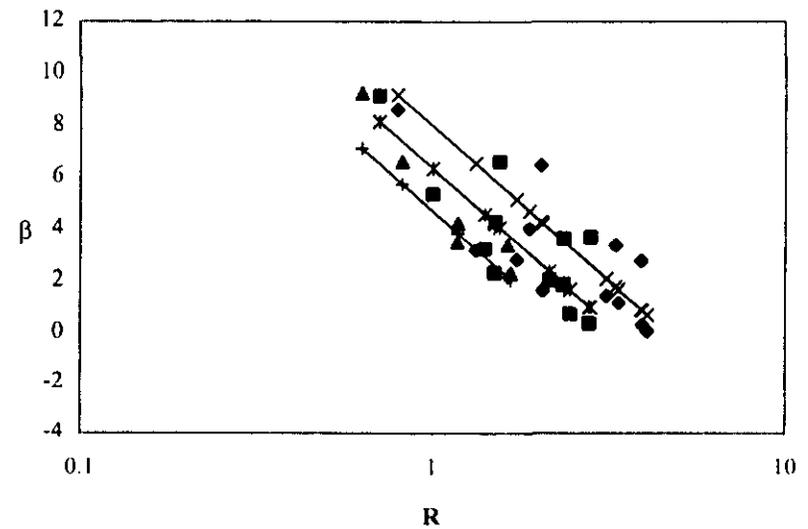
(a) Comportamiento de degradación de rigidez y resistencia

Propiedades nominales



(b) Comportamiento de degradación de rigidez y resistencia

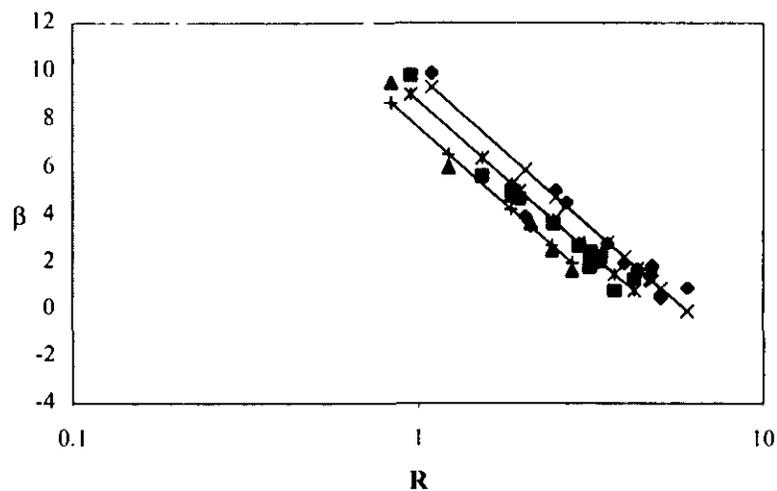
Propiedades medias



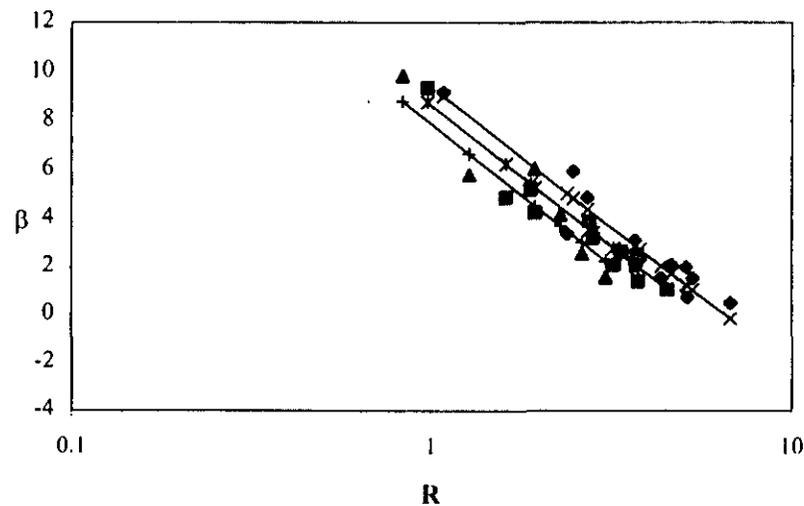
◆ c=0.3 ■ c=0.4 ▲ c=0.5 —×— c=0.3 —*— c=0.4 —+— c=0.5

Fig. 6.15 Valores de β en función de R . Edificios normales. Criterio 2. Caso 2.

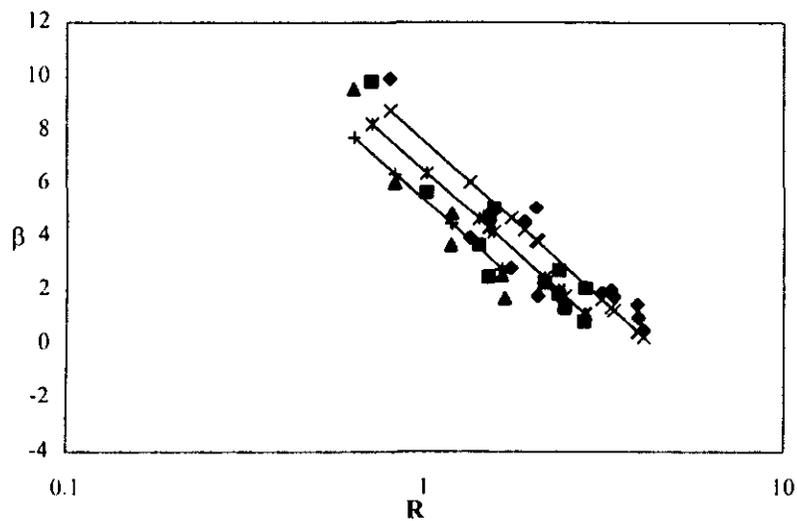
(a) Edificios normales
Propiedades nominales



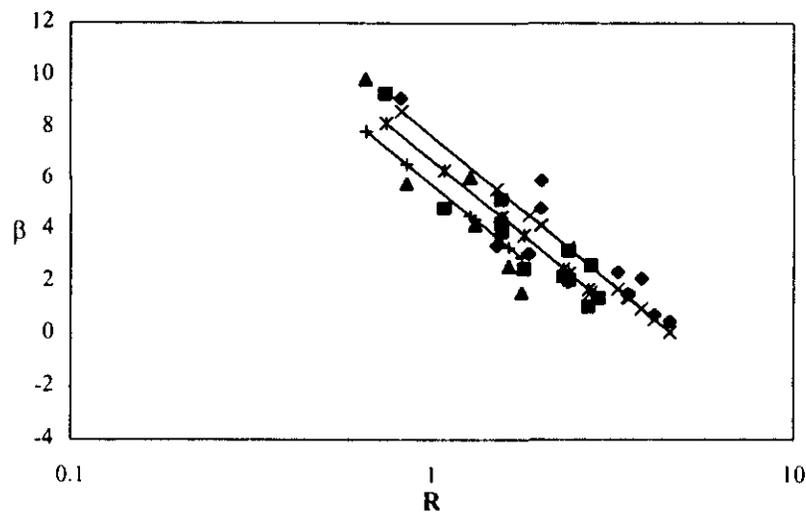
(b) Edificios modificados
Propiedades nominales



(c) Edificios normales
Propiedades medias



(d) Edificios modificados
Propiedades medias



◆ c=0.3 ■ c=0.4 ▲ c=0.5 —×— c=0.3 —*— c=0.4 —+— c=0.5

Fig. 6.16 Valores de β en función de R . Criterio de deformación global

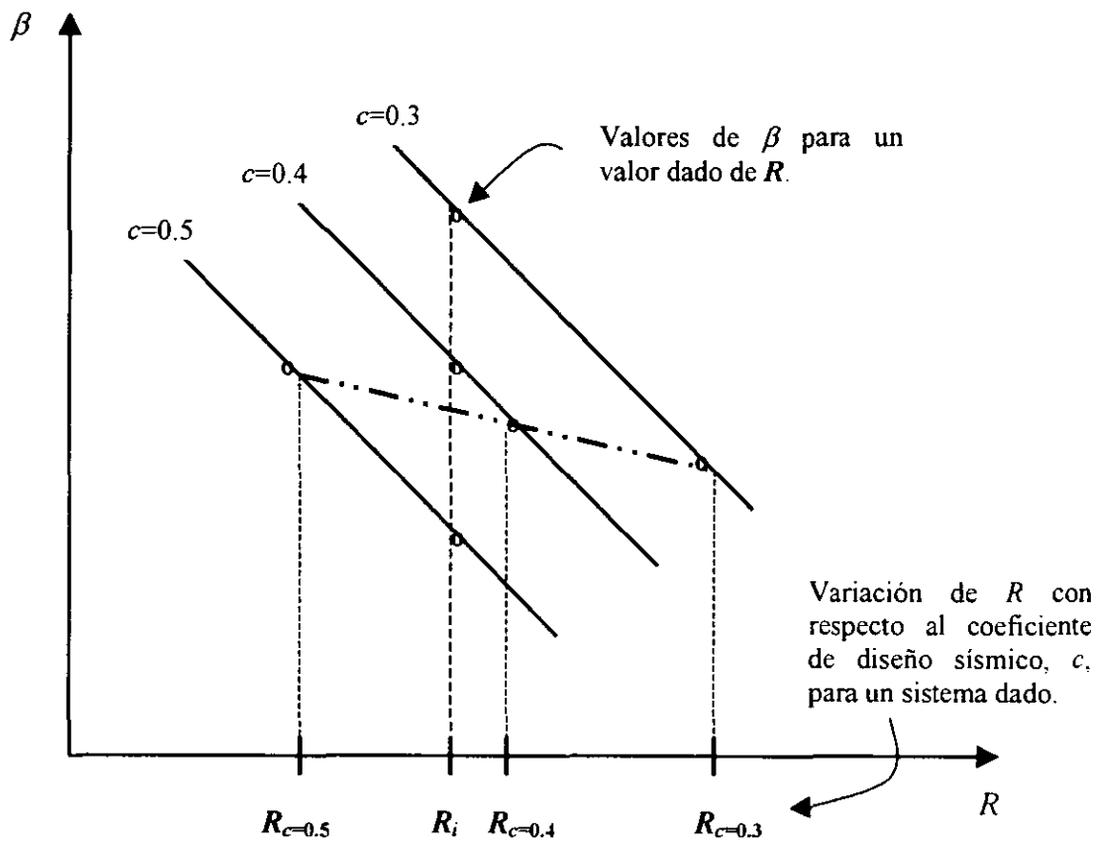


Fig. 6.17 Interpretación gráfica de las relaciones R - β