



01161
10
24.

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
Facultad de Ingeniería

**CRITERIO PARA EL CÁLCULO DE LA RIGIDEZ LATERAL EFECTIVA DE
EDIFICIOS EN LA ETAPA DE DISEÑO**

LUIS ENRIQUE HERNÁNDEZ CRUZ

TESIS

PRESENTADA A LA DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE

POSGRADO DE LA

FACULTAD DE INGENIERÍA

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

COMO REQUISITO PARA OBTENER

EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERÍA

(ESTRUCTURAS)

CIUDAD UNIVERSITARIA

Marzo, 1997

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A mis padres,
Angelina Cruz de Hernández y
Merced Hernández Sánchez,
por todos estos años de amor, apoyo
y comprensión recibidos; gracias

A mis hermanos,
Víctor Manuel, Laura Lilia y Delia,
por todos los momentos felices que hemos pasado,
y por ser lo que son unos verdaderos hermanos

A mis sobrinos,
Víctor Alfonso y Carlos Augusto,
por haber venido a llenar de alegría a nuestra familia

A mis familiares

AGRADECIMIENTOS

Hago patente mi agradecimiento al Dr. Ricardo González Alcorta, por su acertada dirección durante el desarrollo del presente trabajo, asimismo por compartir sus conocimientos y experiencia profesional.

A los Drs. David Murià Vila, José Alberto Escobar Sánchez, Eduardo Reinoso Angulo y al M. en I. Enrique Mendoza Otero, por sus comentarios y sugerencias que ayudaron a enriquecer el contenido de esta tesis.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM y a su sección de Estructuras y Materiales por todo el apoyo recibido durante estos años de estudio.

A mis amigos y compañeros que de alguna manera contribuyeron a la realización de esta tesis.

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Objetivos	3
2. MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE LA RIGIDEZ LATERAL EFECTIVA	4
3. PLANTEAMIENTO DE LAS SIMULACIONES MATEMÁTICAS	7
3.1 Planteamiento de la investigación	7
3.2 Descripción de los modelos	8
3.3 Modelos no lineales	9
3.4 Determinación del desplazamiento de fluencia (δ_y) de los modelos no lineales	10
4. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA PASO A PASO	11
4.1 Factores de ductilidad	12
4.2 Estimación de propiedades equivalentes	14
4.3 Estimación del desplazamiento de fluencia (δ_y) usando información experimental	15
4.4 Tópicos de respuesta evaluados	17
4.5 Análisis de resultados	18
5. APLICACIÓN A UN EDIFICIO REAL	21
5.1 Descripción de la estructura	22
5.2 Instrumentación	23
5.3 Registros sísmicos	23
5.4 Análisis no paramétrico	24
5.5 Estimación paramétrica	24
5.6 Estimación del desplazamiento de fluencia (δ_y)	25

6. PROPUESTA REGLAMENTARIA E IMPLICACIONES EN EL DISEÑO DE EDIFICIOS 27

6.1 Propuesta preliminar 27

6.2 Implicaciones en el diseño 28

7. CONCLUSIONES 30

REFERENCIAS

TABLAS Y FIGURAS

INTRODUCCIÓN

Las hipótesis que se hacen para el cálculo de la rigidez lateral de edificios pueden afectar de manera considerable el resultado del análisis estructural, el cual proporciona la base para el diseño de los edificios de concreto reforzado para resistir las fuerzas laterales a las que estará sujeta durante su vida útil. La determinación del periodo de vibración se requiere para establecer el coeficiente de cortante basal usado en el diseño sísmico, además de que las características de rigidez afectan directamente al cálculo de los desplazamientos laterales de entrepiso.

Las características de rigidez de una estructura dependen principalmente de las propiedades geométricas de la sección transversal de los elementos y de las características del material estructural. En el caso del concreto reforzado la definición de rigidez *elástica lineal* no siempre resulta clara debido a la naturaleza no homogénea del material, además de que estas propiedades no necesariamente son uniformes en todo el elemento. Por ejemplo, el momento de inercia de una trabe de concreto antes y después del módulo de ruptura es diferente; el módulo de elasticidad del concreto no es estrictamente lineal aun cuando se represente por un módulo secante; y las propiedades estructurales de una trabe de concreto reforzado sometida a momento positivo son diferentes que ante momento negativo.

Cuando un elemento de concreto está sujeto a flexión pasa por tres etapas de comportamiento. En términos de las propiedades de la sección transversal, la primera etapa es la sección no agrietada, la cual es válida hasta que se presenta una grieta por tensión. La segunda etapa es la de sección agrietada, cuando se asume que la distribución de deformación es lineal, con el acero tomando fuerzas de tensión y el concreto de compresión. La tercera es la etapa de resistencia última donde la compresión es tomada por un bloque de esfuerzos y el acero fluye en tensión. Cada una de estas etapas ocurre en todos los elementos en instantes distintos, lo cual depende de la amplitud del movimiento.

Por lo que respecta a las hipótesis que se consideran comúnmente para el modelaje matemático de estructuras de concreto, destacan el considerar que el comportamiento estructural es lineal y el tomar en cuenta las secciones sin agrietar de los elementos estructurales que conforman el edificio. Sin embargo, la filosofía actual del diseño sísmico de edificios se basa en que estos puedan sufrir daño moderado durante sismos de mediana intensidad e inclusive daño severo durante sismos de gran intensidad, lo que podría ocasionar una pérdida importante de su rigidez lateral. La incompatibilidad entre el comportamiento supuesto en el modelo matemático de diseño y la filosofía actual del diseño sísmico ocasiona una incertidumbre en el comportamiento real de las estructuras. Recientemente se han realizado investigaciones sobre el comportamiento real de estructuras de concreto en la ciudad de México ante eventos sísmicos, en donde se concluye que existen disminuciones significativas de la rigidez lateral equivalente de los edificios aún ante eventos de mediana intensidad (González *et al.*, 1994).

El establecer una rigidez lateral efectiva de los edificios que considere un cierto nivel de daño estructural es una etapa decisiva del dimensionamiento de los elementos estructurales, ya que éste queda gobernado por los criterios de desplazamiento lateral de entrepiso y los cortantes basales. Sin embargo, son pocos los códigos de diseño actuales que consideran explícitamente una reducción de la rigidez inicial de los sistemas estructurales, debido al daño que se pueda presentar, así como tampoco son específicos sobre las hipótesis que se deban considerar para el cálculo de los desplazamientos y el periodo fundamental de vibrar.

Con el fin de tomar en cuenta el deterioro de la rigidez lateral equivalente de los edificios se ha propuesto el uso de factores de reducción para el cálculo de la rigidez de los

elementos estructurales que conforman las estructuras; sin embargo, estas propuestas en su gran mayoría no relacionan el nivel de daño estructural, caracterizado por la pérdida de rigidez lateral del edificio, con el factor de comportamiento sísmico utilizado en el diseño de los mismos.

1.1 Objetivos

El objetivo fundamental de esta investigación es el estudiar la relación que guarda el factor de comportamiento sísmico utilizado en el diseño de edificios con la pérdida de rigidez lateral equivalente del sistema estructural, y evaluar la eficiencia de algunos métodos propuestos en la literatura para el cálculo de la rigidez equivalente de edificios de concreto. Para tal efecto, esta investigación se dividió en las siguientes etapas:

1. Una revisión bibliográfica de artículos publicados sobre el tema y de códigos sísmicos que consideraran explícitamente la reducción de rigidez en la etapa de diseño (*Capítulo 2*).
2. Simulaciones matemáticas de modelos con diferentes características dinámicas y diseñados convencionalmente, donde se evalúan los métodos propuestos para el cálculo de la rigidez lateral (*Capítulos 3 y 4*).
3. El análisis de una estructura real, donde se estudia la pérdida de rigidez durante eventos sísmicos y la metodología para el cálculo de la rigidez efectiva propuesta en este trabajo (*Capítulo 5*).
4. Una propuesta preliminar para la incorporación en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de factores de reducción de rigidez de elementos estructurales en función del factor de comportamiento sísmico utilizado en el diseño, así como las implicaciones de considerar dichos factores en el dimensionamiento final de la estructura (*Capítulo 6*).
5. Las conclusiones finales del trabajo (*Capítulo 7*).

MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE LA RIGIDEZ LATERAL EFECTIVA

Dado que la fuerza sísmica que se recomienda en los códigos de diseño es generalmente mucho menor que lo que una estructura experimentará durante un sismo de gran intensidad e inclusive de mediana intensidad, es muy probable que se presente un comportamiento no lineal del sistema estructural.

En la práctica profesional es común determinar la respuesta estructural para un sismo con base en ciertas simplificaciones y suposiciones geométricas y de propiedades de los materiales. Por ello resulta importante que la distribución de fuerzas bajo acciones sísmicas se base en valores de rigidez lo más cercanos a la realidad, sobre todo si el periodo del edificio y las fuerzas sísmicas se fundamentan en la rigidez global resultante del análisis estructural.

Existen diversos métodos propuestos por diferentes autores para el cálculo de la rigidez lateral efectiva de los edificios de concreto. En este trabajo se eligieron cuatro métodos para evaluar su eficiencia en el cálculo de la rigidez lateral:

- a) *Método de Freeman*. Este método propone el uso de dos criterios para el cálculo de la rigidez lateral efectiva en función de la amplitud del movimiento del edificio. En

el caso de movimientos de pequeña amplitud se recomienda el cálculo de la rigidez con base en las secciones no agrietadas de los elementos. Para movimientos de amplitud alta, como los asociados a movimientos sísmicos moderados o intensos, se recomienda considerar la sección agrietada de todos los elementos estructurales del edificio (Freeman *et al.*, 1980).

- b) *Método de Durrani*. Se le denominó así, en este trabajo, al método en el que se establece que el efecto de agrietamiento de los elementos estructurales en el análisis elástico lineal debe tomarse en cuenta asumiendo que la rigidez de un elemento agrietado sea una fracción de la rigidez calculada con la sección bruta. De lo anterior, se recomienda una reducción del 30 por ciento de la carga viva, reducción de $2/3$ de la rigidez de las losas planas y de 30 por ciento de reducción de la rigidez de columnas y muros de cortante (Durrani *et al.*, 1994). Cabe destacar que este criterio ha sido aplicado por otros investigadores para la calibración de modelos matemáticos, Boroscheck y Mahin (1991) entre otros
- c) *Método de Paulay-Priestley*. Este método propone el uso de factores de modificación del momento de inercia y el área transversal de la sección no agrietada de los elementos estructurales, considerando diferentes factores de modificación dependiendo del agrietamiento como consecuencia de las cargas sísmicas a las que estará sujeta una estructura, lo cual dependerá a su vez de su capacidad de deformación. De esta manera se propone que para ductilidades globales (μ , definido este factor como el cociente del desplazamiento máximo de azotea de un sistema estructural entre el desplazamiento de fluencia de éste) de 6 los factores de modificación sean mayores que los factores para ductilidades globales de 3, dado que se espera menor agrietamiento para ductilidades menores. En la tabla 1 se presentan los factores de modificación propuestos, en donde se observa que los factores para los estados límites de servicio y de resistencia son los mismos, esperando que la intensidad de las fuerzas de diseño sean las mismas para ambos casos (Paulay, 1996).
- c) *Método del código Griego*. Este método propone que para el modelaje de las estructuras se consideren los elementos de participación importante en la rigidez global de la estructura. Cuando los elementos estructurales estén hechos de concreto reforzado, su rigidez debe calcularse con base en las secciones agrietadas; o bien

afectando las rigideces a flexión de los elementos con base en las secciones no agrietadas, por los siguientes factores:

- Rigidez a flexión de columnas = 100 % de la rigidez a flexión de la sección no agrietada
- Rigidez a flexión de trabes = 50 % de la rigidez a flexión de la sección no agrietada
- Muros de cortante = 67 % de la rigidez que corresponde a la sección no agrietada
- Rigidez a torsión = 10 % de la rigidez que corresponde a la sección no agrietada

PLANTEAMIENTO DE LAS SIMULACIONES MATEMÁTICAS

3.1 Planteamiento de la investigación

Para analizar qué tan eficientes son los métodos descritos para reflejar la pérdida de rigidez que pueden presentar sistemas estructurales debido a comportamiento no lineal durante eventos sísmicos, se desarrolló la siguiente estrategia:

- a) Se analizó el comportamiento dinámico no lineal de cuatro modelos matemáticos diseñados conforme el reglamento actual de diseño sísmico vigente en el Distrito Federal (Departamento del Distrito Federal, 1987). Se estudió el comportamiento de los modelos con base en análisis paso a paso y ante excitaciones sísmicas que provocaran diferentes niveles de comportamiento no lineal. El índice que se utilizó para evaluar el nivel de comportamiento no lineal fue la ductilidad global al desplazamiento lateral. A la respuesta de estos modelos se le denominó *respuesta inelástica*.
- b) Se analizó el comportamiento dinámico lineal de los modelos estudiados, pero considerando los factores de modificación de rigidez propuestos en los cuatro

métodos descritos. A la respuesta de estos modelos se le denominó *respuesta elástica*.

- c) Se compararon las respuestas elástica e inelástica de los modelos, evaluando diversos índices de respuesta (coeficientes de rigidez y amortiguamiento equivalentes, distorsiones de entrepiso, cortantes de entrepiso).

Este análisis se desarrolló para diferentes niveles de comportamiento no lineal de los sistemas y se encontró la relación de la ductilidad al desplazamiento lateral global y la rigidez lateral efectiva de los mismos.

3.2 Descripción de los modelos

Se analizó el comportamiento no lineal de cuatro modelos con diferentes características dinámicas, en los que no se consideró el efecto de interacción suelo-estructura. Los primeros tres modelos (modelos I a III) se estructuraron con base en marcos planos, mientras que el modelo IV tiene una configuración tridimensional con base en marcos planos y muros de concreto. Los modelos presentan las siguientes características:

Modelo I: Marco plano de 5 niveles y dos crujiás, con periodo fundamental de 0.5 s (fig 1).

Modelo II: Marco plano de 10 niveles y dos crujiás, con periodo fundamental de 1.0 s (fig 1).

Modelo III: Modelo plano de 15 niveles y dos crujiás, con periodo fundamental de 1.5 s (fig 1).

Modelo IV: Marco tridimensional de 15 niveles, cuya planta y elevación se muestran en la figura 2. Los periodos de vibración del modelo son de 1.15 s en la dirección transversal, 1.03 s en la dirección longitudinal y 0.87 s en torsión.

Todos los modelos fueron diseñados convencionalmente con el método modal espectral conforme al reglamento de construcciones del Distrito Federal (RCDF), considerando un factor de comportamiento sísmico de 4 y el espectro de diseño de zona III. Para el análisis estructural del edificio se utilizó el programa ETABS (Habibullah, 1995). En el capítulo 6 se presentan las secciones y las cuantías de acero resultantes del diseño para cada uno de los modelos.

Las características de los materiales utilizadas en el diseño fueron las siguientes: resistencia a compresión del concreto ($f'c$) igual a 250 kg/cm², esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (f_y) igual a 4200 kg/cm², módulo de elasticidad del concreto $14000(f'c)^{1/2}$ kg/cm² y módulo de elasticidad del acero de refuerzo 2×10^6 kg/cm².

3.3 Modelos no lineales

Una vez realizado el diseño de los modelos conforme al RCDF se elaboraron sus respectivos modelos matemáticos para analizar su comportamiento no lineal utilizando el programa Drain-2D (Kannan y Powell, 1973). Para ello se consideraron elementos con degradación de rigidez a la flexión ante cargas cíclicas, de acuerdo al modelo de Takeda; la fluencia sólo ocurre en las articulaciones plásticas de los extremos. El elemento con degradación se idealiza como un elemento elástico lineal con resortes rotacionales no lineales en los extremos. Todos los efectos de deformación plástica incluyendo los efectos de la degradación de rigidez se introducen por medio de la relación momento rotación del resorte del elemento articulado.

Dada la limitación que presenta el programa de análisis utilizado al considerar exclusivamente comportamiento bidimensional de estructuras, el modelo IV se idealizó mediante un sistema equivalente de tres marcos planos unidos por medio de un diafragma infinitamente rígido en su plano, para lo cual se conectaron en serie por medio de elementos biarticulados (figura 2).

Para los modelos no lineales las hipótesis que se consideraron fueron:

- Se consideró exclusivamente la masa asociada al movimiento traslacional horizontal y se concentró en los nudos de cada nivel.
- Se tomó en cuenta un amortiguamiento estructural del tres por ciento del crítico. Esta hipótesis es válida para marcos de concreto reforzado, sin daño estructural y con comportamiento lineal (Murià-Vila y González, 1995).
- Los desplazamientos horizontales de los nudos de un mismo nivel se asumen iguales.
- Se definieron zonas rígidas las uniones viga-columna.
- Las propiedades geométricas de los elementos se calcularon con las secciones brutas.

3.4 Determinación del desplazamiento de fluencia (δ_y) de los modelos no lineales

Para la determinación del desplazamiento de fluencia del sistema se le aplicó un pulso triangular, de tal manera que se obtuviera la curva que relaciona la fuerza cortante en la base y el desplazamiento de azotea. Siguiendo las recomendaciones de Mahin y Bertero (1976), se trazaron dos rectas tangentes, con pendientes asociadas a la rigidez inicial y a la rigidez a postfluencia, como se observa en la curva de la figura 3.

La verificación del procedimiento descrito se realizó calculando el periodo del sistema a partir de su desplazamiento de fluencia (δ_y) y del cortante asociado, con estos datos se calculó la rigidez equivalente, y con la masa asociada al primer modo (obtenida con el programa ETABS y considerando que no cambia en comportamiento no lineal) se estimó su periodo. Mediante este procedimiento, por ejemplo, para el modelo IV se calculó un periodo de 1.12 s, siendo 1.15 s el periodo elástico original calculado y utilizado para el análisis y diseño estructural con el programa ETABS. Los desplazamientos de fluencia del sistema fueron 7.5, 9.0, 14 y 8.6 cm para los modelos I, II, III y IV, respectivamente.

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA PASO A PASO

Para analizar la respuesta paso a paso de los modelos se consideró como excitación en la base el acelerograma registrado en la estación SCT, componente este-oeste, durante el sismo del 19 de septiembre de 1985; este acelerograma se eligió dado que los modelos que se utilizaron se diseñaron considerando que se desplantan en la zona de suelo blando de la ciudad de México. En el caso del modelo IV se analizó exclusivamente el comportamiento de la dirección transversal, colocando tres marcos tipo en serie, como se describió en el capítulo anterior.

En los sistemas se consideró una degradación de rigidez de acuerdo al modelo de Takeda, en dónde los efectos de deformación plástica, incluyendo los efectos de degradación de rigidez, son introducidos por medio de las relaciones momento-rotación de los resortes en los extremos del elemento. Dichas relaciones son en la forma de una curva bilineal, con una rigidez inicial y una rigidez debida a endurecimiento por deformación características de condiciones de carga monotónica. La degradación de rigidez de la articulación plástica se introduce cuando se aplica una carga reversible.

Los parámetros principales que caracterizan este modelo son: una rigidez de descarga (k_U) y una rigidez de recarga (k_I). La rigidez de descarga (k_U) depende de la máxima rotación y

de un parámetro α . Este parámetro controla la rigidez de descarga mediante un "punto de recuperación", R_{rec} (localizado en el eje de rotaciones). El cuál debe ser positivo y típicamente se ubica entre valores de cero y 0.4. Independientemente del valor de α , la pendiente de descarga no se permite que sea menor a la pendiente de recarga, de otra manera el área del ciclo histerético puede ser negativa.

La rigidez de recarga (k_1) también depende de la máxima rotación de la articulación, y es gobernada por un parámetro β . El parámetro β debe ser siempre positivo y se ubica generalmente entre cero y 0.6 (Powell, 1975).

4.1 Factores de ductilidad

Para lograr que los marcos presentaran diferentes niveles de comportamiento no lineal, se escalaron las aceleraciones de la excitación en la base de los modelos de tal forma que alcanzaran diferentes ductilidades por desplazamiento lateral global. La ductilidad por desplazamiento lateral global (μ) se definió como

$$\mu = \frac{\delta_{m\acute{a}x}}{\delta_y} \quad (4.1)$$

en donde $\delta_{m\acute{a}x}$ es el desplazamiento lateral máximo del sistema estructural y δ_y es su desplazamiento de fluencia. Para la determinación del desplazamiento lateral de fluencia de los modelos analizados se siguieron las recomendaciones de Mahin y Bertero, descritas con anterioridad.

Es común en el análisis inelástico de estructuras expresar las deformaciones máximas requeridas en términos de factores de ductilidad, esto es utilizando un factor de ductilidad global, como el descrito anteriormente; sin embargo, este índice puede resultar muy pobre para cuantificar la severidad de las deformaciones inelásticas. Por ello resulta adecuado el uso de otro tipo de factores que proporcionen más información del comportamiento inelástico de los sistemas. En esta investigación además del índice de ductilidad global (μ) se utilizaron tres índices más, de los cuales en este trabajo se propusieron dos, el factor de

ductilidad en rms (μ_{rms}) y el factor de ductilidad equivalente (μ_H). A continuación se describen los factores de ductilidad adicionales:

Factor de ductilidad de desplazamiento cíclico (μ^*). Este índice mide directamente la energía inelástica disipada, particularmente para sistemas con degradación sustancial de rigidez y/o resistencia (Mahin y Bertero, 1976). Tal definición iguala la energía hysterética total disipada por el sistema real, E_H , con aquella disipada por un sistema elastoplástico perfecto teniendo la misma resistencia de fluencia, R_y , y deformación de fluencia, δ_y , como el sistema real. El factor de ductilidad para el sistema equivalente está dado por:

$$\mu^* = \frac{E_H}{R_y \delta_y} + 1 \quad (4.3)$$

Factor de ductilidad en rms (μ_{rms}). Definido como el cociente del valor en rms (*root-mean-square*) del desplazamiento máximo de azotea entre el desplazamiento de fluencia. Este índice nos permite cuantificar el grado de comportamiento inelástico cíclico en que incursiona el sistema, evaluando el número de ciclos inelástico en rms que presenta el sistema durante un evento sísmico.

$$\mu_{rms} = \frac{\sqrt{\frac{\sum \delta_{max}^2}{n}}}{\delta_y} = \frac{\delta_{rms}}{\delta_y} \quad (4.2)$$

donde δ_{max} son los valores máximos de la historia de desplazamientos en azotea, n es el número de valores máximos, δ_y es el desplazamiento de fluencia del sistema y δ_{rms} es la desviación estándar de las crestas.

Factor de ductilidad equivalente (μ_H). El índice queda definido al igualarse el área hysterética del comportamiento real con el área equivalente de un comportamiento hysterético elastoplástico, de tal manera que para este último se determina el desplazamiento máximo necesario para que la igualdad se cumpla. De esta forma el factor de ductilidad equivalente queda definido por el cociente del desplazamiento máximo (δ_u) del comportamiento hysterético elastoplástico al desplazamiento de fluencia real (δ_y).

$$\mu_H = \frac{\delta_c}{\delta_s} \quad (4.4)$$

4.2 Estimación de las propiedades equivalentes

Los métodos seleccionados para el cálculo de la rigidez lateral efectiva de edificios hacen referencia a la necesidad de reducir el momento de inercia de la sección bruta para poder estimar su comportamiento; sin embargo, resulta importante considerar el aumento del porcentaje de amortiguamiento crítico debido al comportamiento hysterético de los sistemas como consecuencia de su comportamiento no lineal, mas aún si se toma en cuenta que los programas comerciales de análisis estructural actuales permiten hacer análisis paso a paso, es de esperarse que el comportamiento se modifique por este incremento del amortiguamiento.

Con el fin de estimar el amortiguamiento equivalente (C_e) y la rigidez equivalente de los sistemas (K_e) debido a su comportamiento no lineal se recurrió al uso de una técnica de identificación de sistemas. La técnica consiste en seleccionar un modelo matemático, usando información medida (la excitación en la base como entrada y la respuesta como salida), de tal manera que sus parámetros se ajusten sistemáticamente hasta que se establezca la mejor correlación entre la respuesta del modelo y la información experimental.

Después de seleccionar la forma del modelo matemático y los parámetros que lo caracterizan, el siguiente paso fue seleccionar la función criterio que debe minimizarse al seleccionar adecuadamente el modelo y sus parámetros. La función criterio adoptada es una función que evalúa el error cuadrático de las historias de desplazamiento y velocidad

$$J(\beta, T) = \int_0^T \left\{ [\dot{x}(\beta, t) - \dot{y}(t)]^2 + [x(\beta, t) - y(t)]^2 \right\} dt \quad (4.5)$$

donde $\dot{x}(\beta, t)$ y $x(\beta, t)$ son las velocidades y desplazamientos, respectivamente, calculados en el modelo matemático utilizando parámetros β y excitación $\ddot{x}_g(t)$; y $\dot{y}(t)$ y $y(t)$ son las velocidades y desplazamientos de la estructura real cuando se le somete a la misma

excitación. El límite inferior en la integración corresponde a las condiciones iniciales en el modelo matemático.

La respuesta del modelo para una excitación específica se encuentra proporcionando al mismo los valores de los parámetros e integrando paso a paso el modelo matemático. Se eligió en este trabajo el modelo β de Newmark para realizar la integración numérica (Newmark, 1959).

Existen un gran número de métodos en la teoría de optimización matemática que se pueden usar en el proceso de identificación. La mayoría de ellos se basa en técnicas iterativas, aunque no todos conducen siempre a una convergencia incondicional. En esta investigación se utilizó el método de Gauss-Newton modificado para definir el mínimo de la función criterio. Una descripción completa del método se puede encontrar en González *et al.* (1993).

En esta investigación los sistemas seleccionados se representaron mediante un modelo de un grado de libertad, en donde los parámetros a evaluar fueron los de rigidez equivalente (K_e) y amortiguamiento equivalente (C_e). La masa utilizada para la estimación de los parámetros fue la asociada al primer modo de vibrar, alrededor de un 70 por ciento de la masa total.

4.3 Estimación del desplazamiento de fluencia (δ_y) usando información experimental

Para poder describir el comportamiento no lineal de la estructura en términos de factores de ductilidad, como los descritos al inicio de este capítulo (μ , μ_{rms} , μ^* y μ_H), resulta importante conocer el desplazamiento de fluencia del sistema en cuestión. Para ello se realizaron simulaciones para establecer un método confiable en la estimación del desplazamiento de fluencia de un sistema. De la ecuación de equilibrio dinámico para un modelo de un grado de libertad, se tiene que

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g \quad (4.6)$$

donde m es la masa, c es el amortiguamiento, k es la rigidez; y x , \dot{x} , \ddot{x} son el desplazamiento, la velocidad y la aceleración en la azotea del sistema, respectivamente. Despejando kx , que es el cortante en la base, se tiene

$$kx = -m(\ddot{x} + \ddot{x}_g) - c\dot{x} \quad (4.7)$$

si se considera que el término $c\dot{x}$ es pequeño

$$kx = -m(\ddot{x} + \ddot{x}_g) = V_{base} \quad (4.8)$$

de esta forma únicamente se requiere conocer la masa y la historia de aceleraciones absolutas en el nivel superior del sistema estructural.

Como ejemplo de aplicación se consideró el comportamiento histerético del modelo II, donde el desplazamiento de fluencia del sistema fue de 9 cm. Con la metodología descrita se estimó la historia de cortantes en la base del sistema estructural, partiendo del hecho de que la única información con que se cuenta es la respuesta en la azotea. En la figura 4 se hace una comparación de los cortantes en la base (Drain-2D) y los estimados con la ecuación 4.8, se aprecia que la comparación resulta satisfactoria. En la figura 5 se presentan las curvas histeréticas obtenidas con los cortantes en la base y la estimada con la ec 4.8.

Para estimar el desplazamiento de fluencia del sistema a través de su comportamiento histerético, se propuso una técnica en donde se consideran únicamente los cortantes máximos crecientes (CMC). Con esta técnica y haciendo el ajuste de las dos rectas, que logran apreciarse en la figura 6, se obtuvo un desplazamiento de fluencia de 9.07 cm para la curva histerética con los cortantes en la base (Drain-2D), mientras que usando la curva estimada con la ecuación 4.8 se obtuvo un desplazamiento de fluencia de 9.32 cm, lo cual resulta adecuado si se toma en cuenta que el desplazamiento de fluencia fue de 9 cm aplicando una carga monotónica.

4.4 Tópicos de respuesta evaluados

Se analizaron los siguientes aspectos de la respuesta estructural de los modelos:

- a) El cociente de la rigidez y amortiguamiento equivalente de los sistemas (K_e y C_e , respectivamente) con respecto a la rigidez y amortiguamiento inicial (K_o y C_o). Los parámetros a identificar de dicho modelo fueron los coeficientes de rigidez y amortiguamiento, utilizando como entrada al sistema la excitación en la base de los modelos y como salida la respuesta del nivel superior de los modelos.
- b) El patrón de formación de articulaciones plásticas. Se analizó este tópico ya que los cuatro métodos de reducción de rigidez estudiados consideran que tanto columnas como traveses ven disminuidas sus características de rigidez, por lo que resulta de interés estudiar si dichos elementos estructurales incursionan en el intervalo no lineal de comportamiento al efectuarse un análisis inelástico, en marcos diseñados convencionalmente.
- c) Las distorsiones de entrepiso (γ), definidas por el cociente del desplazamiento relativo de entrepiso y la altura del mismo. Se consideró este aspecto ya que una disminución de la rigidez del sistema influye directamente en incrementar las distorsiones de entrepiso, lo cual es un criterio determinante en el dimensionamiento final de los elementos estructurales.
- d) Las fuerzas cortantes de entrepiso (V). Se estudió este tópico ya que los métodos de reducción de rigidez no consideran modificación alguna en el nivel de amortiguamiento, a pesar de que se ha comprobado experimentalmente que el amortiguamiento equivalente de estructuras instrumentadas aumenta significativamente durante eventos sísmicos (González *et al.*, 1993). Para tal efecto, se analizó la respuesta lineal de los modelos tanto para un amortiguamiento asociado a pequeños desplazamientos (3 por ciento del crítico), como para el nivel de amortiguamiento equivalente descrito en el inciso a.

4.5 Análisis de resultados

Parámetros equivalentes

El primer aspecto que se analizó fue la relación que guarda la ductilidad global con respecto a las características dinámicas equivalentes de los modelos estudiados. En la tabla 2 se muestra un resumen de resultados encontrados en los cuatro modelos, en donde se relaciona la ductilidad global tanto con la pérdida de rigidez como con el aumento de amortiguamiento; se aprecia que entre mayor sea la ductilidad global mayor es la pérdida de rigidez del sistema y mayor es el amortiguamiento equivalente. En los modelos estudiados no se apreció una relación clara entre la ductilidad global y la pérdida de rigidez, aunque tiende a ubicarse para valores de ductilidad global entre 4 y 5. Esta correspondencia depende de la relación entre el periodo del sistema y el periodo del sitio, ya que a medida que el periodo de la estructura se acerque al periodo del sitio es de esperarse que exista una mayor pérdida de rigidez.

Al hacer una comparación de las rigideces equivalentes de los cuatro métodos evaluados se aprecia que el método que propone una rigidez equivalente menor es el método de Durrani; mientras que los métodos de Freeman y Paulay-Priestley estiman valores muy parecidos entre sí, con un valor cercano al 50 por ciento de la rigidez inicial. Finalmente, el método del código Griego estima un valor de 60 por ciento de la rigidez inicial, en promedio.

Por lo que respecta a los niveles de amortiguamiento observados, se encontraron valores cercanos al 5 por ciento de amortiguamiento crítico para ductilidades globales de 2 y quince por ciento para ductilidades globales de 4, y valores máximos de hasta cuarenta y cinco por ciento del amortiguamiento crítico para ductilidades globales cercanas a 6, para estructuras a base de marcos de concreto reforzado. Esto depende, al igual que la relación entre ductilidad global y pérdida de rigidez, de la relación entre periodo del sistema y periodo del sitio, de tal forma que a medida que su cociente se aproxime a uno el nivel de amortiguamiento se incrementará.

Articulaciones Plásticas

En la figuras 7 y 8 se muestra el patrón de formación de articulaciones plásticas que se encontró en los cuatro modelos analizados, para cada una de las ductilidades globales estudiadas. Cabe destacar que la gran mayoría de las articulaciones plásticas se presenta en las trabes, condición que se ajusta satisfactoriamente con la filosofía con la cual fueron diseñados los edificios, pero no concuerda con las hipótesis de los métodos de estimación de la rigidez lateral efectiva evaluados en esta investigación, dado que en ellos se considera daño en columnas, con excepción de lo recomendado por el código griego. En el modelo IV la formación de articulaciones plásticas se presentó prácticamente en todas las trabes, así como en la mayoría de los muros de concreto.

Distorsiones angulares y cortantes de entrepiso

En las figuras 9 a 16 se muestran las distorsiones angulares y cortantes máximos de entrepiso obtenidos para cada uno de los modelos. Cabe destacar que la respuesta lineal se calculó con un amortiguamiento estructural de 3 por ciento del crítico. Se aprecia que los métodos de Freeman y Paulay-Priestley dan una estimación muy adecuada de las distorsiones angulares de entrepiso para ductilidades de 4; mientras que para ductilidades de 2, los cuatro métodos estudiados sobrestimaron las distorsiones de entrepiso en aproximadamente un 50 por ciento con respecto a las obtenidas en los análisis inelásticos, lo que sugiere que para diseños asociados a ductilidades de 2, los factores de reducción deben ser menores a los propuestos en los métodos evaluados. En términos generales para ductilidades globales menores a 4, los métodos evaluados en la mayoría de los casos sobrestimaron dichas distorsiones.

Por lo que se refiere a la estimación del cortante de entrepiso, los cuatro métodos estudiados sobrestimaron el cortante, dado que no consideran un aumento de amortiguamiento por comportamiento inelástico de los sistemas. En las figuras 17 a 24 se presentan los resultados de estos mismos modelos, pero considerando en los análisis lineales el amortiguamiento equivalente estimado en cada uno de los análisis inelásticos, encontrándose una mejor estimación del cortante de entrepiso, principalmente para ductilidades de 4 con el método de Priestley y Paulay.

Historia de respuesta en el tiempo

En las figuras 25 a 28 se compara la respuesta en desplazamientos de azotea proveniente del análisis inelástico con la respuesta en desplazamientos obtenida del análisis elástico considerando los factores de reducción de rigidez utilizando el método de Paulay-Priestley, dado que este presentó la mejor estimación para los modelos estudiados. Las gráficas efectúan dicha comparación para diferentes niveles de ductilidad global y sin considerar el amortiguamiento adicional de los sistemas por comportamiento histerético.

Al analizar estas gráficas se puede observar que para los valores máximos de respuestas elásticas e inelásticas, la mayor correlación de estos se asocian a ductilidades globales de 4. En las figuras 29 a 32 se realiza la comparación de respuestas mencionadas pero considerando el amortiguamiento adicional por comportamiento histerético, donde se aprecia que la correlación de crestas máximas disminuye.

Lo anterior permite concluir que para la estimación, en el tiempo, de los cortantes haciendo uso de modelos elásticos con factores de reducción de rigidez es necesario tomar en cuenta el amortiguamiento equivalente, el cual provoca una disminución del cortante por el efecto del comportamiento no lineal. Sin embargo, se encontró que para la estimación del desplazamiento total y de las distorsiones de entrepiso no es necesario considerar ese aumento de amortiguamiento. Estas afirmaciones están acordes con lo recomendado por los códigos de diseño sísmico, los cuales permiten reducir el cortante en la base de acuerdo al factor de comportamiento sísmico elegido para el diseño, pero establecen que el desplazamiento no sea reducido por dicho factor.

Índices de ductilidad

En las gráficas 33 y 34 se presenta la relación que guardan los índices de ductilidad con respecto a los cocientes de rigidez y amortiguamiento en los cuatro modelos estudiados. Se aprecia que la tendencia de las gráficas para los índices de ductilidad en rms (μ_{rms}) y por desplazamiento cíclico (μ^*) es muy parecida a la de la ductilidad global (μ). Los valores de cocientes de rigidez provenientes de los métodos analizados en esta investigación se asocian a índices de ductilidad global de 4, en rms de 2.6 y por desplazamiento cíclico de 30.

APLICACIÓN A UN EDIFICIO REAL

A raíz de la gran cantidad de daños sufridos por los movimientos sísmicos de 1985 y dadas las incertidumbres del comportamiento dinámico de las estructuras y de los modelos matemáticos que los idealizan, se realizaron en México campañas de medición ambiental de edificios existentes, con el fin de formar un catálogo de estos y tener un seguimiento de su comportamiento ante futuros eventos sísmicos. Aunque la determinación de parámetros estructurales por medio de vibraciones ambientales sin duda proporciona información muy valiosa, ésta sólo es aplicable para el intervalo lineal de su comportamiento (Rodríguez, 1987; Murià-Vila y González, 1995)

En la ciudad de México se han instrumentado algunos edificios con aparatos de registro sísmico de tipo permanente, a fin de evaluar el comportamiento real de las estructuras ante eventos sísmicos de gran intensidad e inclusive de mediana, intentando de esta manera disminuir las incertidumbres que existen en el modelaje matemático de las mismas (Meli *et al.*, 1994; Mena y Quass, 1989; Alcántara *et al.*, 1993). Los resultados indican que las estructuras presentan disminuciones significativas de su rigidez lateral efectiva durante sismos inclusive de mediana intensidad. A continuación se describen los resultados obtenidos del análisis mediante técnicas de identificación de sistemas, descrita previamente, de la respuesta de un edificio de 14 niveles.

5.1 Descripción de la estructura

El edificio está compuesto por una estructura principal de 14 niveles con un apéndice y un cuerpo anexo de tres niveles, que se encuentra separado por una junta constructiva de 15 cm de espesor. Los tres primeros niveles están destinados a estacionamiento y los demás a oficinas. El edificio es de concreto reforzado y está estructurado con base en marcos formados por columnas y losa reticular, además cuenta con muros de concreto y mampostería. La planta tipo del cuarto al décimo cuarto nivel tiene forma rectangular, de 20 m en su dirección transversal (T) y 32.45 m en su dirección longitudinal (L); las plantas de estacionamiento abarcan el cuerpo anexo y sus dimensiones son de 20 por 40 m. Las resistencias nominales del concreto de las columnas y muros se determinaron a partir de pruebas no destructivas y de ensaye de núcleos extraídos de dichos elementos, con valores de 314 kg/cm^2 para los primeros siete niveles y 272 kg/cm^2 para los restantes (Meli *et al*, 1994).

La cimentación está compuesta por un cajón de concreto reforzado desplantado a una profundidad de 3.30 m, apoyado en 54 pilotes de fricción de sección triangular de 60 cm de lado y 28 m de longitud. Además hay diez pilotes, de forma cuadrada de 40 cm de lado y 26 m de longitud, cuyo extremo superior se encuentra a una profundidad de 9 m, por lo que no están en contacto con el cajón de cimentación. El edificio se localiza en la zona de suelo blando de la ciudad de México (colonia Roma), con un espesor del suelo arcilloso de 30 m y los depósitos profundos se encuentran a 38.5 m de profundidad. La frecuencia dominante en este sitio es 0.5 Hz.

Durante los sismos de septiembre de 1985 el edificio sufrió algunos daños en sus elementos estructurales y no estructurales, por lo tanto se reestructuró reforzando algunas columnas interiores con un encamisado de concreto reforzado y construyendo muros del mismo material en la dirección L (Meli *et al*, 1994). En las figuras 35, 36 y 37 se presentan las características geométricas del edificio.

5.2 Instrumentación

Este edificio cuenta con una red de 14 acelerógrafos, localizados como se muestra en la figura 38. Los puntos de medición se distribuyeron de la siguiente forma: uno en terreno a aproximadamente 50 m del edificio; dos en pozos profundos; cuatro en el sótano; dos en el nivel cinco; dos en el nivel diez y tres en la azotea. Los instrumentos seleccionados fueron acelerógrafos autónomos digitales de estado sólido con sensores triaxiales internos, dos horizontales y un vertical, interconectados todos en configuración maestro-esclavo. Esta instrumentación con equipos autónomos se prefirió sobre un sistema con registro centralizado, básicamente por razones de costo y para tener mayor confiabilidad de su funcionamiento (Meli *et al*, 1994).

Los equipos quedaron agrupados en tres ejes verticales: uno sobre la esquina suroeste, incluyendo los sensores de pozo, uno al centro del edificio y uno en la esquina noreste. La orientación de los sensores se basó en dos ejes principales de referencia: L y T. El eje transversal tiene una desviación de aproximadamente 15^o respecto al norte.

Se han realizado estudios de vibración ambiental para determinar las propiedades dinámicas del edificio y algunos parámetros de la interacción suelo-estructura, para vibraciones de muy baja amplitud como las inducidas por el tráfico, el viento y la microsismicidad (Murià-Vila y Moreno, 1993). Estos estudios han permitido definir las frecuencias naturales de vibrar del edificio bajo condiciones de ruido ambiental.

5.3 Registros sísmicos

A partir de octubre de 1992, fecha en la cual fue instrumentado el edificio, se han registrado una serie de eventos sísmicos con diferentes niveles de respuesta. Las características más relevantes de los principales sismos se muestran en la tabla 3. Las historias de aceleración obtenidas durante el sismo 5 se presentan en las figuras 39 y 40, para ambas direcciones del edificio. En este trabajo se utilizaron los registros de los sismos 1, 5, 6, 7 y 8, por la calidad de sus registros, nivel de amplitud del movimiento y duración. No se utilizó el registro del sismo 9; sin embargo, hay que destacar que aún

para sismos lejanos la respuesta del sistema puede ser importante aún y cuando el nivel de aceleración en campo libre sea relativamente pequeño.

5.4 *Análisis no paramétrico*

Se analizó el comportamiento dinámico del sistema durante cinco de los sismos registrados en el edificio. Se hizo una estimación de las frecuencias y los amortiguamientos modales del sistema a partir de técnicas no paramétricas, mediante funciones de transferencia entre el espectro de Fourier de azotea y campo libre, para todos los eventos analizados. En la figura 41 se observa que se presentaron variaciones en las frecuencias y amplitudes de las crestas máximas de las funciones. En las funciones de transferencia se detecta que conforme el sismo fue más intenso, menor es la frecuencia y la amplitud de la cresta máxima de la función, lo cual indica una disminución de la rigidez equivalente del sistema y un aumento en el amortiguamiento del sistema, que son claras evidencias de comportamiento no lineal.

En la tabla 4 se presenta una comparación de las frecuencias de los primeros modos de vibración obtenidas con los registros sísmicos y con vibración ambiental mediante el uso de técnicas no paramétricas, donde se aprecian las diferencias comentadas. Resulta importante aclarar que las frecuencias obtenidas a partir de los registros sísmicos son valores promedios, dado que para su estimación se utilizó todo el registro. Las frecuencias naturales del sistema en vibración ambiental pueden diferir sensiblemente de aquellas que presenta el edificio durante un sismo, aún de mediana intensidad y sin daño aparente en la estructura.

5.5 *Estimación paramétrica*

Para la estimación de parámetros estructurales del edificio, éste se representó con un modelo de tres grados de libertad, el cual considera el comportamiento tridimensional del sistema estructural. Para esta estimación se utilizó una técnica de identificación de sistemas basada en métodos iterativos. De acuerdo con el modelo el número de parámetros a evaluar fue de ocho: tres de rigidez, tres de amortiguamiento y dos valores de

excentricidad. Los valores de masa son conocidos y se calcularon con las características del edificio.

La identificación se realizó segmentando los registros en ventanas de 10 s, identificando los parámetros tramo por tramo para observar su variación durante los cinco eventos sísmicos considerados. En la figura 42 se compara la respuesta experimental en el dominio del tiempo y la frecuencia con la respuesta obtenida mediante la técnica de identificación de sistemas, sismo 5, para las tres direcciones de análisis consideradas en el modelo.

En las figuras 43 y 44 se presenta la variación de la frecuencia del sistema durante los cuatro eventos estudiados, en las direcciones T y L, respectivamente. De estos resultados se observó que las características dinámicas de la estructura sufrieron pocas variaciones durante los sismos 1 y 6, comportándose prácticamente en su intervalo lineal. Sin embargo, para los sismos 5, 7 y 8, sus características dinámicas sufrieron variaciones significativas, con disminuciones en frecuencia hasta de un 30 por ciento para la dirección L (dirección x del modelo matemático), e incrementos en los valores del amortiguamiento viscoso con respecto a los valores identificados en los sismos 1 y 6, con valores máximos de hasta dieciocho por ciento del amortiguamiento crítico en la dirección transversal, reportados en González *et al.* (1995).

5.6 Estimación del desplazamiento de fluencia (δ_y)

Con base en los registros de aceleración de azotea y la masa del edificio se obtuvieron curvas que relacionan los cortantes máximos crecientes en la base con el desplazamiento de azotea (sismos 1, 5, 6, 7 y 8), las cuales se presentan en las figuras 45 y 46 con los sismos 7 y 8, para ambas direcciones del edificio en estudio; claramente se distinguen dos rectas, una inicial asociada a la rigidez que presenta la estructura cuando está sometida a pequeñas deformaciones laterales (K_0) y una final relacionada con la rigidez que tiene el sistema cuando los desplazamientos son mayores. Para encontrar la ecuación característica de estas rectas se realizó un ajuste por mínimos cuadrados, concluyéndose que la pendiente de la recta inicial se asocia a la participación en la rigidez del edificio tanto de elementos estructurales como de los denominados elementos no estructurales ya que rápidamente decrece al rebasar un cierto nivel de desplazamiento. La segunda pendiente se asocia

estrictamente a la rigidez estructural del sistema. Dado que el comportamiento no lineal no fue significativo para poder estimar el desplazamiento de fluencia del sistema, no se pudo interpretar su respuesta con los factores de ductilidad propuestos y relacionarlos con su pérdida de rigidez lateral. En la tabla 5 se hace una comparación entre la rigidez estructural (K_p) estimada con CMC y la obtenida con las técnicas de identificación de sistemas (K_{IS}).

Con esta metodología fue posible obtener una estimación del comportamiento histerético que tuvo el edificio durante estos eventos sísmicos, como se muestra en la figura 47, en términos del cociente entre el cortante basal y el peso total de la estructura (V/W), donde se observa, para el caso aquí estudiado, que para valores de este cociente de 0.05 en la dirección L y 0.02 para la dirección T inicia el comportamiento no lineal del edificio, registrándose máximos de 0.12 y 0.05 respectivamente.

PROPUESTA REGLAMENTARIA E IMPLICACIONES EN EL DISEÑO DE EDIFICIOS

6.1 Propuesta preliminar

Aunque del análisis de unos cuantos modelos no es posible encontrar recomendaciones de carácter general, los resultados de los modelos matemáticos estudiados en este trabajo y la respuesta observada en edificios instrumentados indican que existe una correlación entre la ductilidad global que se demanda y la pérdida de rigidez que se presenta en los sistemas estructurales. Se observó en las simulaciones que cuando los sistemas demandan ductilidades cercanas a 4 se presentan pérdidas de rigidez global de un 50 por ciento, mientras que para sistemas con demandas de ductilidad de 2 corresponden pérdidas de rigidez global cercanas al 25 por ciento. Con base en lo anterior, se propone el uso de factores de reducción de rigidez en elementos estructurales de concreto reforzado de acuerdo a su factor de comportamiento sísmico de diseño, con los valores que se presentan en la tabla 6.

Comparando los resultados de esta investigación con aquellos obtenidos por Priestley y Paulay (tabla 1) se observa que ambas propuestas concuerdan entre sí, ya que los factores de modificación propuestos para factores de comportamiento sísmico de 2 se ubican entre los valores de ductilidad global de Priestley y Paulay de 1.25 y 3; mientras que para un

factor de comportamiento sísmico de 4 se ubican entre valores de 3 y 6 recomendados por dichos autores.

Asimismo se recomienda que para el cálculo de los cortantes en estructuras, mediante análisis paso a paso, a base de marcos de concreto reforzado, se consideren valores de 5 por ciento del amortiguamiento crítico para factores de comportamiento sísmico de 2 y de quince por ciento para factores de comportamiento sísmico de 4. Por lo que corresponde a la estimación de los desplazamientos debe considerarse 5 por ciento para ambos valores del factor de comportamiento sísmico.

6.2 Implicaciones en el diseño

Con el fin de analizar las implicaciones que tiene en el diseño el considerar factores para tomar en cuenta las pérdidas de rigidez que pueden presentar las estructuras ante eventos sísmicos, se diseñaron conforme al RCDF los modelos I, II, III y IV para factores de comportamiento sísmico de 2 y 4. Una vez realizados estos diseños se modificaron los momentos de inercia de los elementos por factores de reducción de acuerdo al factor de comportamiento sísmico (Q) asumido para su diseño, posteriormente se rediseñaron para cumplir con las especificaciones del RCDF.

En las tablas 7 a 13 se muestra el resultado de la reducción de rigidez lateral de los modelos estudiados, en cuanto a sus implicaciones en el aumento de áreas de acero requeridas y dimensiones de los miembros estructurales, entre las principales destacan las siguientes:

Modelo I: No se presentaron cambios ni en las dimensiones ni en las áreas de acero requerido, ya que desde un inicio el diseño queda gobernado por resistencia más que por desplazamiento, aún y cuando se afecten por los factores de reducción.

Modelo II: Para $Q=2$ prácticamente no existió cambio en las dimensiones ni en las áreas de acero. Mientras que para $Q=4$ el disminuir más los momentos de inercia que para $Q=2$ se presentaron cambios de aproximadamente 10 cm en las

dimensiones de las columnas, sin cambio en las trabes, y con aumento del 50 por ciento de las áreas de acero requeridas para las columnas.

Modelo III: Para $Q=2$ se presentó un aumento en la dimensión de las columnas de 10 cm y en trabes de cinco centímetros en promedio. El aumento del área de acero fue aproximadamente del 50 por ciento. Estos incrementos se deben principalmente a que el diseño comienza a ser gobernado por los desplazamientos.

Para $Q=4$ las dimensiones en las columnas variaron de 30 cm en promedio, las trabes aumentaron sus dimensiones en promedio cinco cm en su ancho y 15 cm en su peralte. Por lo que respecta a las áreas de acero requeridas se presentaron aumentos para los niveles ubicados después de la altura media de inclusive un 100 por ciento, mientras que para las trabes 50 por ciento.

Modelo IV: Con respecto a este modelo para $Q=2$ los aumentos en las dimensiones fueron, para columnas 10 cm en promedio, cinco cm para trabes (ambas dimensiones), sin incremento en los muros. En cuanto a áreas de acero se presentaron incrementos máximos de cinco veces el original, en las trabes no hubo aumento, mientras que en los muros no varió significativamente.

Para $Q=4$ se presentaron aumentos en las dimensiones de las columnas de 20 cm, el muro aumentó cinco centímetros, mientras que las trabes en promedio incrementaron sus dimensiones en cinco y 10 cm (ancho y peralte). El área de acero tuvo aumentos que varían de 1.5 a 4 veces, en trabes de cero a una vez el área original, y en el muro prácticamente se conservó.

De este estudio se observó que para factores de comportamiento sísmico de 2, al considerar factores de reducción de rigidez menores que para aquellos diseños con factor de comportamiento sísmico de 4, las modificaciones en el diseño son menores. A su vez estas modificaciones están en función del período y la altura de las edificaciones, ya que al aumentar el periodo y la altura las modificaciones al diseño original se incrementan.

CONCLUSIONES

Los resultados de los modelos matemáticos estudiados en este trabajo y la respuesta observada en edificios instrumentados indican que existe una correlación entre la ductilidad global que se demanda y la pérdida de rigidez que se presenta en los sistemas estructurales. Se observó en las simulaciones que cuando los sistemas demandan ductilidades cercanas a 4 se presentan pérdidas de rigidez global de un 50 por ciento y valores de quince por ciento de amortiguamiento crítico, mientras que para sistemas con demandas de ductilidad de 2 corresponden pérdidas de rigidez global cercanas al 25 por ciento, con valores de amortiguamiento crítico del cinco por ciento. Con base en lo anterior, se propusieron el uso de factores de reducción de rigidez en elementos estructurales de acuerdo a su factor de comportamiento sísmico de diseño e incrementos del amortiguamiento para el caso de la estimación de los cortantes en análisis paso a paso con modelos matemático que consideren comportamiento lineal. Sin embargo para la estimación de los desplazamientos totales y de entrepiso, no es necesario considerar incrementos en los niveles de amortiguamiento (basta con considerar 5 por ciento del amortiguamiento crítico), lo que concuerda con las recomendaciones de los códigos de diseño sísmico, los cuales permiten reducir el cortante en la base de acuerdo al factor de comportamiento sísmico elegido para el diseño, pero no se permite que para el cálculo de los desplazamientos estos se reduzcan por dicho factor.

Se observó que la tendencia de los índices de ductilidad en rms (μ_{rms}) y por desplazamiento cíclico (μ^*) es muy parecida a la de la ductilidad global (μ). Los valores de cocientes de rigidez provenientes de los métodos estudiados en esta investigación se asocian a índices de ductilidad global de 4, en rms de 2.6 y por desplazamiento cíclico de 30.

Se propuso una metodología para el cálculo del desplazamiento de fluencia de sistemas que cuenten con información experimental proveniente de registros sísmicos, para sensores ubicados en azotea y campo libre.

Con el fin de reducir las incertidumbres que se tienen en el modelaje matemático de los edificios, es recomendable continuar recabando y analizando la información que se obtiene de los aparatos de registro sísmico del edificio aquí estudiado, dado que resulta de interés hacer un seguimiento de su comportamiento ante eventos sísmicos, con el objetivo de conocer las variaciones de rigidez que pueden seguir presentándose. Además, dado que con los eventos que se han presentado hasta el momento no ha sido posible estimar el desplazamiento de fluencia del sistema, y con ello caracterizar su comportamiento con factores de ductilidad que tomen en cuenta el grado de incursión del sistema en el rango inelástico (como los propuestos en este trabajo), es importante determinar si con alguno de los eventos futuros se pueda determinar este desplazamiento; y de esta forma corroborar la relación entre el factor de comportamiento sísmico (Q) con la pérdida de rigidez lateral observada en esta investigación.

Resulta conveniente que se realicen estudios en modelos matemáticos que incorporen el efecto de interacción suelo-estructura con el propósito de estimar las variaciones de rigidez lateral, así como su efecto en el alargamiento del periodo y el incremento del amortiguamiento. Asimismo es importante que se realicen estudios para sistemas localizados en zona de transición y zona firme, para diferentes tipos de estructuración.

REFERENCIAS

Alcántara I., Almora D., Castro G., Ylizaliturri J. y Macías M. (1993), "El Sismo del 24 de octubre de 1993 en el Edificio Metro Juárez", Instituto de Ingeniería, UNAM, proyecto 2569, noviembre

Boroschek R. y Mahin S. (1991), "Investigation of the Seismic Response of a Lightly-Damped Torsionally-Coupled Building", Reporte UBC/EERC 91-18, diciembre

Departamento del Distrito Federal (1987), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", México D.F

Departamento del Distrito Federal (1987), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", México D.F

Departamento del Distrito Federal (1987), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", México D.F, julio

Durrani A., Mau S., Abouhashish A. y Li Y. (1994), "Earthquake Response of Flat-Slab Buildings", ASCE, vol 120, No.3, pags 947-964, marzo

Freeman S.A, Czanercki R.M y Honda K.K. (1980), "Significance of Stiffness Assumptions of Lateral Force Criteria", Publicación especial del ACI SP 63-18, pags 437-457

González R., Esteva L., Murià-Vila D., Noguez F. y Hernández L.E. (1993), "Identificación de Parámetros Estructurales en Edificios Instrumentados", Instituto de Ingeniería, UNAM, proyecto 3524, patrocinado por el DDF, diciembre

González R., Hernández L.E. y Murià-Vila D. (1994a), "Análisis de la Variación de Parámetros Estructurales con Métodos de Estimación Paramétrica en un Edificio Instrumentado", Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, pags 540-549, Zacatecas Zac., noviembre

González R. y Hernández L.E. (1996), "Cálculo de la Rigidez Lateral Efectiva de Edificios", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida Yuc., noviembre

González R., Noguez F., Alcántara L. y Vietez D. (1994b), "Análisis del Comportamiento Dinámico del Edificio Córdoba a partir de Registros Sísmicos", Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, pags 405-414, Zacatecas Zac., noviembre

González R., Murià-Vila D. y Torres J. (1994c), "Análisis de la Variación de Parámetros Estructurales con Métodos de Estimación Paramétrica en un Edificio Instrumentado", Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, pags 520-529, Zacatecas Zac., noviembre

Habibullah A. (1995), "ETABS, Three Dimensional Analysis of Building Systems" Computers & Structures Inc., ver. 6.0

Kannan A. y Powel G. (1973), "Drain 2-D, General Purpose Computer Program for Inelastic Dynamic Response of Plane Structures", Reporte UBC/EERC 73-6, abril

Mahin S.A. y Bertero V.V. (1976). "Problems in Establishing and Predicting Ductility in Aseismic Design", Proceedings, International Symposium on Earthquake Structural Engineering, pags 613-628, agosto

Mahin S.A. y Bertero V.V. (1981), "An Evaluation of Inelastic Seismic Design Spectra in Aseismic Design", Journal of the Structural Division , Proceedings of the American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 107, No. ST9, pags 1777-1795, septiembre

Meli R., Murià Vila D., Quass R., Faccioli E. y Paolucci R. (1994), "Estudio de los Efectos de Sitio y la Respuesta Estructural de un Edificio en la Ciudad de México ante Sismos ", Informe de actividades del tercer año, patrocinado por CONACYT y CEE, enerol

Mena E. y Quass R. (1989), "Instrumentación para Registro de Sismos en Edificios del Distrito Federal", Informe final a CONACYT, Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F

Murià Vila D. y González Alcorta R. (1995), "Propiedades Dinámicas de Edificios de la Ciudad de México". Revista de Ingeniería Sísmica No. 51, pags 25-45

Murià Vila D. González Alcorta R., Moreno Rubín de Celis S.M., Quant Rodríguez R. (1993), "Análisis Preliminar de la Respuesta de un Edificio Instrumentado", Instituto de Ingeniería, UNAM, proyecto 2561, patrocinado por la Comunidad Económica Europea, abril

Newmark N. M. (1959), "A Method of Computation for Structural Dynamics", J. Eng. Mech. Div., ASCE 85, julio

Paulay T. y Priestley N. (1992), "Seismic Design of Reinforced Concrete and Mansory Buildings, John Wiley & Sons, Inc.

Paulay T. (1992), "Seismic Design of Concrete Structures. The Present Needs of Societies", Proceedings of The Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco Méx., julio

Powel G. (1975), "Suplement to Computer Program Drain 2-D", Reporte UBC/EERC 75-6, agosto

Quass W. R. (1993), "Instrumentación sísmica del edificio Jalapa", Memorias del X Congreso nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta Jal., octubre

Rodríguez N. (1987), "Análisis Experimental de Vibraciones en Edificios", Informe final del proyecto 6702, Instituto de Ingeniería, UNAM

Vanderbilt M. (1983), "Frame Analysis of Concrete Buildings", Concrete int., pags. 33-43

Tabla 1. Factores de modificación para el cálculo de la rigidez lateral efectiva de edificios, de acuerdo al criterio de *Paulay-Priestley*

Elemento	Estado límite de resistencia	Estado límite de servicio		
		$\mu=1.25$	$\mu=3$	$\mu=6$
1. Trabes				
Rectangular	$0.40I_g$	I_g	$0.40I_g$	$0.40I_g$
T y L	$0.35I_g$	I_g	$0.60I_g$	$0.35I_g$
2. Columnas				
$P_u/f_c A_g > 0.5$	$0.80I_g$	I_g	$0.90I_g$	$0.80I_g$
$P_u/f_c A_g = 0.2$	$0.60I_g$	I_g	$0.80I_g$	$0.60I_g$
$P_u/f_c A_g = -0.05$	$0.40I_g$	I_g	$0.70I_g$	$0.40I_g$
3. Muros				
$P_u/f_c A_g = 0.2$	$0.45I_g, 0.80A_g$	I_g, A_g	$0.70I_g, 0.90A_g$	$0.45I_g, 0.80A_g$
$P_u/f_c A_g = 0.0$	$0.25I_g, 0.50A_g$	I_g, A_g	$0.50I_g, 0.75A_g$	$0.25I_g, 0.50A_g$
$P_u/f_c A_g = -0.1$	$0.15I_g, 0.30A_g$	I_g, A_g	$0.40I_g, 0.65A_g$	$0.15I_g, 0.50A_g$
4. Trabes acopladas				
Reforzadas diagonalmente	$\frac{0.40I_g}{1.7 + 2.7\left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{I_g}{1.7 + 1.3\left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{0.70I_g}{1.7 + 2.7\left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{0.40I_g}{1.7 + 2.7\left(\frac{h}{L}\right)^2}$
Reforzadas Convencionalmente	$\frac{0.40I_g}{1 + 8\left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{I_g}{1 + 5\left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{0.70I_g}{1 + 8\left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{0.40I_g}{1 + 8\left(\frac{h}{L}\right)^2}$

Donde: P_u = carga axial en la columna o en el muro

h = peralte de la trabe

L = claro de las trabes acopladas

I_g = momento de inercia de la sección bruta

μ = ductilidad global (desplazamiento máximo en azotea entre desplazamiento de fluencia del sistema)

Tabla 2. Factores de ductilidad, rigidez y amortiguamiento equivalentes

MODELO	μ_{max}	μ_{rms}	μ_H	μ^*	k_{eq}/k_0	$\varepsilon_{eq}/\varepsilon_0$	k_{eq}/k_0			
							Freeman	Durrani	Paulay	Grecia
I	2	1.561	1.508	13.803	0.76	4.46	0.490	0.460	0.510	0.595
	3	2.008	1.755	22.738	0.56	9.52				
	4	2.319	1.987	29.438	0.84	4.55				
	5	2.654	2.167	34.598	0.83	4.19				
	6	3.147	2.266	46.582	0.84	3.60				
II	2	1.676	1.759	14.674	0.94	1.68	0.469	0.393	0.445	0.578
	3	1.907	1.951	21.562	0.85	4.14				
	4	2.325	1.809	27.230	0.81	5.73				
	5	2.652	1.878	32.616	0.32	15.47				
	6	3.188	2.2257	46.275	0.28	14.69				
III	2	1.597	1.721	11.382	0.62	10.49	0.546	0.408	0.455	0.580
	3	1.880	1.822	18.760	0.44	11.71				
	4	2.265	1.736	30.143	0.33	10.05				
	5	2.618	1.763	36.698	0.29	9.81				
	6	2.967	1.767	45.164	0.26	9.85				
IV	2	1.528	1.317	6.708	0.98	1.15	0.676	0.494	0.620	0.713
	3	2.033	1.495	17.024	0.97	1.32				
	4	2.548	1.784	26.392	0.98	1.30				
	5	2.914	1.937	34.733	0.56	7.35				
	6	3.157	1.985	43.561	0.50	8.20				

Tabla 3. Eventos sísmicos moderados registrados en el sistema físico real

Evento	Magnitud	Epicentro	Fecha	Número de Registros	Aceleración máxima en campo libre (cm/s²)	Aceleración máxima en azotea (cm/s²)
<i>Sismo 1</i>	6.0	Guerrero	15.05.93	14	4.31 (L)	11.50 (T)
<i>Sismo 2</i>	6.0	Guerrero	15.05.93	14	10.78 (V)	27.78 (L)
<i>Sismo 3</i>	5.3	México-Guatemala	03.09.93	14	1.92 (T)	10.06 (T)
<i>Sismo 4</i>	7.1	México-Guatemala	10.09.93	14	2.87 (T)	12.45 (T)
<i>Sismo 5</i>	6.7	Guerrero	24.10.93	14	13.17 (T)	56.52 (L)
<i>Sismo 6</i>	5.8	Local	23.05.94	14	6.71 (T)	19.64 (T)
<i>Sismo 7</i>	6.9	Guerrero	10.12.94	14	17.48 (T)	123.60 (T)
<i>Sismo 8</i>	7.3	Guerrero-Oaxaca	14.09.95	14	37.49 (L)	129.92(L)
<i>Sismo 9</i>	7.9	Colima	09.10.95	14	12.21 (T)	87.66(L)

Tabla 4. Frecuencias naturales de vibración obtenidas con registros sísmicos y vibración ambiental, utilizando estimaciones no paramétricas

Evento	Fecha	Frecuencia (Hz)		
		<i>Dirección T</i>	<i>Dirección L</i>	<i>Torsión</i>
<i>Vibración Ambiental</i>	23.09.92	0.44	0.73	0.83
<i>Sismo 1</i>	15.05.93	0.39	0.60	0.65
<i>Sismo 5</i>	24.10.93	0.35	0.54	0.51
<i>Vibración Ambiental</i>	25.11.93	0.44	0.70	0.68
<i>Sismo 6</i>	23.05.94	0.37	0.56	0.59
<i>Sismo 7</i>	10.12.94	0.32	0.48	0.51
<i>Vibración Ambiental</i>	04.03.95	0.44	0.65	0.66
<i>Sismo 8</i>	14.09.95	0.29	0.46	0.47
<i>Vibración Ambiental</i>	23.09.95	0.43	0.66	0.65

Tabla 5. Comparación de la rigidez estimada con los cortantes máximos crecientes (K_e) y la rigidez obtenida con identificación de sistemas (K_{IS})

Sismo	Dirección L		Dirección T	
	K_e	K_{IS}	K_e	K_{IS}
1	-	143.86	65.45	57.81
5	-	108.55	72.00	46.74
6	96.00	129.73	58.00	59.82
7	114.26	94.08	51.00	39.48
8	97.67	83.79	46.00	40.32

K en t/cm

Tabla 6. Propuesta reglamentaria para el cálculo de la rigidez lateral efectiva de edificios en la etapa de diseño. Factores de modificación del momento de inercia de los elementos estructurales

Elemento	Factor de comportamiento Sísmico	
	Q=2	Q=4
Trabes	0.70	0.40
Columnas	0.80	0.60
Muros	0.75	0.70

Tabla 7. Implicaciones del cálculo de la rigidez lateral efectiva en el diseño. Modelo I, Q=2 y Q=4

Nivel	Original		Factorizado	
	Columnas	Trabes	Columnas	Trabes
<i>SECCIONES (cm)</i>				
1-5	35x35	25x50	35x35	25x50
<i>REFUERZO (cm²)</i>				
1-5	11.40	11.40 ^s 5.70 ⁱ	11.40	11.40 5.70

Donde S se refiere al acero colocado en el lecho superior e I al lecho inferior

Tabla 8. Implicaciones del cálculo de la rigidez lateral efectiva en el diseño. Modelo II, Q=2

Nivel	Original		Factorizado	
	Columnas	Trabes	Columnas	Trabes
SECCIONES (cm)				
8-10	35x35	25x50	40x40	25x50
5-7	40x40	25x50	40x40	25x50
3-4	50x50	30x60	50x50	30x60
1-2	60x60	30x65	60x60	30x65
REFUERZO (cm²)				
8-10	22.80	11.40 ^s 5.70 ⁱ	22.80	11.40 5.70
5-7	22.80	11.40 5.70	22.80	11.40 5.70
3-4	22.80	20.27 8.55	22.80	20.27 8.55
1-2	40.53	20.27 8.55	40.53	20.27 8.55

Tabla 9. Implicaciones del cálculo de la rigidez lateral efectiva en el diseño. Modelo II, Q=4

Nivel	Original		Factorizado	
	Columnas	Trabes	Columnas	Trabes
SECCIONES (cm)				
8-10	35x35	25x50	50x50	25x50
5-7	40x40	25x50	50x50	30x60
3-4	50x50	30x60	60x60	30x60
1-2	60x60	30x65	70x70	30x65
REFUERZO (cm²)				
8-10	22.80	11.40 ^s 5.70 ⁱ	22.80	11.40 5.70
5-7	11.40	11.40 5.70	22.80	20.27 8.55
3-4	22.80	20.27 8.55	40.53	20.27 8.55
1-2	40.53	20.27 8.55	81.07	20.27 8.55

Donde S se refiere al acero colocado en el lecho superior e I al lecho inferior

Tabla 10. Implicaciones del cálculo de la rigidez lateral efectiva en el diseño. Modelo III, Q=2.

Nivel	Original		Factorizado	
	Columnas	Trabes	Columnas	Trabes
SECCIONES (cm)				
13-15	50x50	25x50	60x60	30x60
12	60x60	25x50	70x70	30x60
10-11	60x60	30x60	70x70	30x65
7-9	80x80	30x60	90x90	30x65
6	100x100	30x60	110x110	30x65
4-5	100x100	35x70	110x110	35x75
3	120x120	35x75	120x120	35x75
1-2	120x120	35x75	120x120	35x75
REFUERZO (cm²)				
13-15	22.80	11.40 ^s 5.70 ⁱ	40.53	20.27 8.55
12	40.53	11.40 5.70	60.80	20.27 8.55
10-11	40.53	20.27 8.55	60.80	20.27 8.55
7-9	63.36	20.27 8.55	101.34	20.27 8.55
6	91.20	20.27 8.55	121.60	20.27 8.55
4-5	91.20	30.40 15.20	121.60	30.40 15.20
3	182.40	30.40 15.20	158.40	30.40 15.20
1-2	182.40	30.40 15.20	158.40	30.40 15.20

Donde *S* se refiere al acero colocado en el lecho superior e *I* al lecho inferior

Tabla 11. Implicaciones del cálculo de la rigidez lateral efectiva en el diseño. Modelo III, Q=4.

Nivel	Original		Factorizado	
	Columnas	Trabes	Columnas	Trabes
SECCIONES (cm)				
13-15	50x50	25x50	90x90	30x65
12	60x60	25x50	90x90	30x65
10-11	60x60	30x60	90x90	35x75
7-9	80x80	30x60	110x110	35x75
6	100x100	30x60	120x120	35x75
4-5	100x100	35x70	120x120	40x80
3	120x120	35x75	130x130	40x80
1-2	120x120	35x75	130x130	40x80
REFUERZO (cm²)				
13-15	22.80	11.40 ^s 5.70 ⁱ	101.34	20.27 8.55
12	40.53	11.40 5.70	101.34	20.27 8.55
10-11	40.53	20.27 8.55	101.34	30.40 15.20
7-9	63.36	20.27 8.55	121.60	30.40 15.20
6	91.20	20.27 8.55	158.40	30.40 15.20
4-5	91.20	30.40 15.20	158.40	30.40 15.20
3	182.40	30.40 15.20	158.40	30.40 15.20
1-2	182.40	30.40 15.20	158.40	30.40 15.20

Donde *S* se refiere al acero colocado en el lecho superior e *I* al lecho inferior

Tabla 12. Implicaciones del cálculo de la rigidez lateral efectiva en el diseño. Modelo IV, Q=2

Nivel	Original			Factorizado		
	Columnas	Trabes	Muro	Columnas	Trabes	Muro
<i>SECCIONES (cm)</i>						
13-15	40x40	25x50	25	50x50	30x60	25
10-12	50x50	30x60	25	60x60	30x65	25
7-9	60x60	30x65	25	70x70	35x70	25
4-6	65x65	35x70	25	75x75	35x75	25
1-3	70x70	35x75	25	80x80	40x80	25
<i>REFUERZO (cm²)</i>						
13-15	11.40	20.27 ^s 8.55 ⁱ	21.90	60.80	20.27 8.55	21.20
10-12	22.80	20.27 8.55	39.20	60.80	20.27 8.55	36.80
7-9	40.53	30.40 15.20	61.10	60.80	30.40 15.20	57.40
4-6	40536	30.40 15.20	97.80	60.80	30.40 15.20	93.90
1-3	60.80	30.40 15.20	184.7	60.80	30.40 15.20	176.6

Tabla 13. Implicaciones del cálculo de la rigidez lateral efectiva en el diseño. Modelo IV, Q=4

Nivel	Original			Factorizado		
	Columnas	Trabes	Muro	Columnas	Trabes	Muro
<i>SECCIONES (cm)</i>						
13-15	40x40	25x50	25	60x60	30x65	30
10-12	50x50	30x60	25	70x70	35x75	30
7-9	60x60	30x65	25	80x80	35x75	30
4-6	65x65	35x70	25	85x85	40x80	30
1-3	70x70	35x75	25	90x90	40x80	30
<i>REFUERZO (cm²)</i>						
13-15	11.40	11.40 ^s 5.70 ⁱ	35.50	40.53	20.27 8.55	28.00
10-12	22.80	20.27 8.55	49.40	60.80	30.40 15.20	39.70
7-9	40.53	20.27 8.55	84.30	60.80	30.40 15.20	52.00
4-6	40536	30.40 15.20	101.8	60.80	30.40 15.20	65.40
1-3	60.80	30.40 15.20	120.0	101.34	30.40 15.20	93.80

Donde S se refiere al acero colocado en el lecho superior e I al lecho inferior

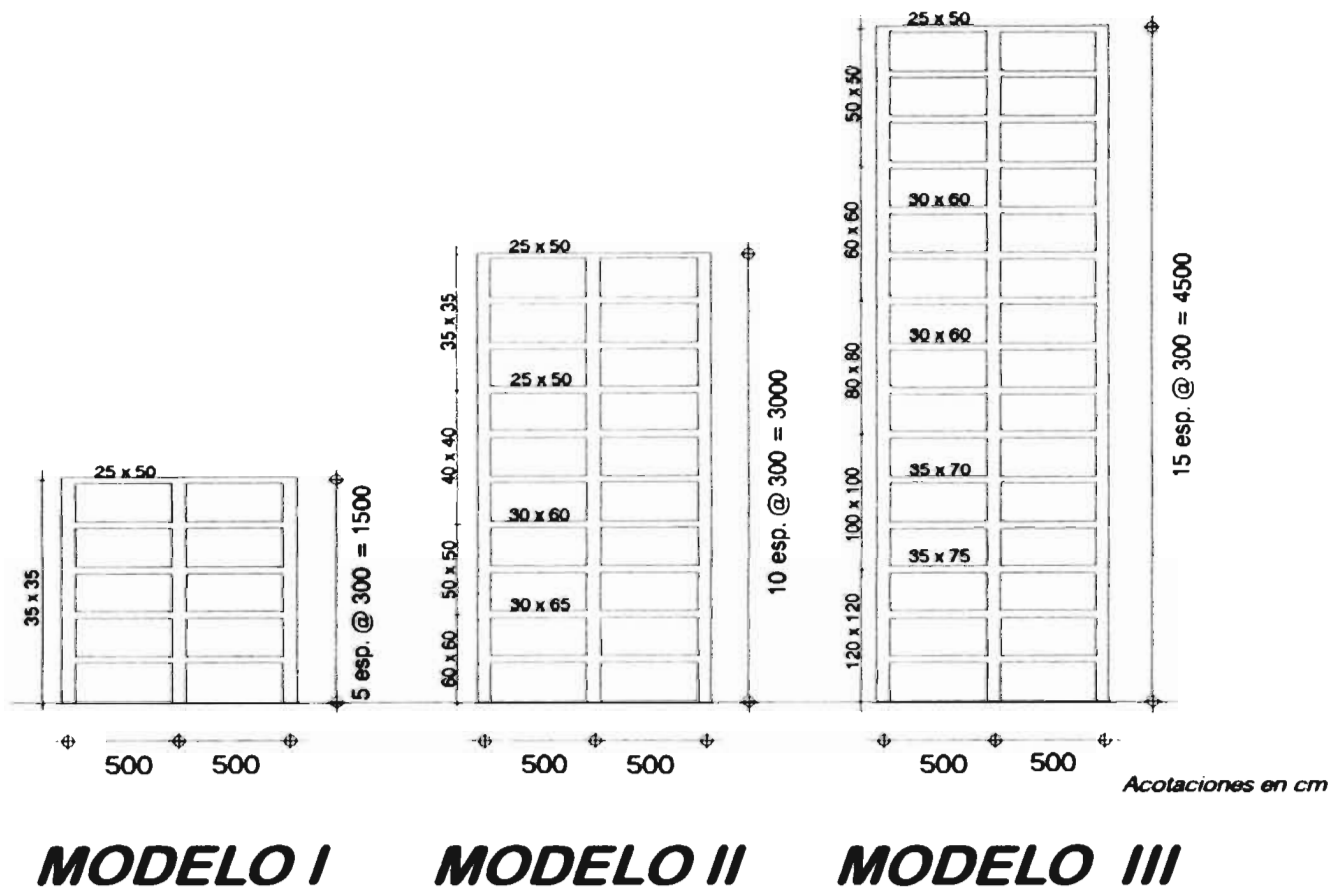


Figura 1. Características geométricas de los modelos planos

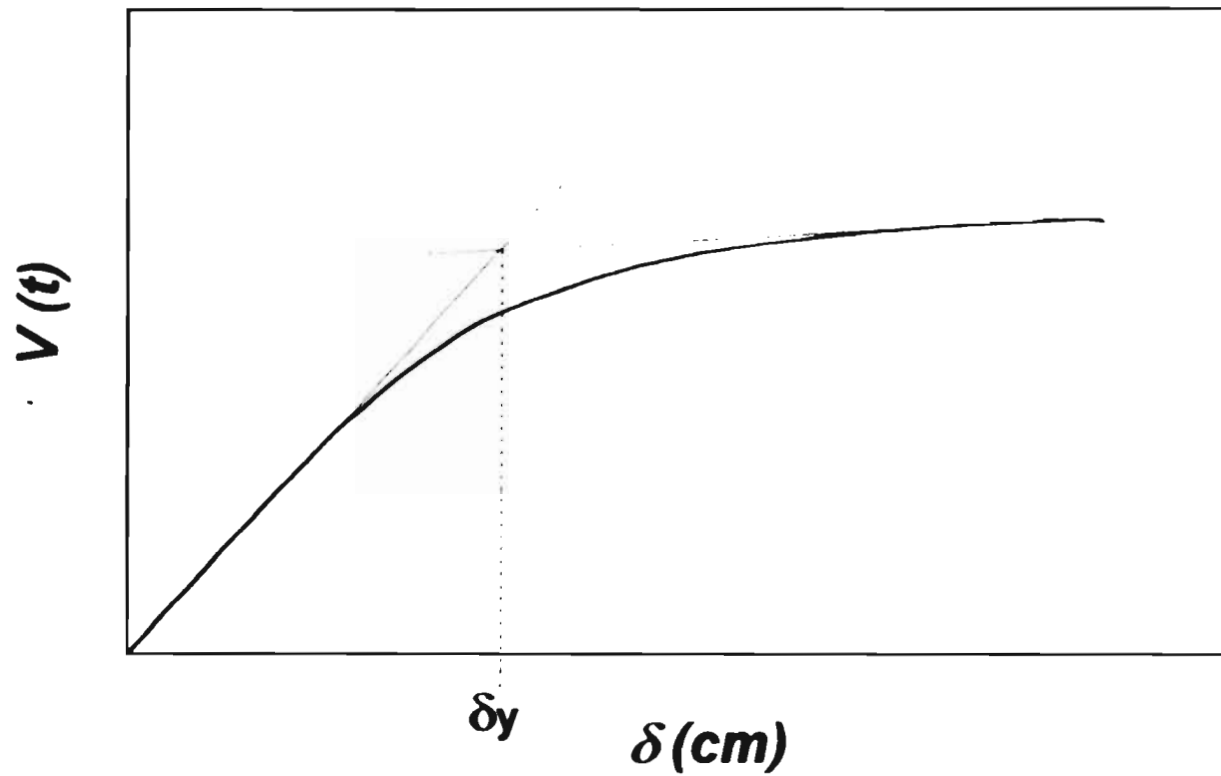


Figura 3. Criterio utilizado para el cálculo del desplazamiento de fluencia de los modelos estudiados

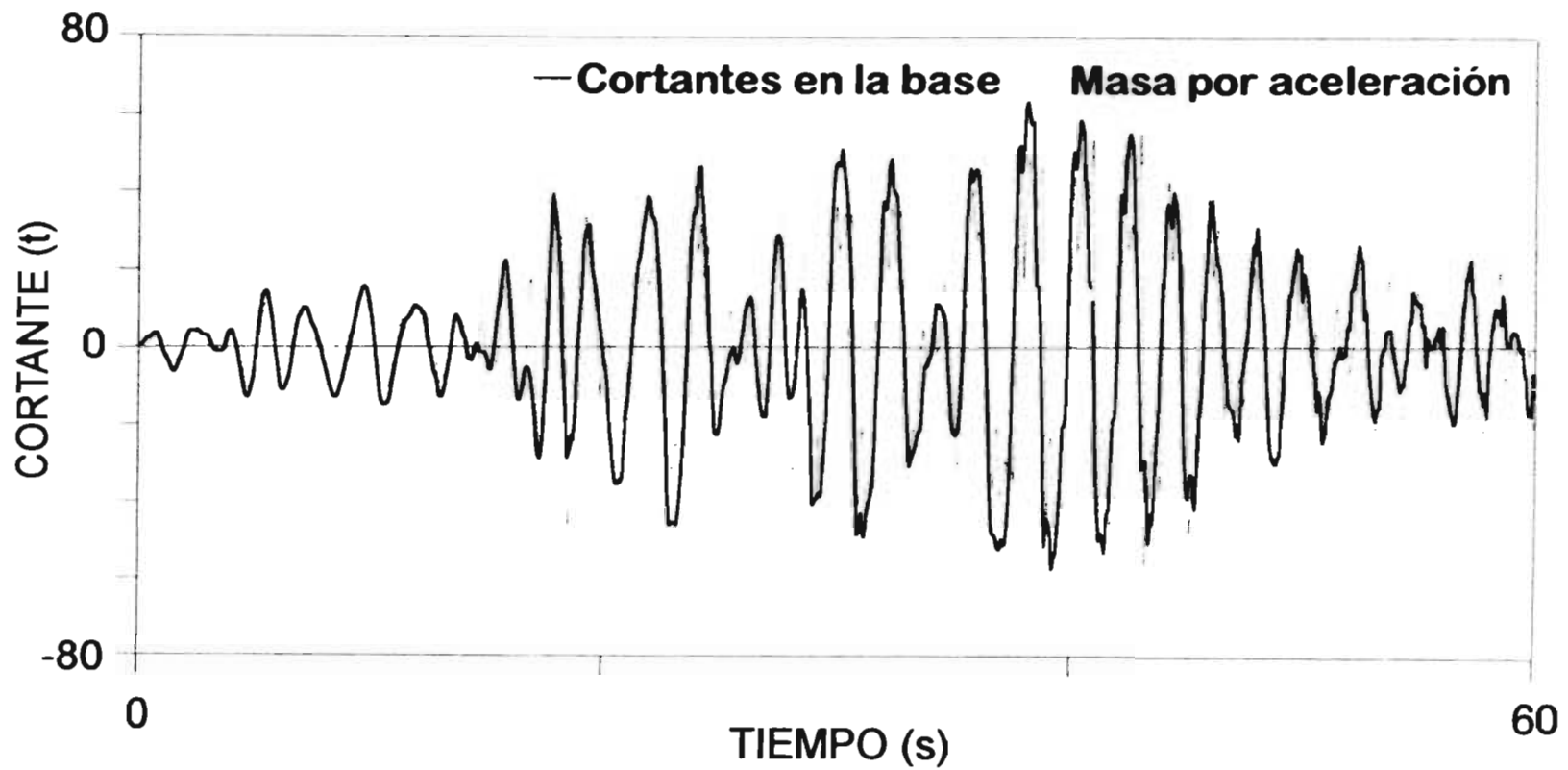


Figura 4. Comparación de la historia de cortantes en la base (Drain 2-D) y cortantes calculados por el método aproximado (masa por aceleración) para el modelo II

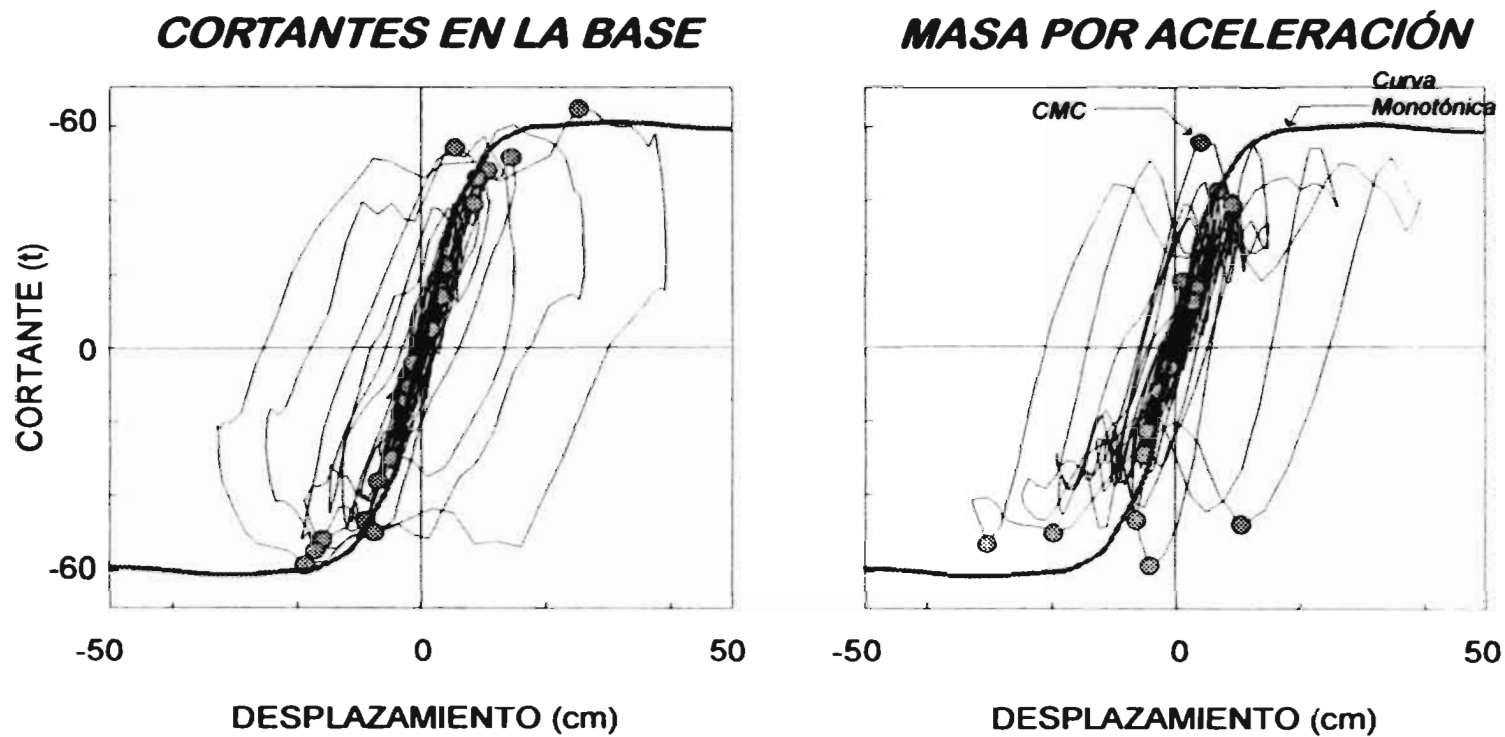


Figura 5. Curvas histeréticas obtenidas con la respuesta del modelo II (cortantes y desplazamientos, Drain-2D) y con los cortantes mediante el método aproximado (masa por aceleración). Curva monotónica y cortantes máximos crecientes (CMC) para cada caso

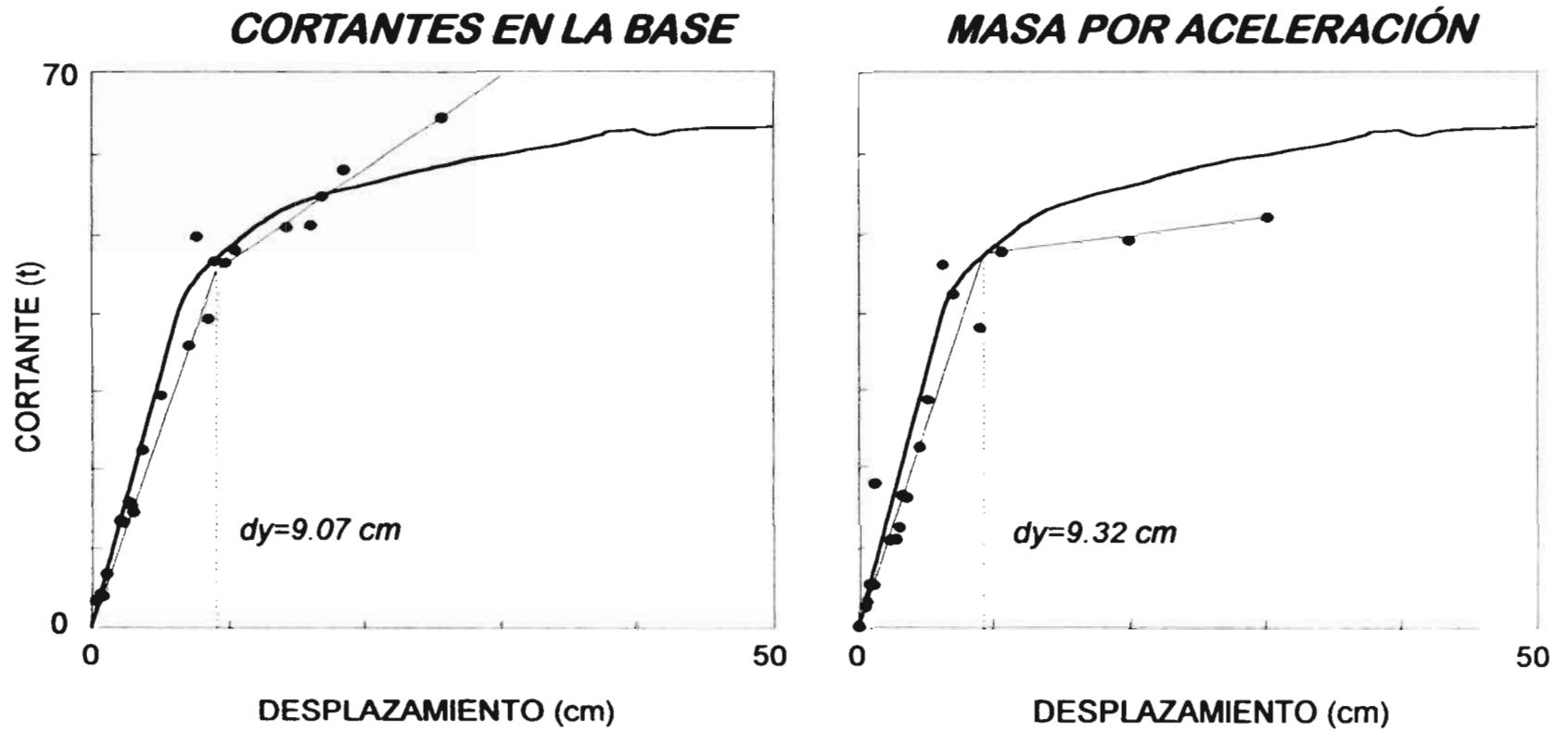


Figura 6. Cálculo de los desplazamientos de fluencia con los cortantes máximos crecientes, respuesta del modelo (cortante-desplazamiento, Drain-2D) y método aproximado (masa por aceleración)

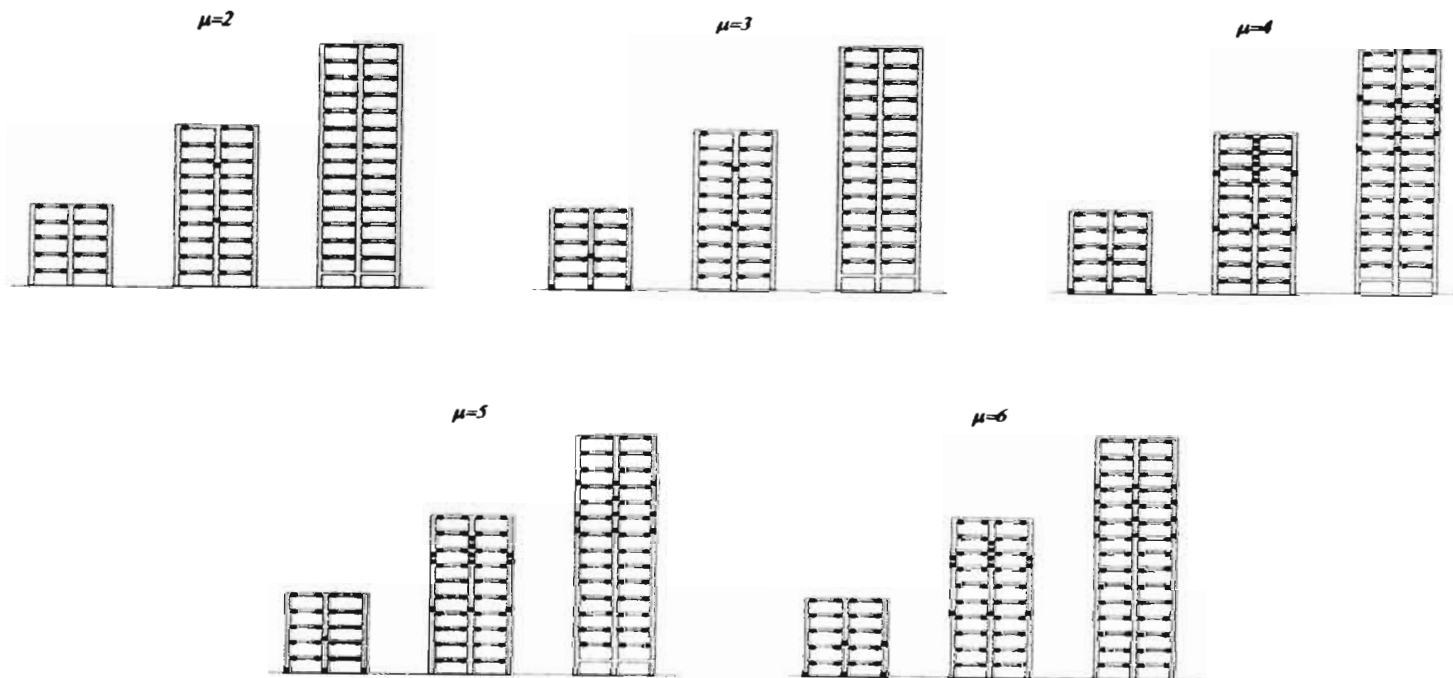


Figura 7. Patrones de formación de articulaciones plásticas para diferentes ductilidades globales. Marcos planos

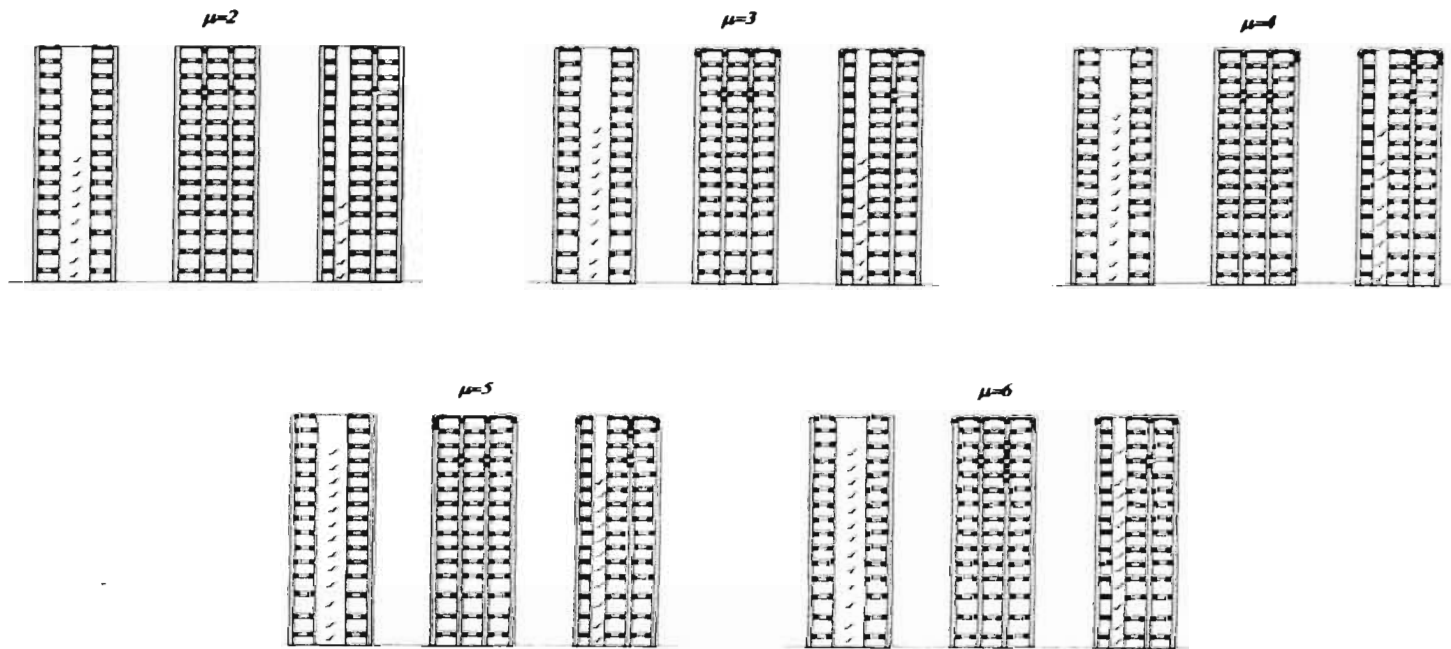


Figura 8. Patrones de formación de articulaciones plásticas para diferentes ductilidades globales. Marco equivalente tridimensional

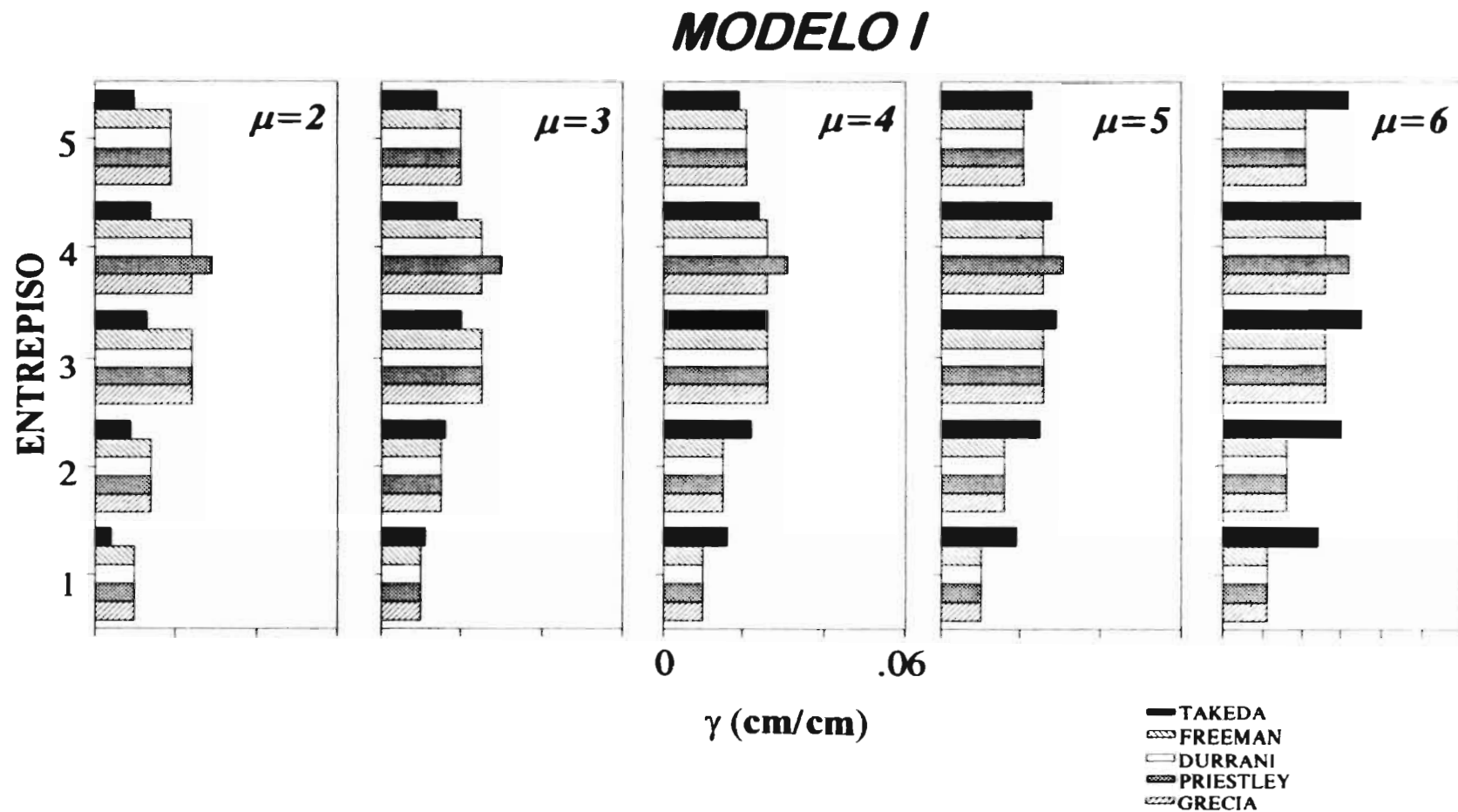


Figura 9. Comparación de las distorsiones angulares (γ) de entrepiso para el modelo I. Modelo inelástico y modelos elásticos de acuerdo a los criterios de Freeman, Durrani, Priestley y el código Griego

MODELO II

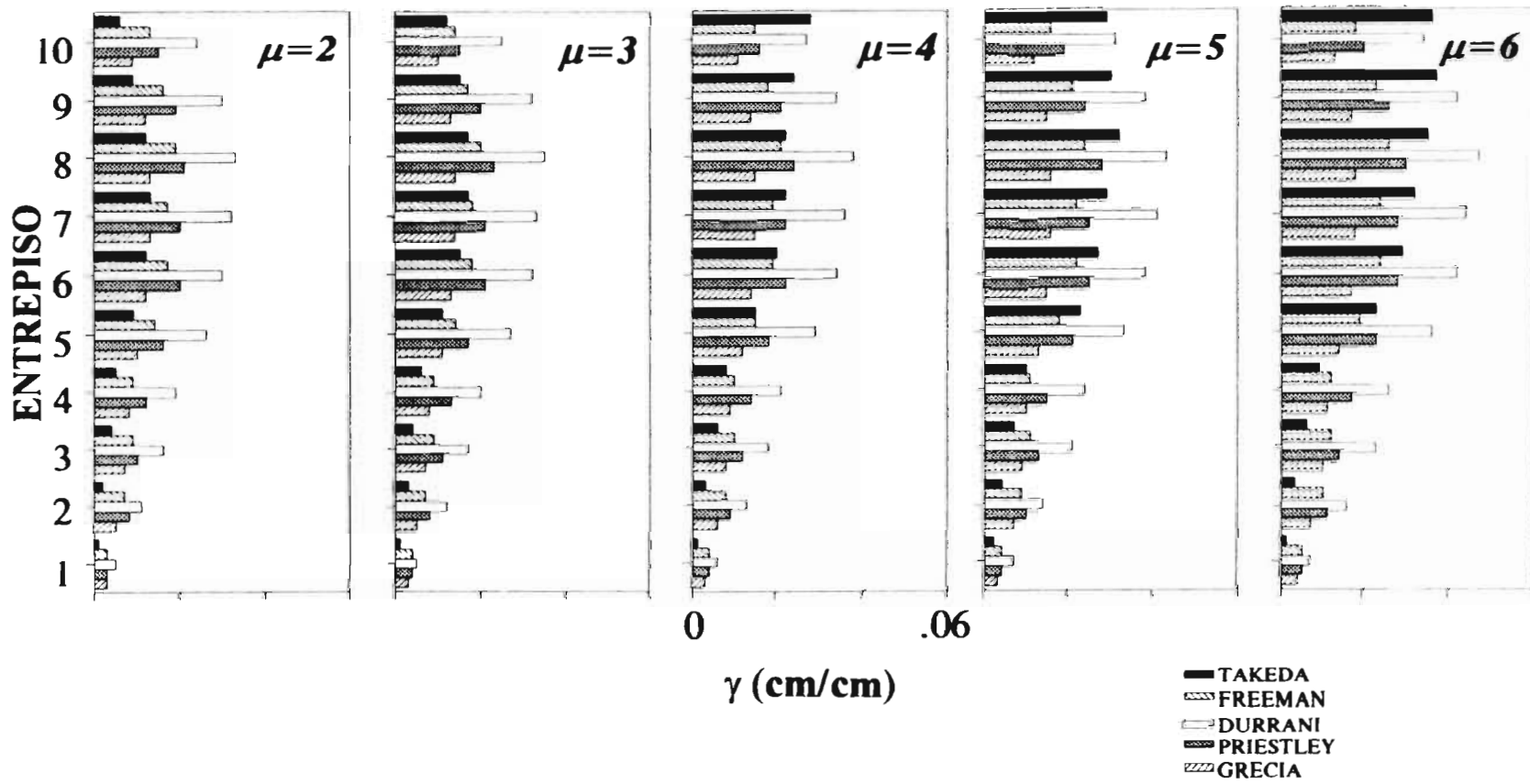


Figura 10. Comparación de las distorsiones angulares (γ) de entrepiso para el modelo II. Modelo inelástico y modelos elásticos de acuerdo a los criterios de Freeman, Durrani, Priestley y el código Griego

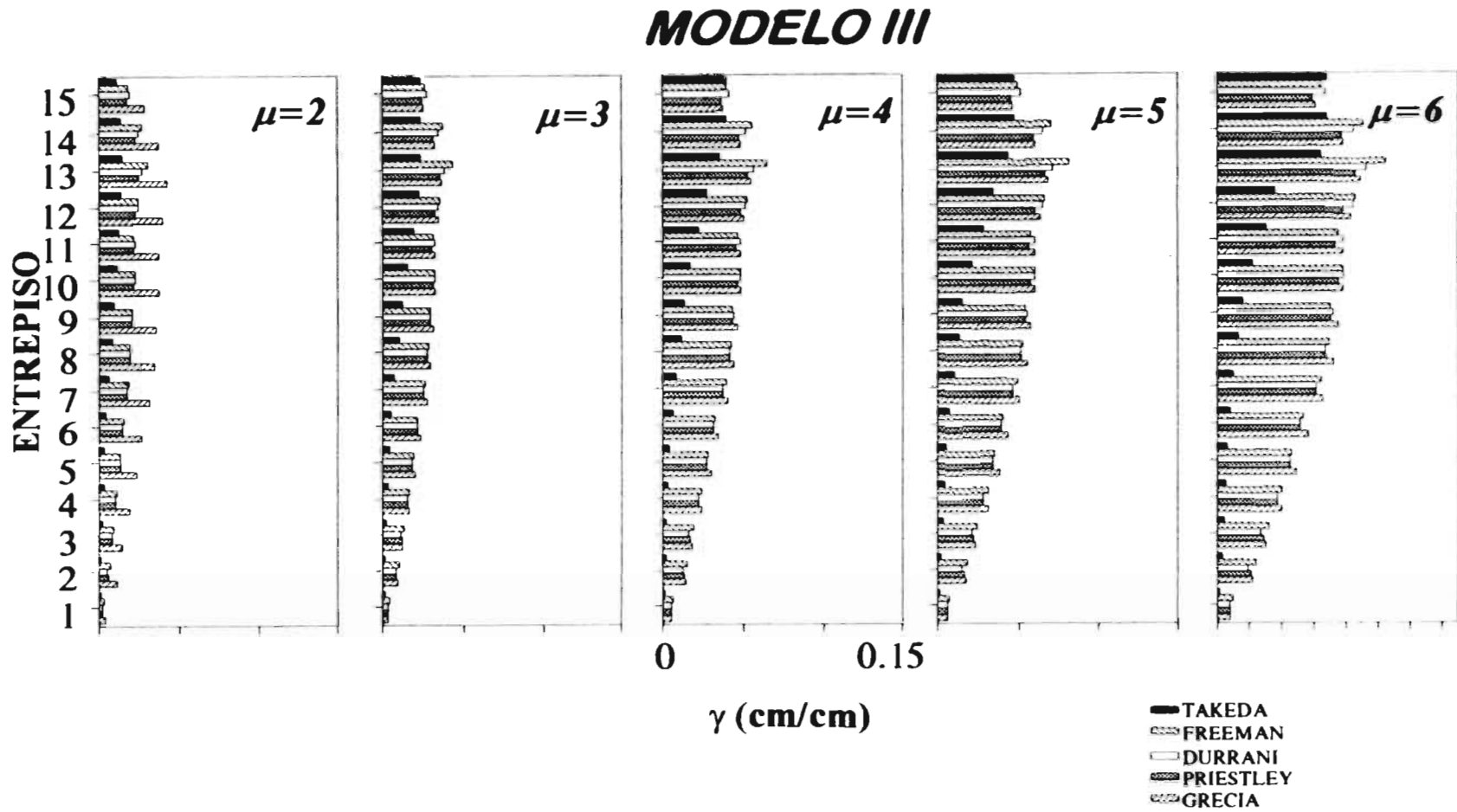


Figura 11. Comparación de las distorsiones angulares (γ) de entrepiso para el modelo III. Modelo inelástico y modelos elásticos de acuerdo a los criterios de Freeman, Durrani, Priestley y el código Griego

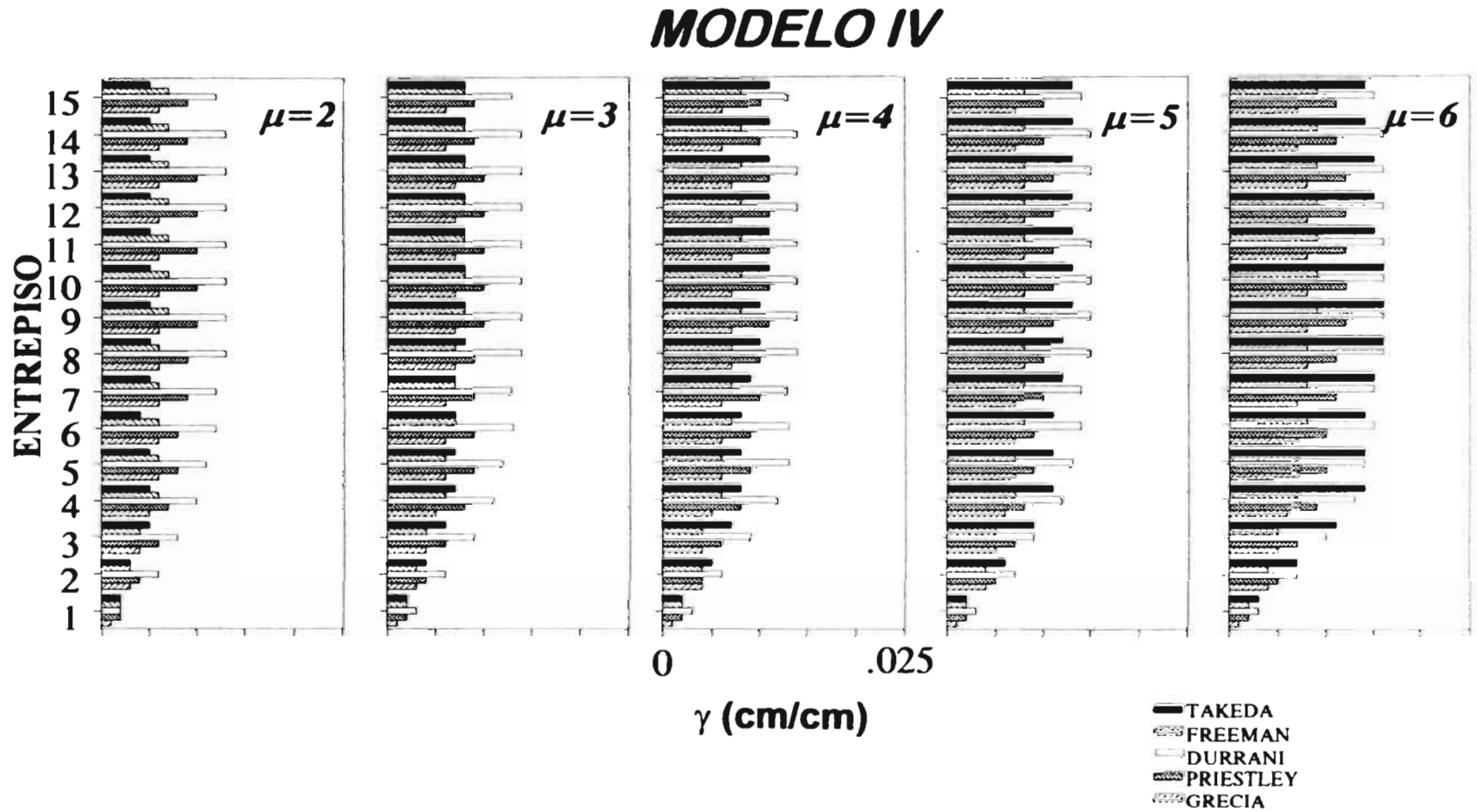


Figura 12. Comparación de las distorsiones angulares (γ) de entrepiso para el modelo IV. Modelo inelástico y modelos elásticos de acuerdo a los criterios de Freeman, Durrani, Priestley y el código Griego

MODELO I

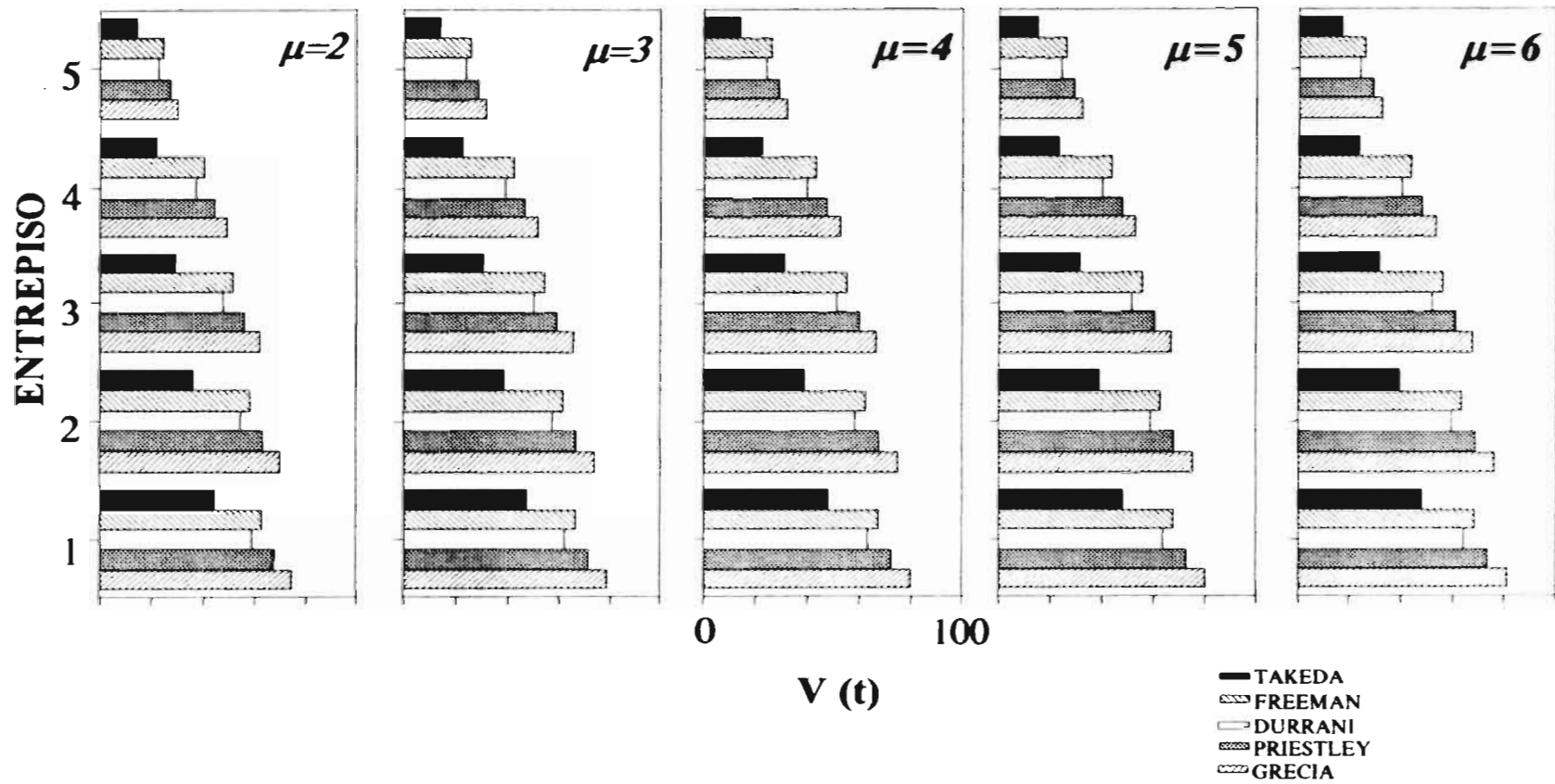


Figura 13. Comparación de cortantes (V) de entepiso para el modelo I. Modelo inelástico y modelos elásticos de acuerdo a los criterios de Freeman, Durrani, Priestley y el código Griego

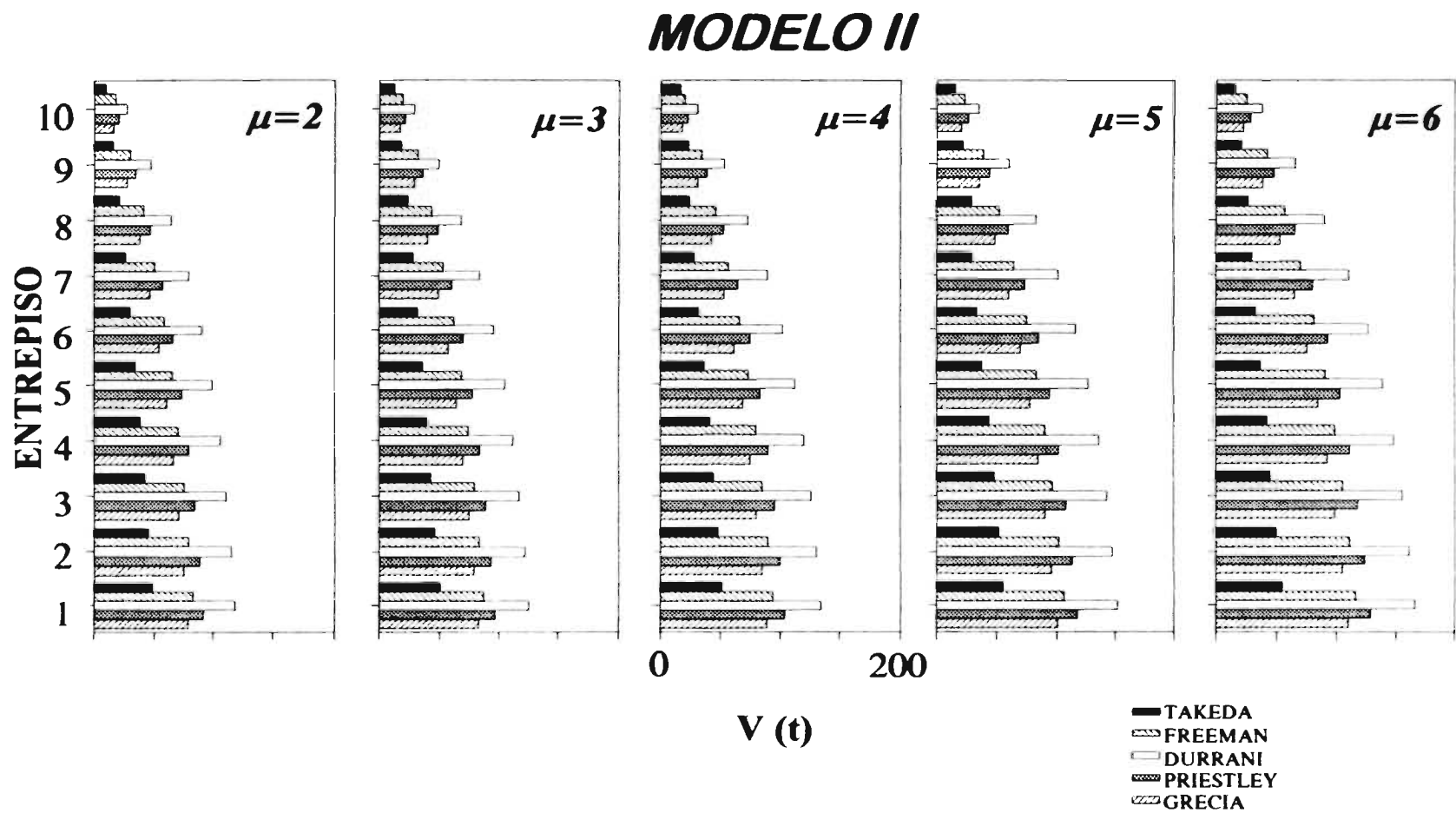


Figura 14. Comparación de cortantes (V) de entrepiso para el modelo II. Modelo inelástico y modelos elásticos de acuerdo a los criterios de Freeman, Durrani, Priestley y el código Griego

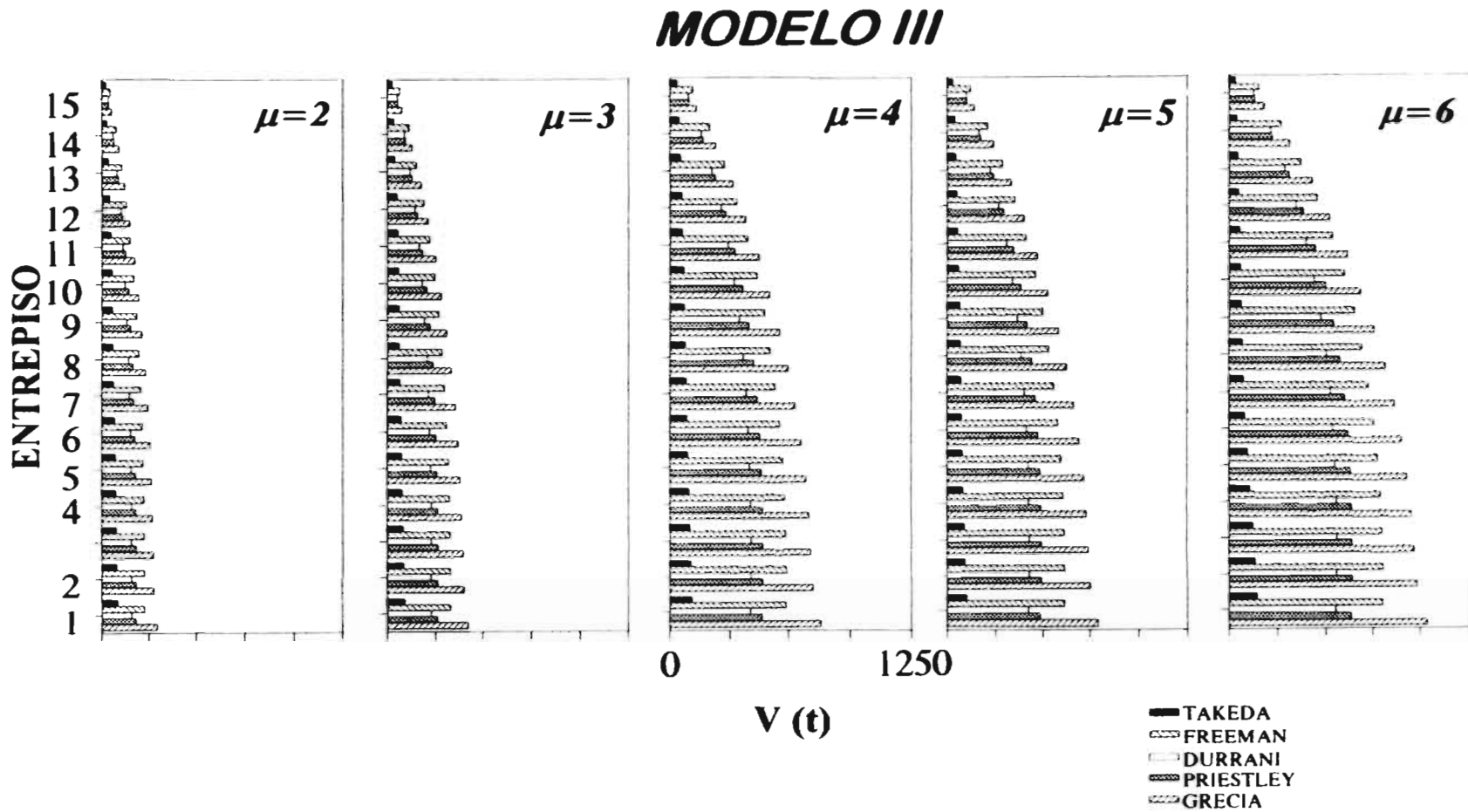


Figura 15. Comparación de cortantes (V) de entrepiso para el modelo III. Modelo inelástico y modelos elásticos de acuerdo a los criterios de Freeman, Durrani, Priestley y el código Griego

MODELO IV

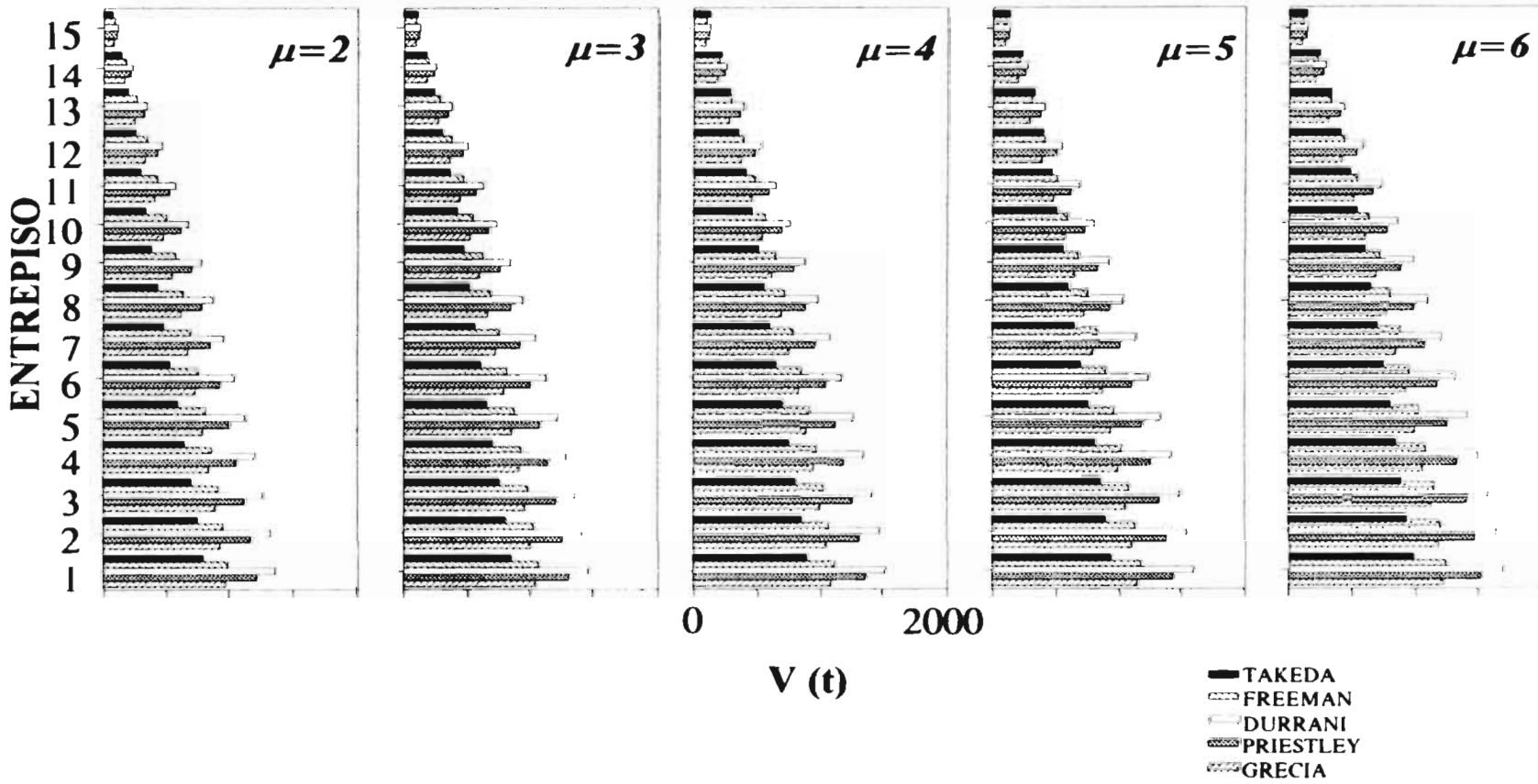


Figura 16. Comparación de cortantes (V) de entrepiso para el modelo IV. Modelo inelástico y modelos elásticos de acuerdo a los criterios de Freeman, Durrani, Priestley y el código Griego

MODELO I

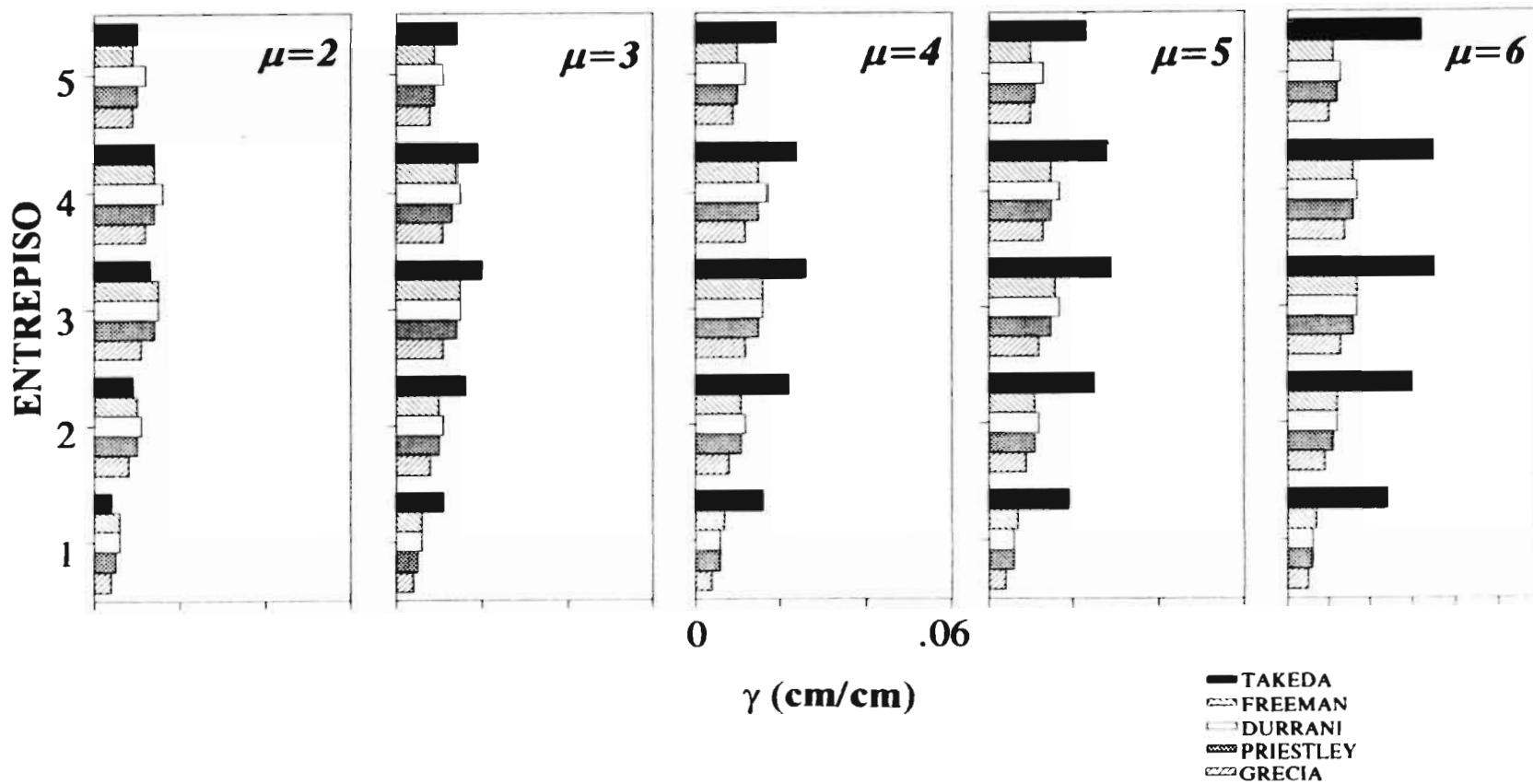


Figura 17. Comparación de las distorsiones angulares (γ) de entrepiso para el modelo I, considerando el amortiguamiento equivalente adicional. Modelo inelástico y modelos elásticos de acuerdo a los criterios de Freeman, Durrani, Priestley y el código Griego

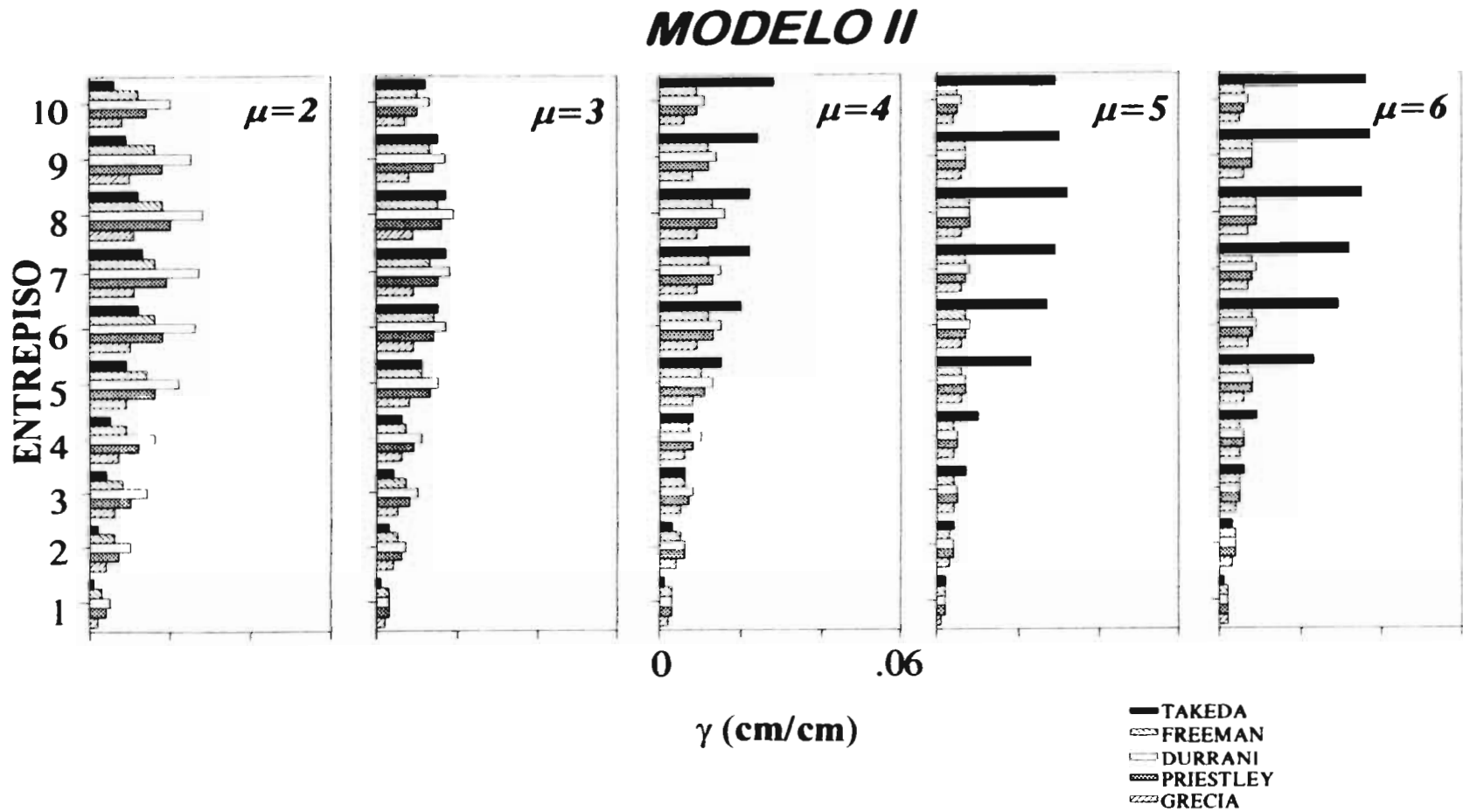


Figura 18. Comparación de las distorsiones angulares (γ) de entrepiso para el modelo II, considerando el amortiguamiento equivalente adicional. Modelo inelástico y modelos elásticos de acuerdo a los criterios de Freeman, Durrani, Priestley y el código Griego

MODELO III

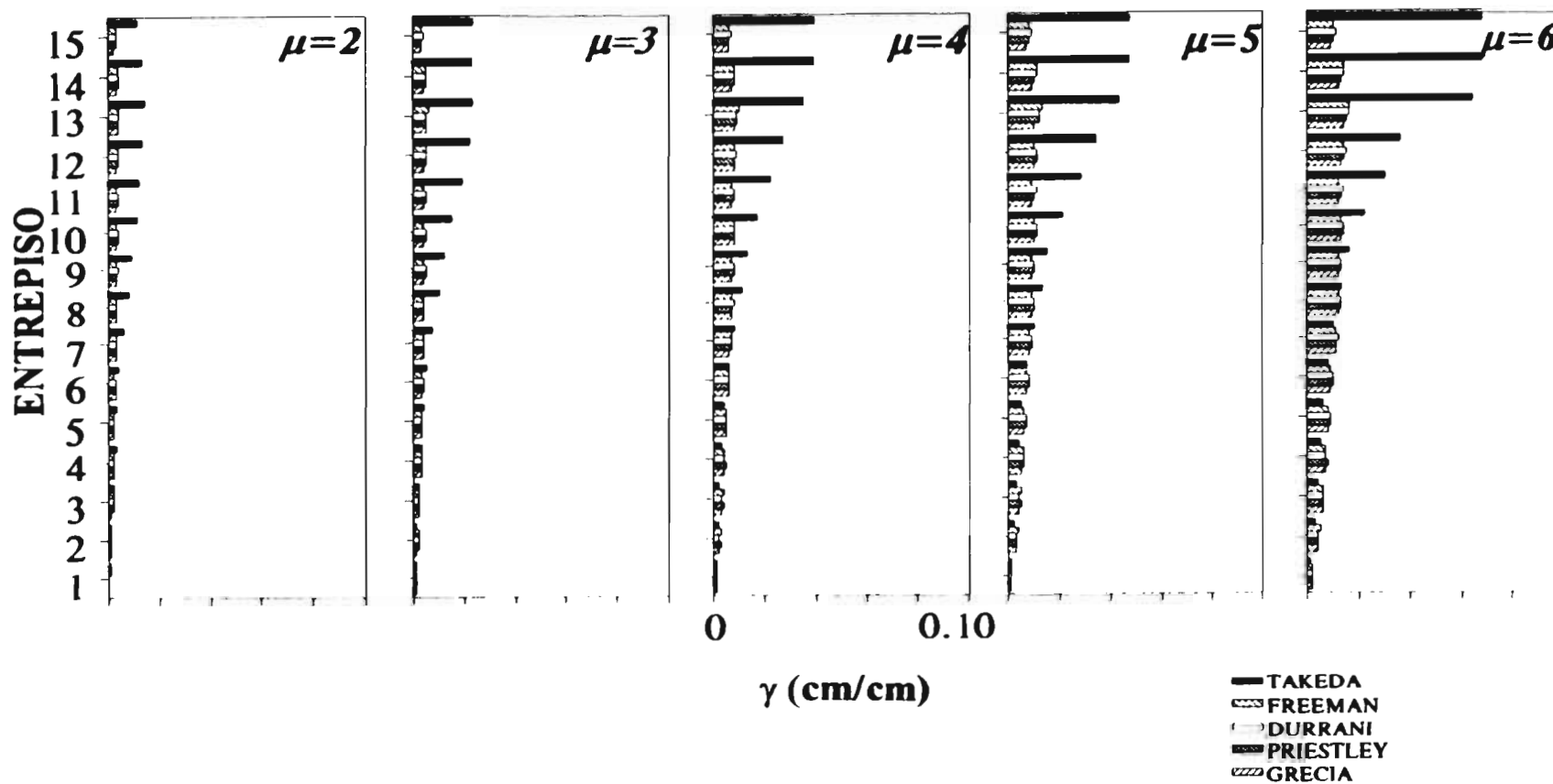


Figura 19. Comparación de las distorsiones angulares (γ) de entrepiso para el modelo III, considerando el amortiguamiento equivalente adicional. Modelo inelástico y modelos elásticos de acuerdo a los criterios de Freeman, Durrani, Priestley y el código Griego

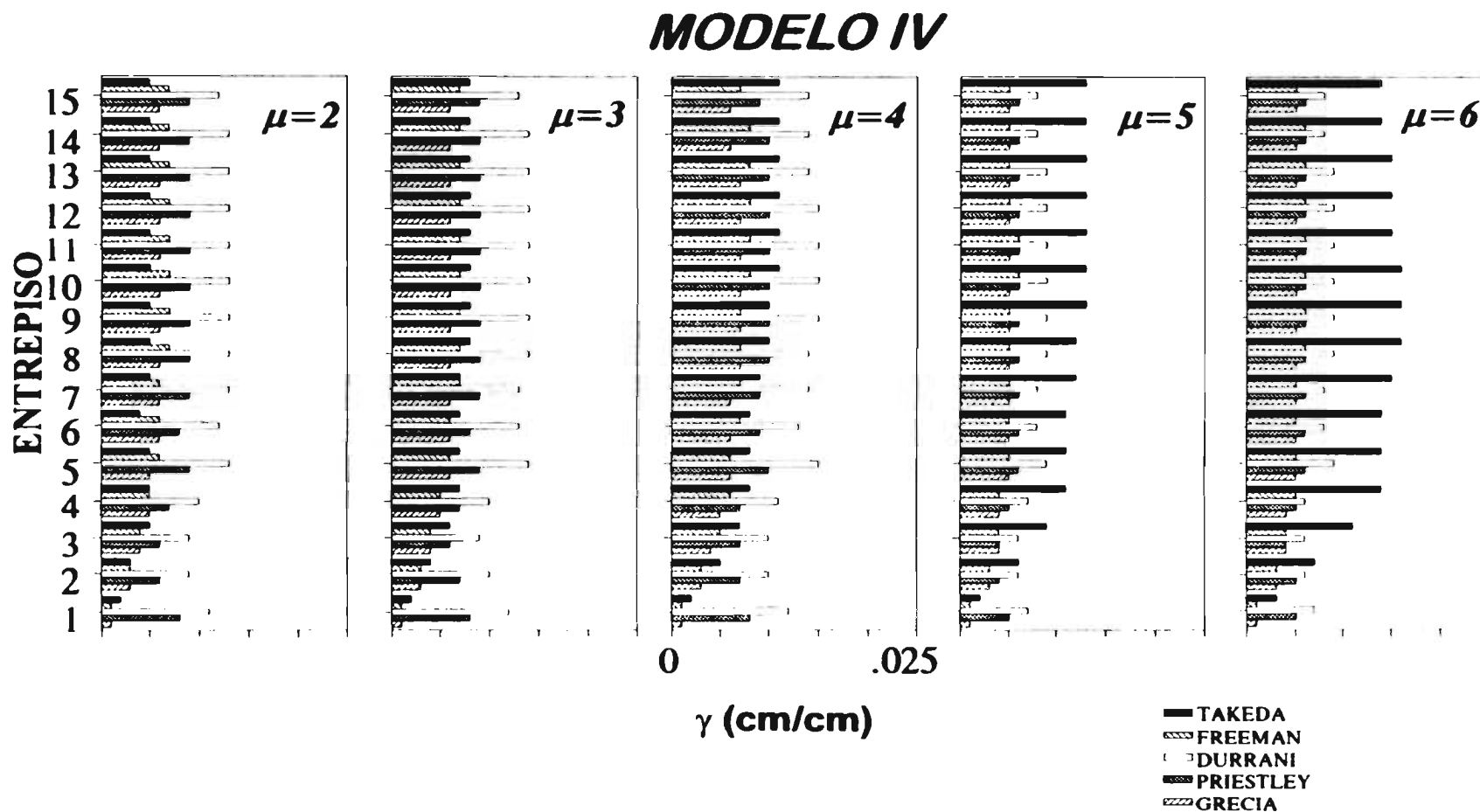


Figura 20. Comparación de las distorsiones angulares (γ) de entrepiso para el modelo IV, considerando el amortiguamiento equivalente adicional. Modelo inelástico y modelos elásticos de acuerdo a los criterios de Freeman, Durrani, Priestley y el código Griego

MODELO I

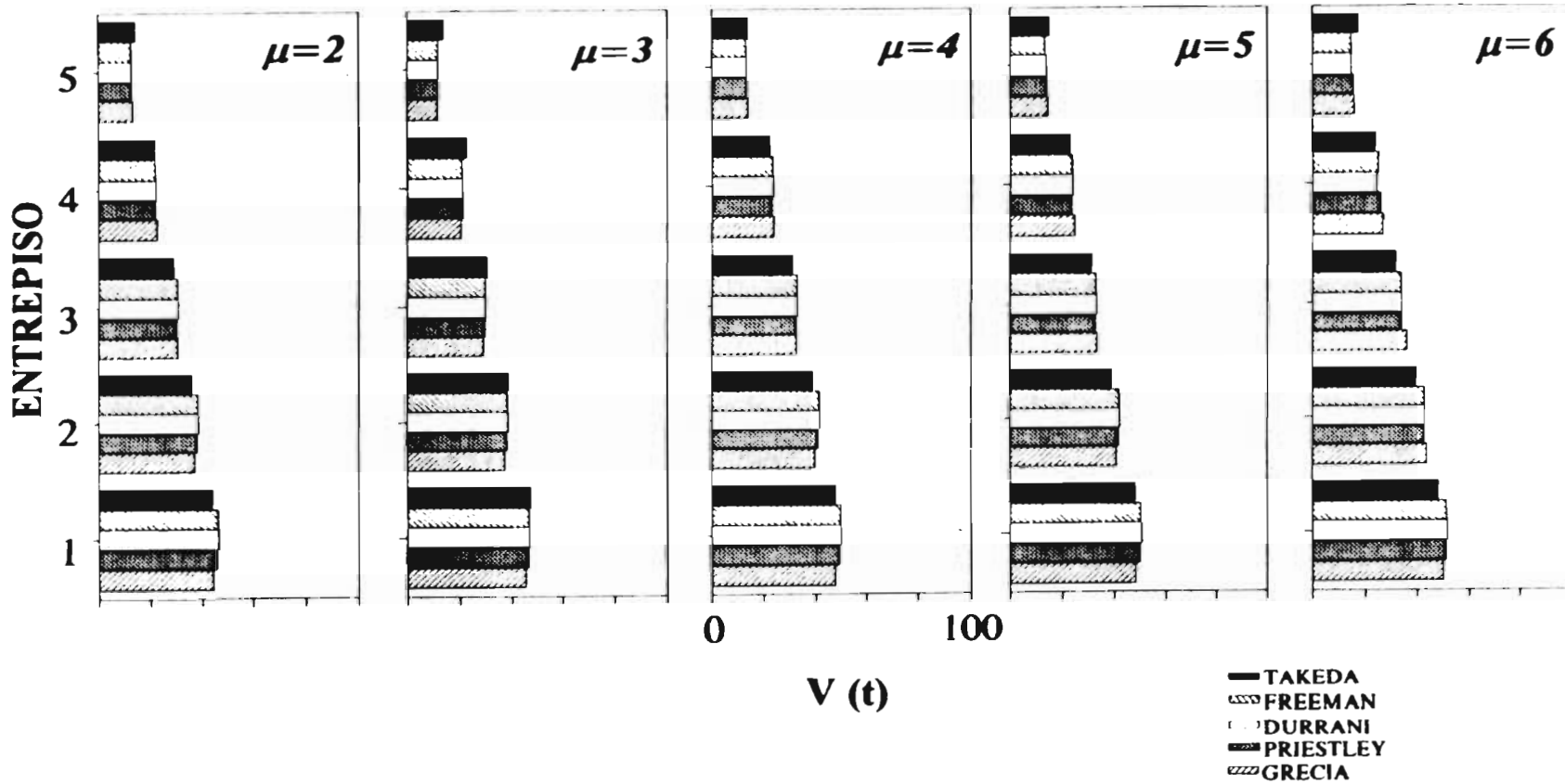


Figura 21. Comparación de cortantes (V) de entrepiso para el modelo I, considerando el amortiguamiento equivalente adicional. Modelo inelástico y modelos elásticos de acuerdo a los criterios de Freeman, Durrani, Priestley y el código Griego

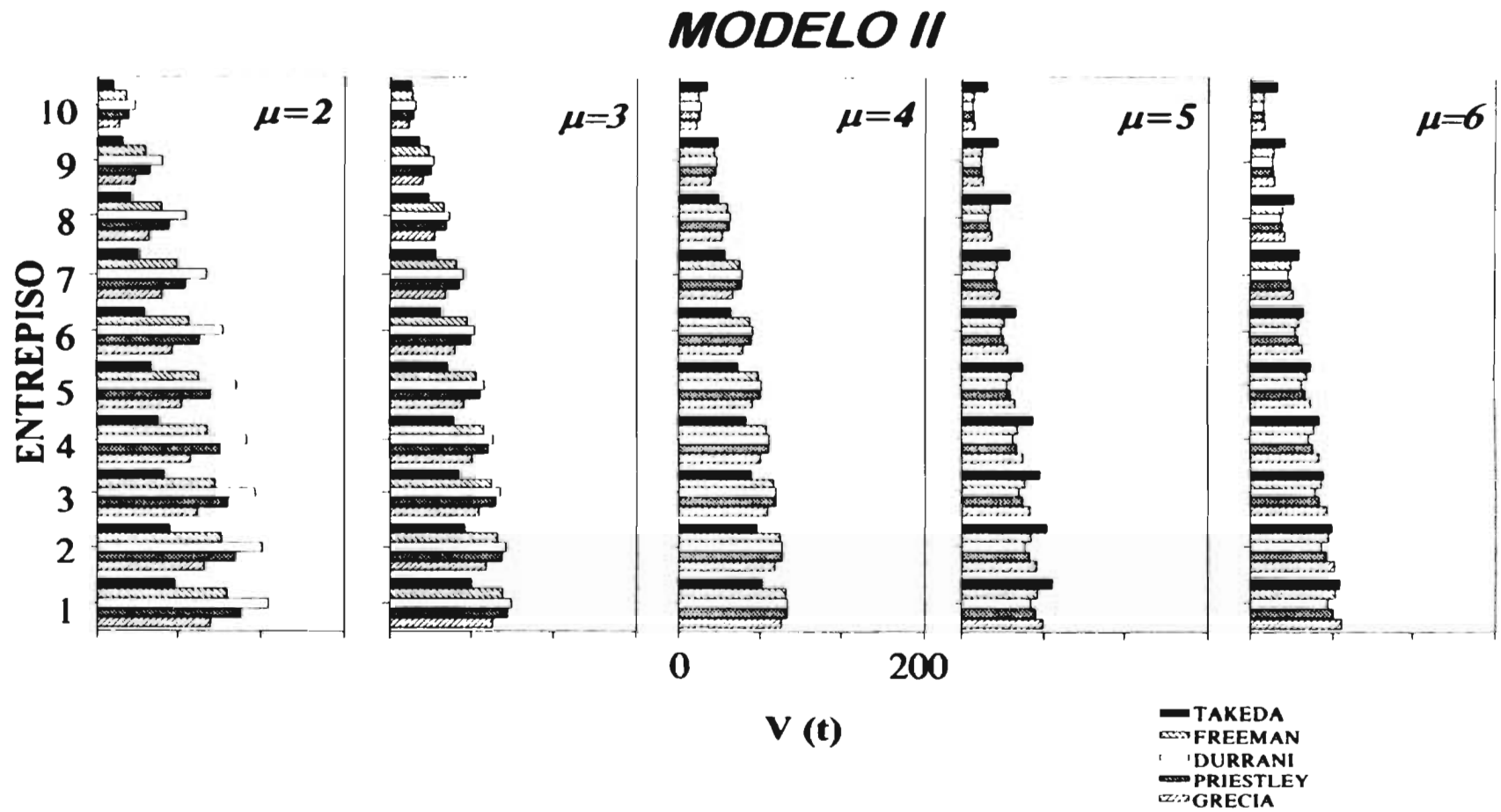


Figura 22. Comparación de cortantes (V) de entrepiso para el modelo II, considerando el amortiguamiento equivalente adicional. Modelo inelástico y modelos elásticos de acuerdo a los criterios de Freeman, Durrani, Priestley y el código Griego

MODELO III

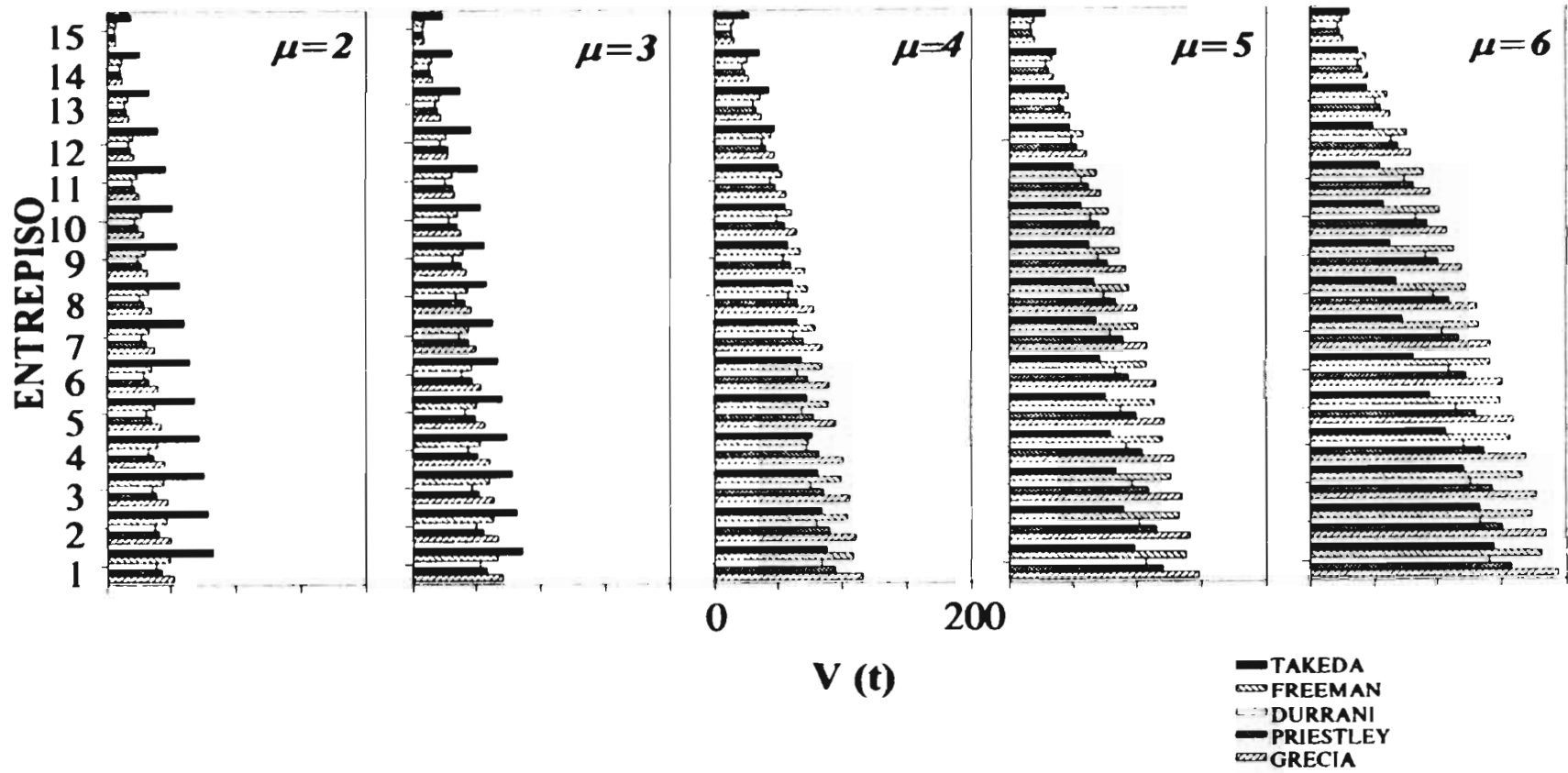


Figura 23. Comparación de cortantes (V) de entrepiso para el modelo III, considerando el amortiguamiento equivalente adicional. Modelo inelástico y modelos elásticos de acuerdo a los criterios de Freeman, Durrani, Priestley y el código Griego

MODELO IV

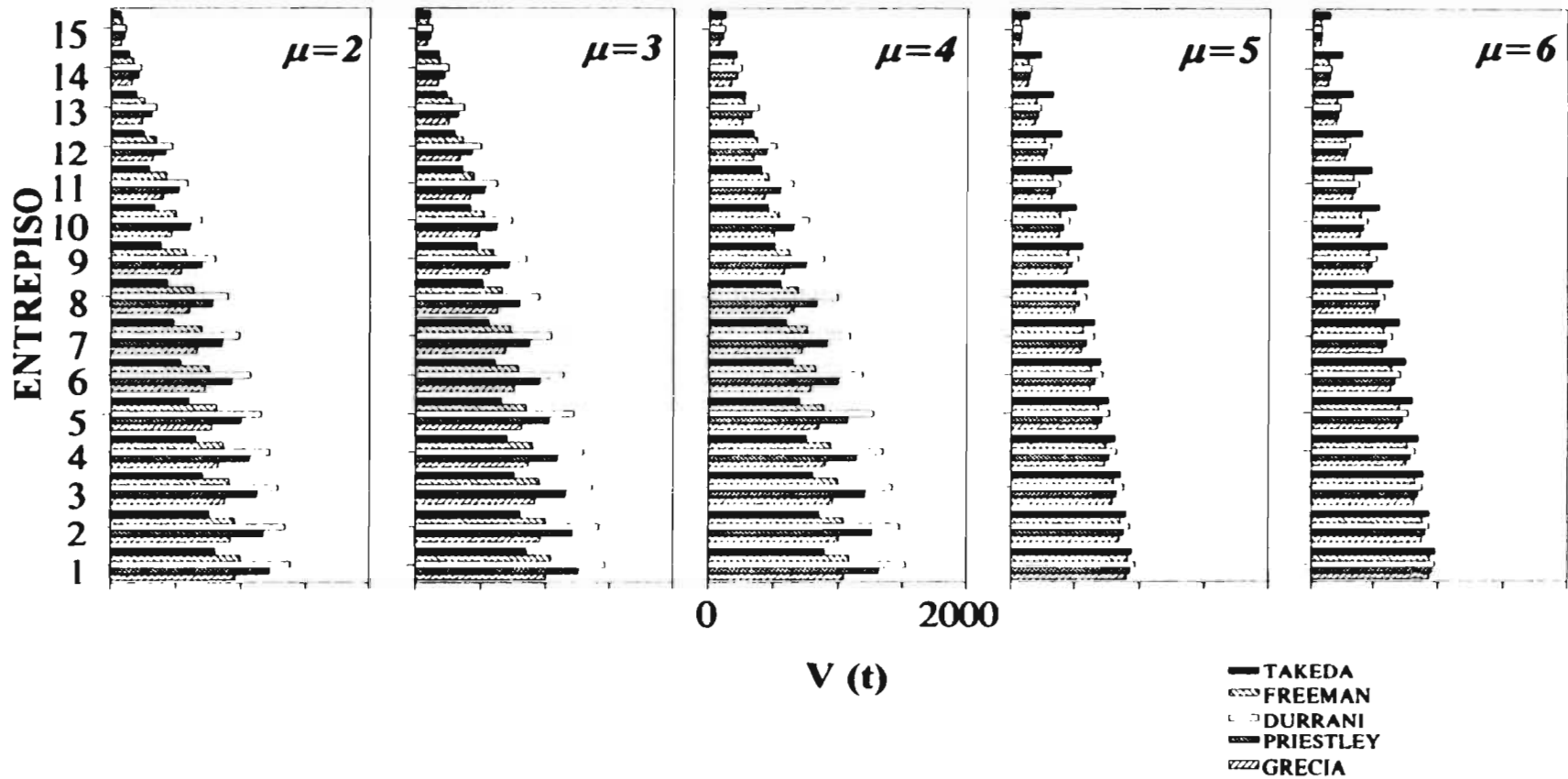


Figura 24. Comparación de cortantes (V) de entrepiso para el modelo IV, considerando el amortiguamiento equivalente adicional. Modelo inelástico y modelos elásticos de acuerdo a los criterios de Freeman, Durrani, Priestley y el código Griego

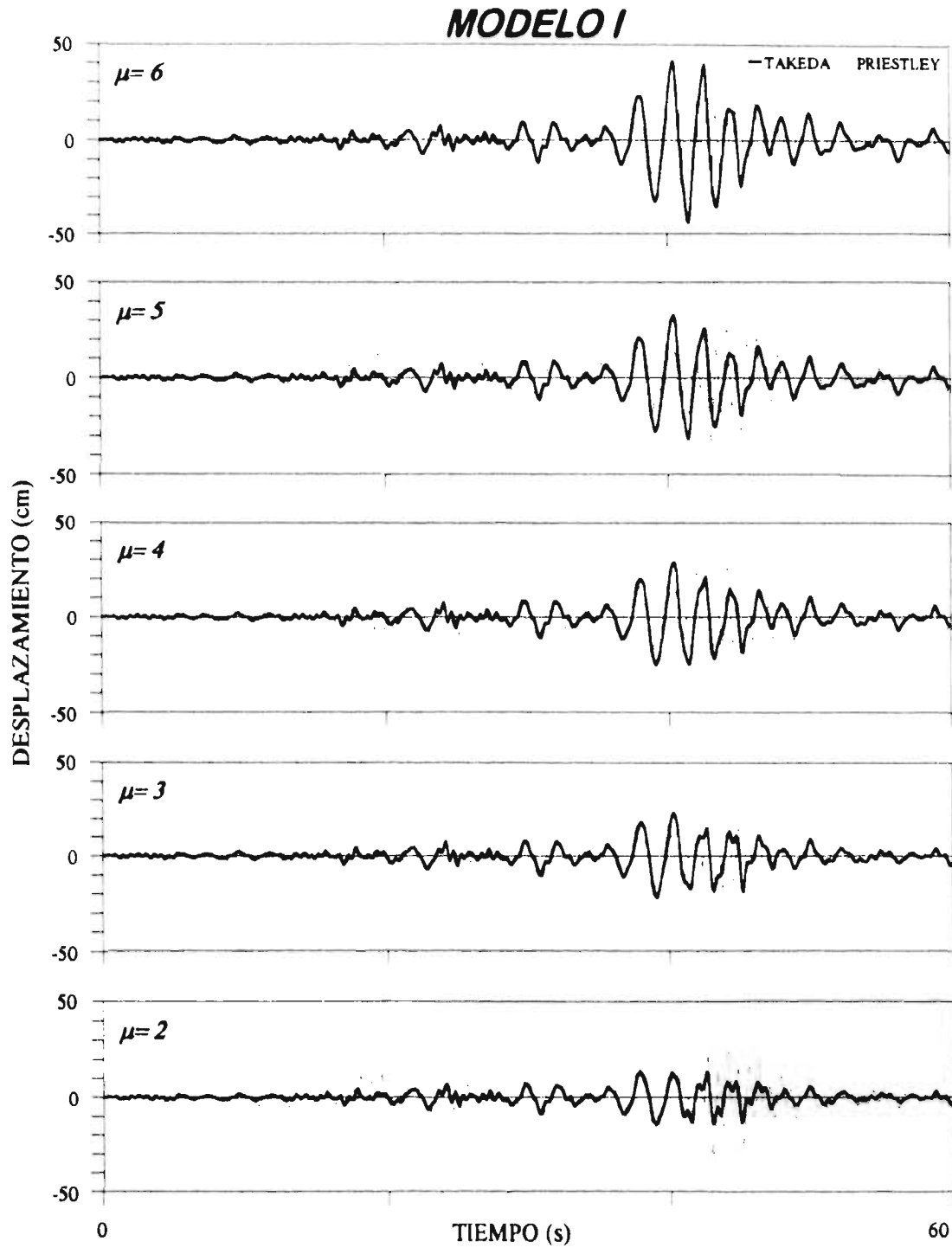


Figura 25. Comparación de la respuesta del modelo I inelástico y el modelo I elástico de acuerdo al criterio de Paulay-Priestley

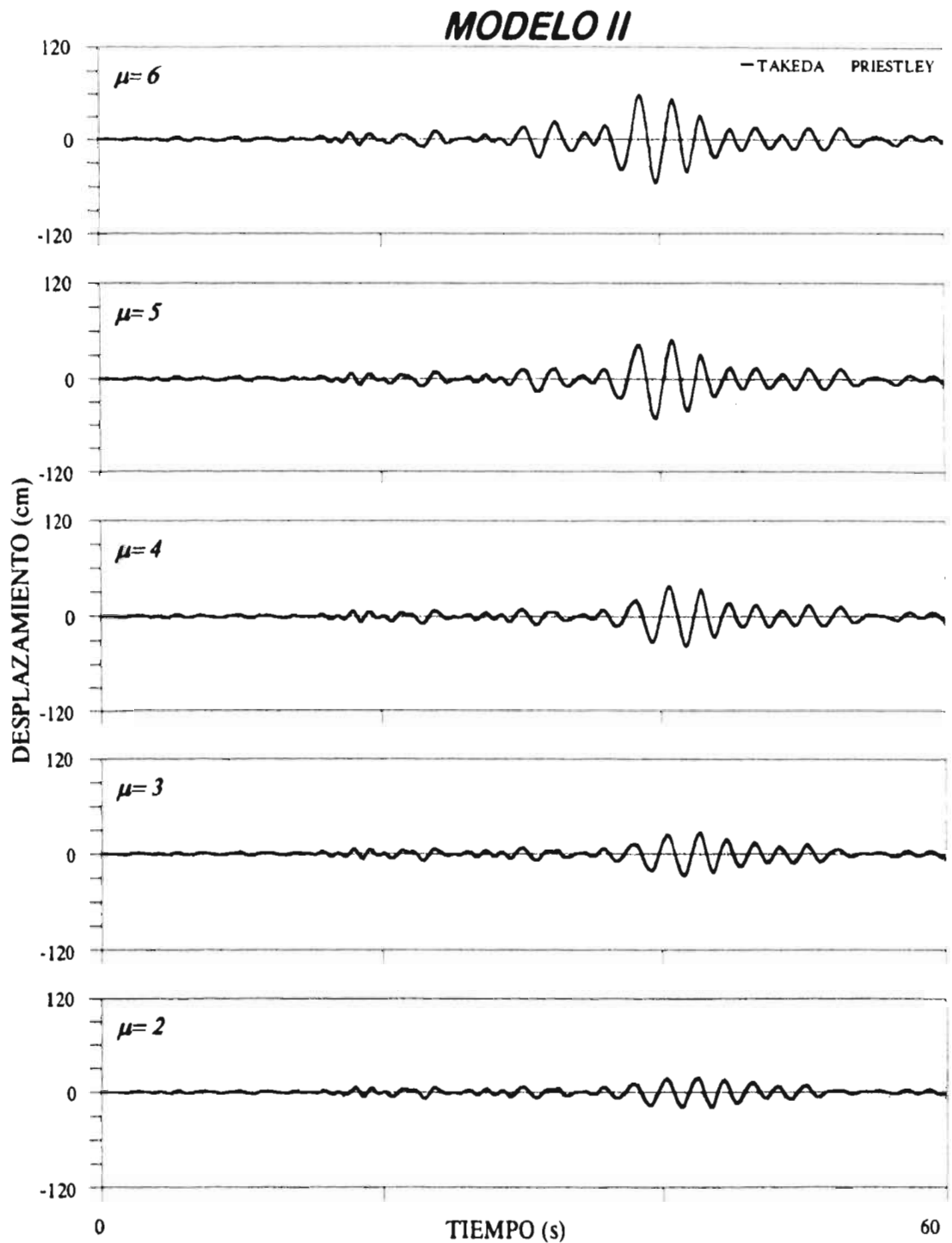


Figura 26. Comparación de la respuesta del modelo II inelástico y el modelo II elástico de acuerdo al criterio de Paulay-Priestley

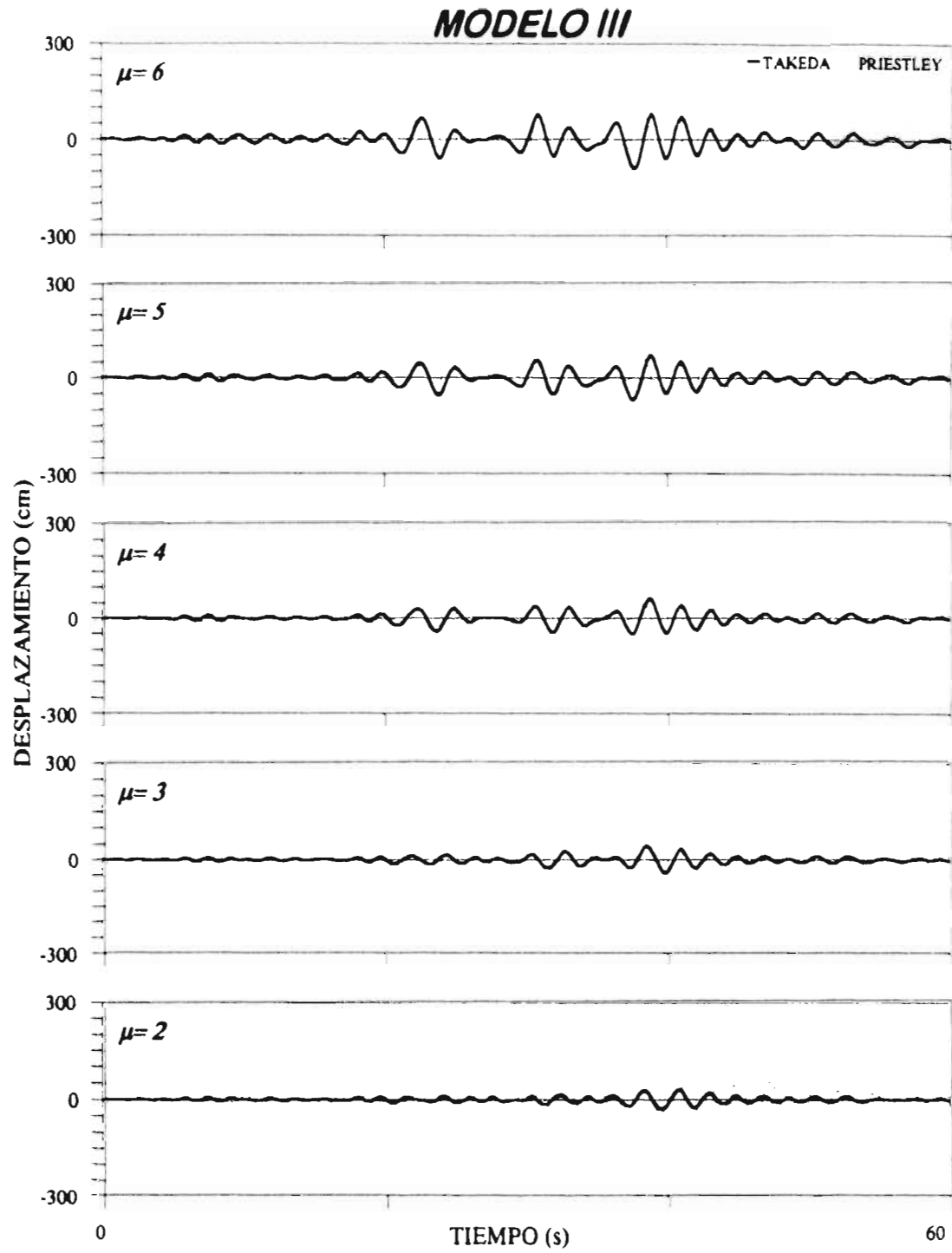


Figura 27. Comparación de la respuesta del modelo III inelástico y el modelo III elástico de acuerdo al criterio de Paulay-Priestley

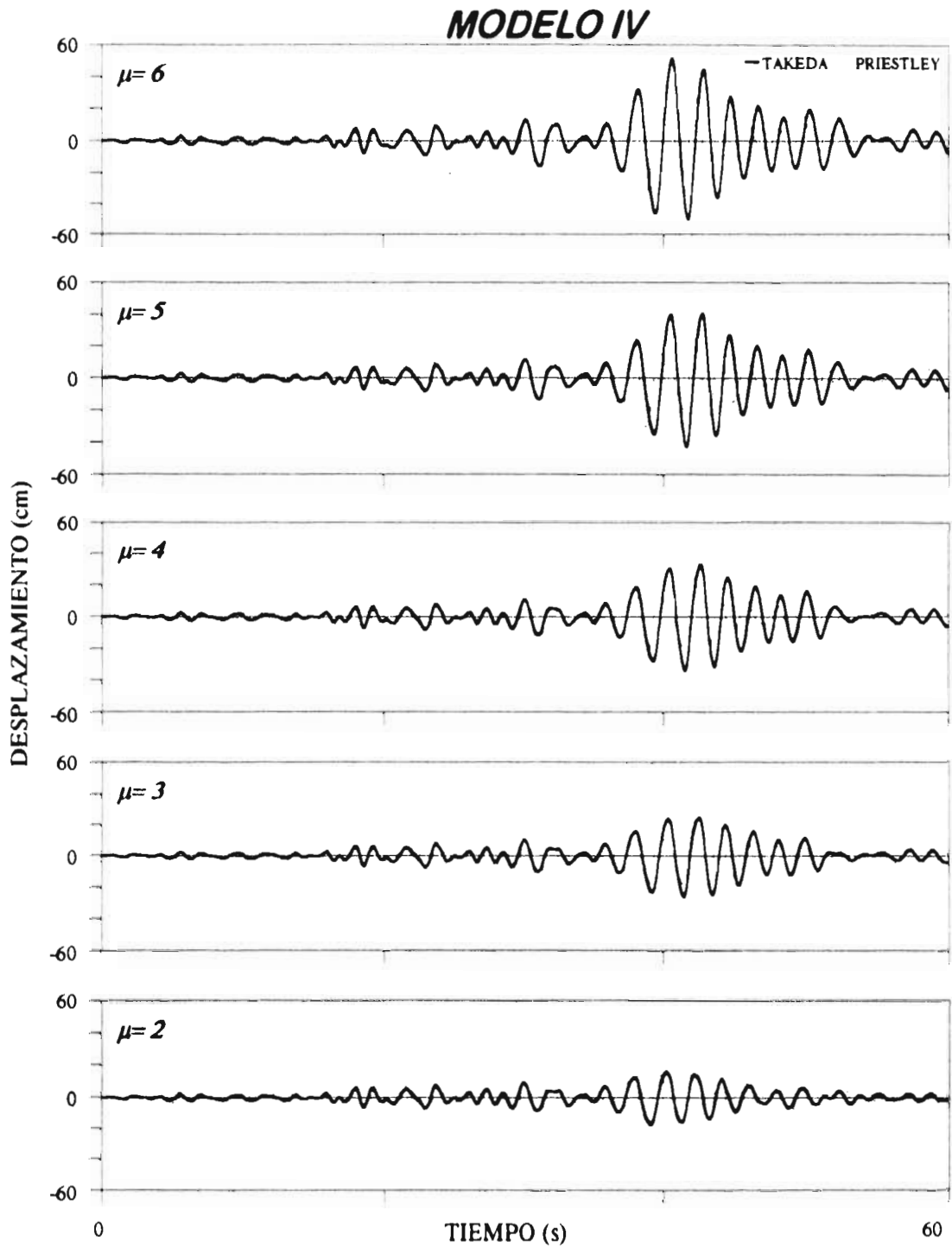


Figura 28. Comparación de la respuesta del modelo IV inelástico y el modelo IV elástico de acuerdo al criterio de Paulay-Priestley

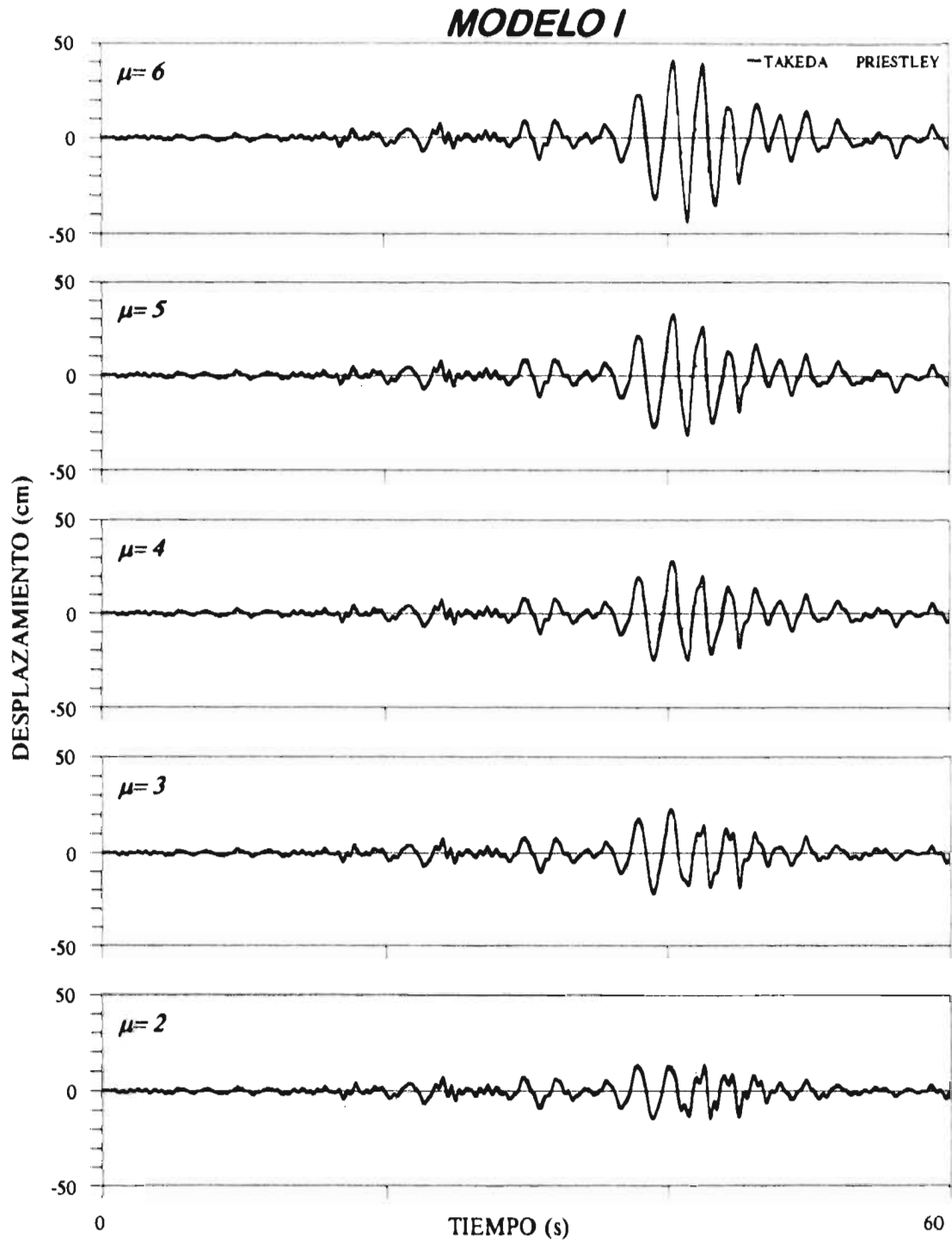


Figura 29. Comparación de la respuesta del modelo I inelástico y el modelo I elástico de acuerdo al criterio de Paulay-Priestley. Considerando el amortiguamiento adicional por comportamiento inelástico

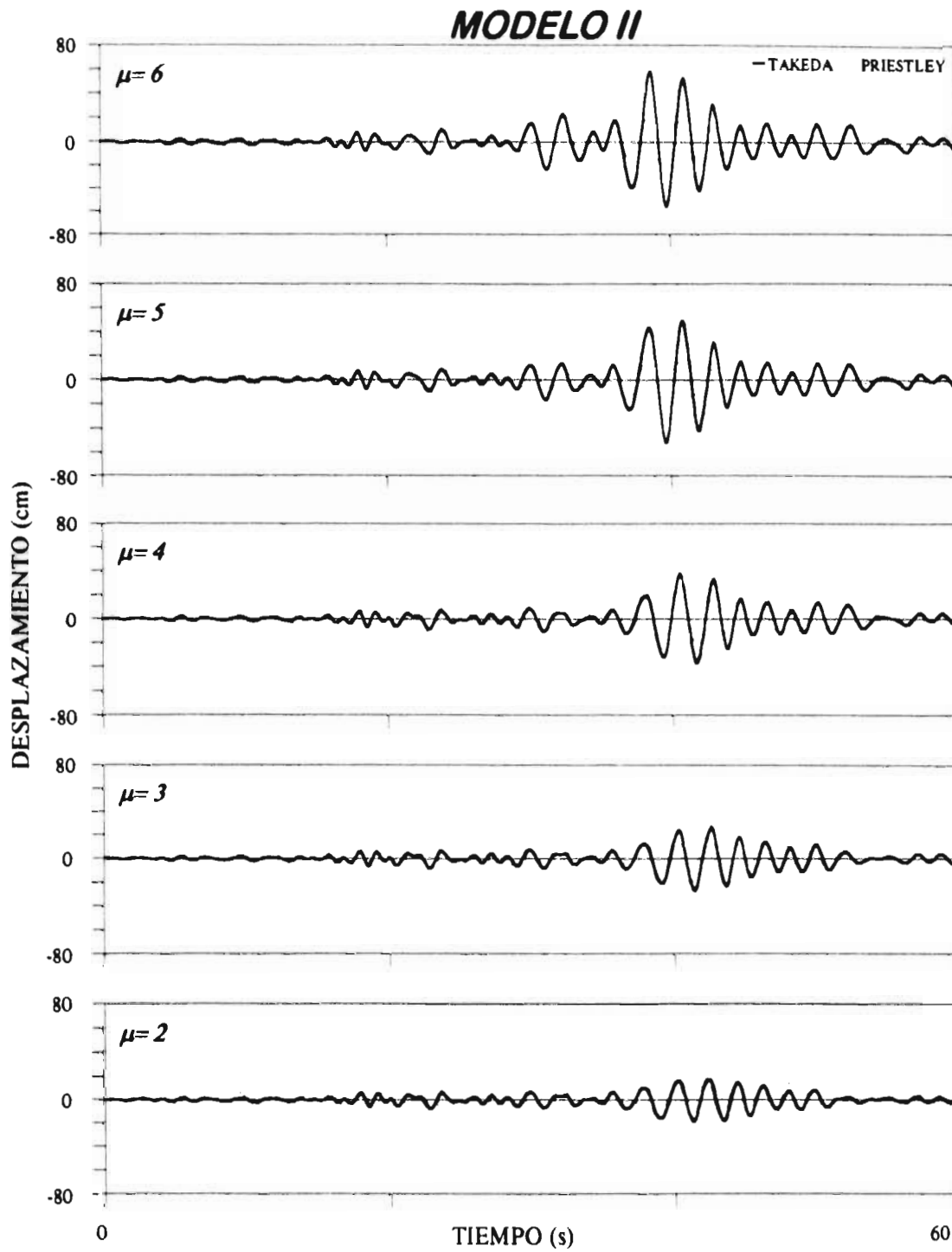


Figura 30. Comparación de la respuesta del modelo II inelástico y el modelo II elástico de acuerdo al criterio de Paulay-Priestley. Considerando el amortiguamiento adicional por comportamiento inelástico

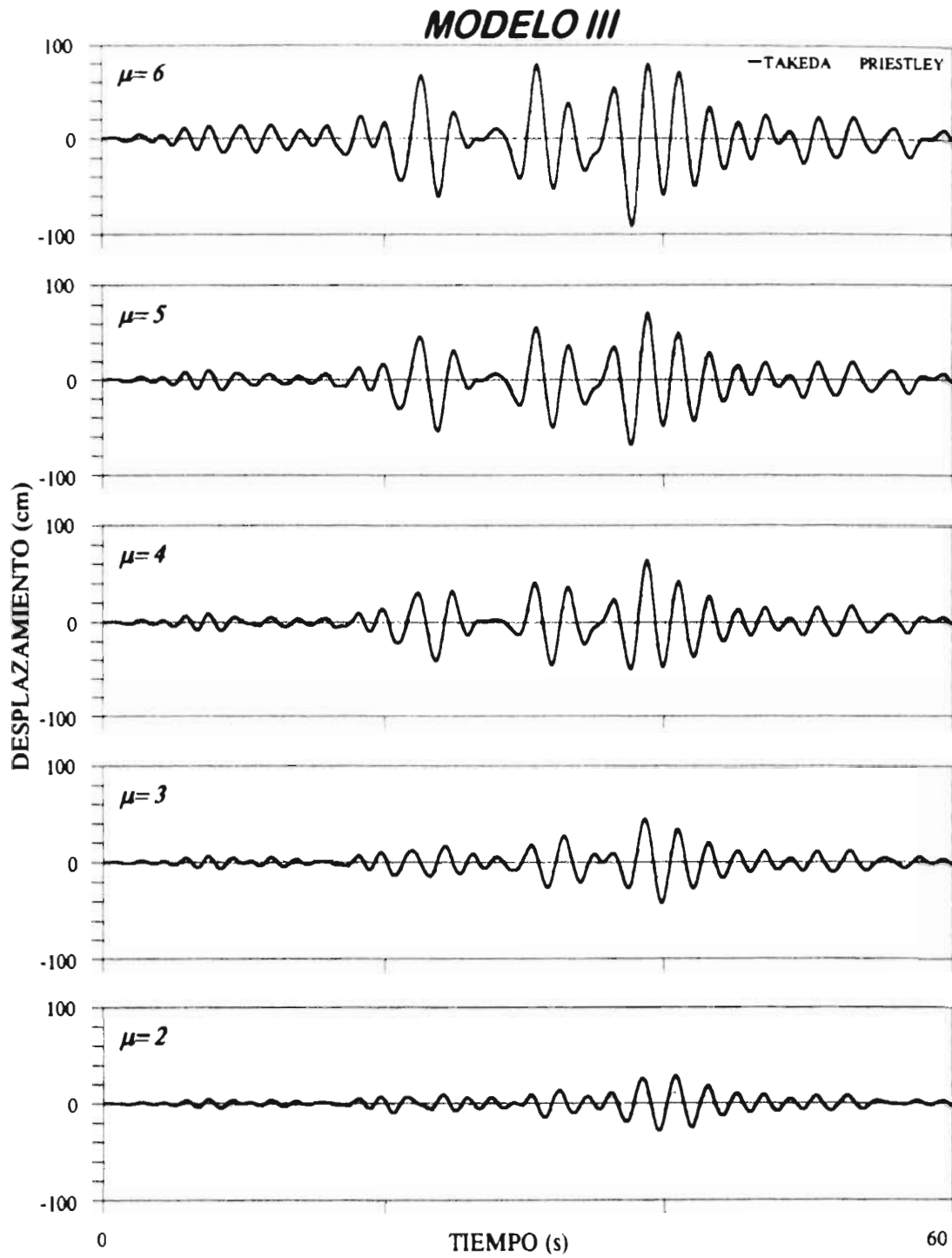


Figura 31. Comparación de la respuesta del modelo III inelástico y el modelo III elástico de acuerdo al criterio de Paulay-Priestley. Considerando el amortiguamiento adicional por comportamiento inelástico

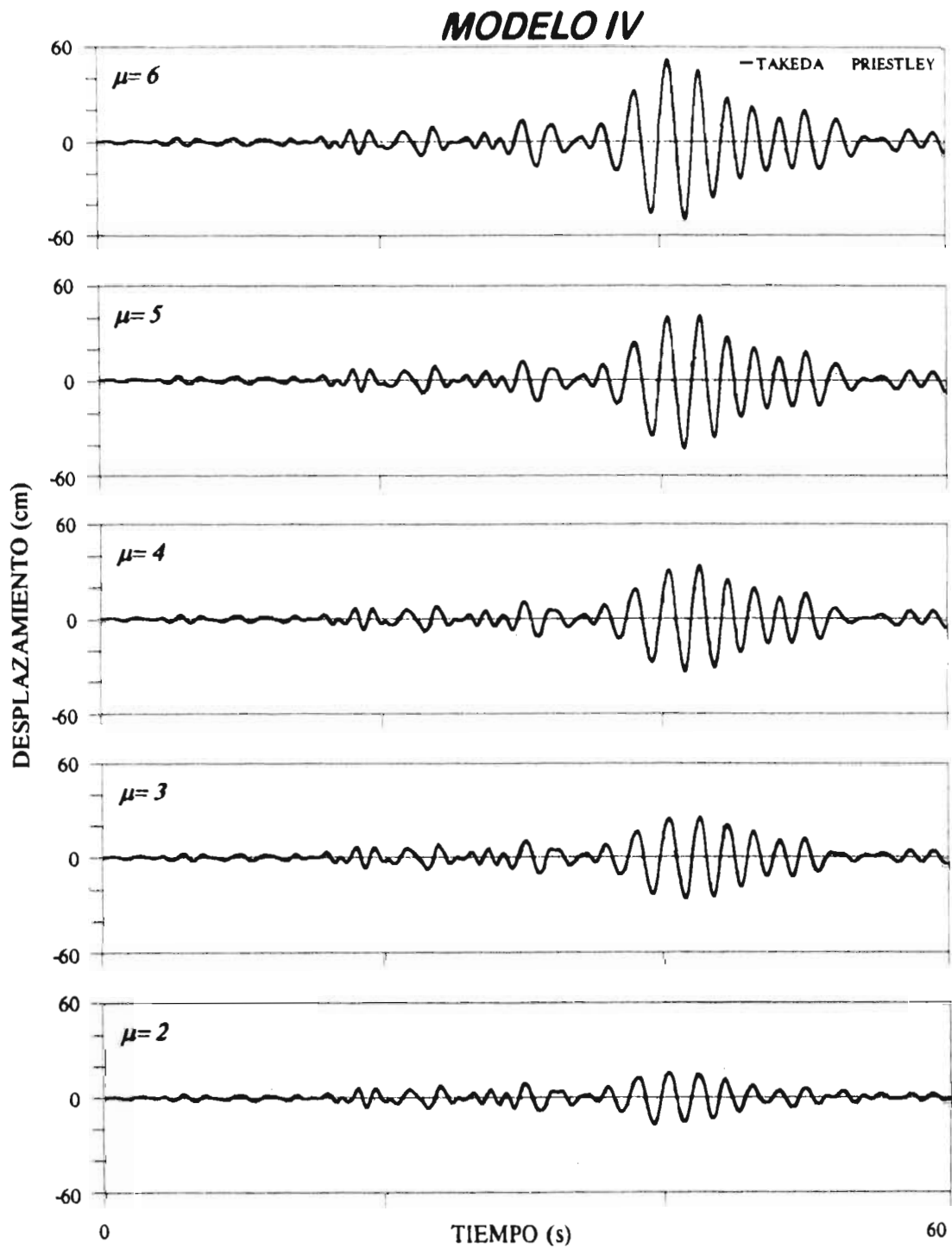


Figura 32. Comparación de la respuesta del modelo IV inelástico y el modelo IV elástico de acuerdo al criterio de Paulay-Priestley. Considerando el amortiguamiento adicional por comportamiento inelástico

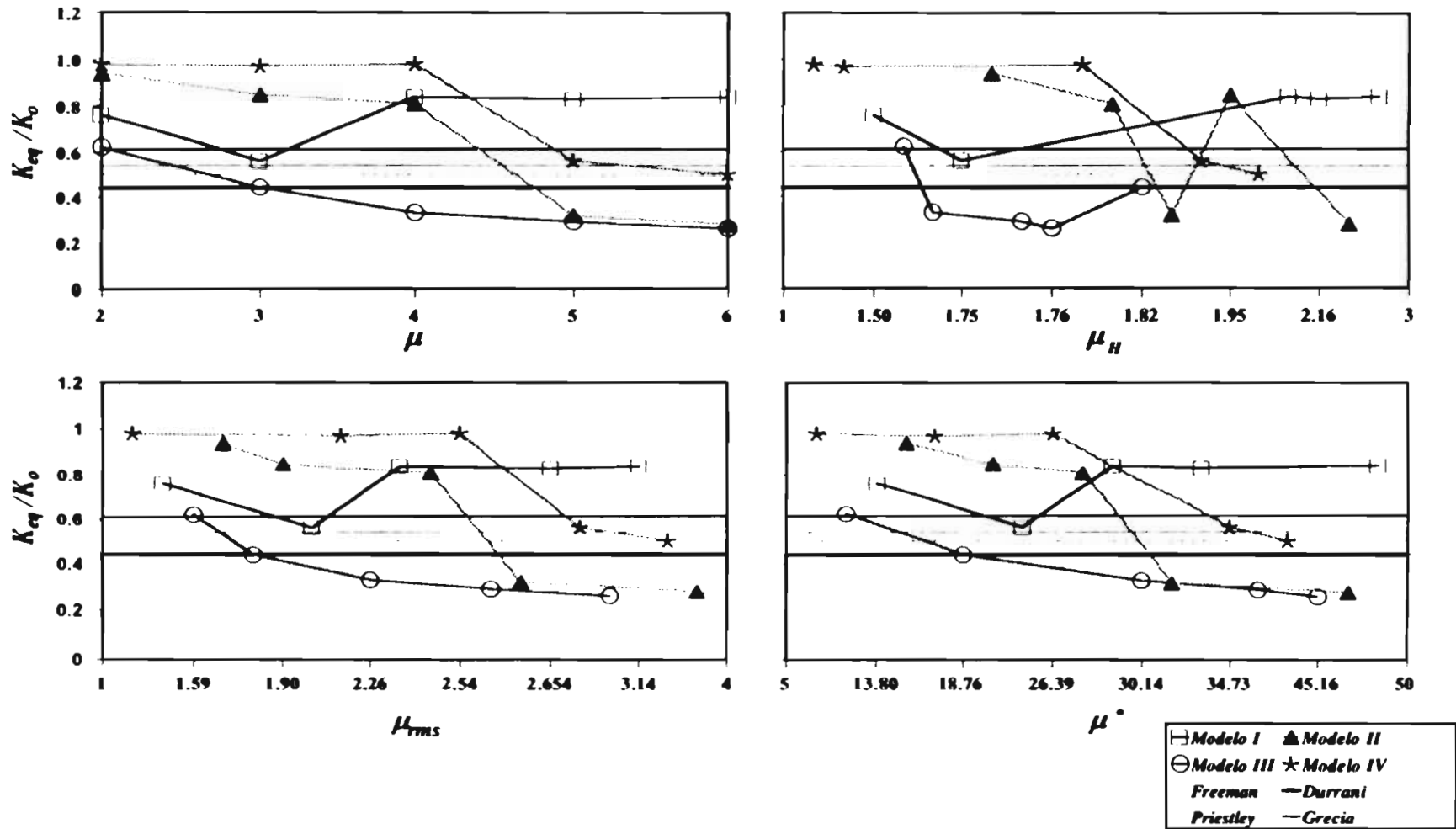


Figura 33. Relación entre los índices de ductilidad global (μ), ductilidad en rms (μ_{rms}), ductilidad de desplazamiento cíclico (μ^*) y ductilidad equivalente (μ_H) con respecto al cociente de rigidez equivalente y rigidez inicial (K_e/K_0)

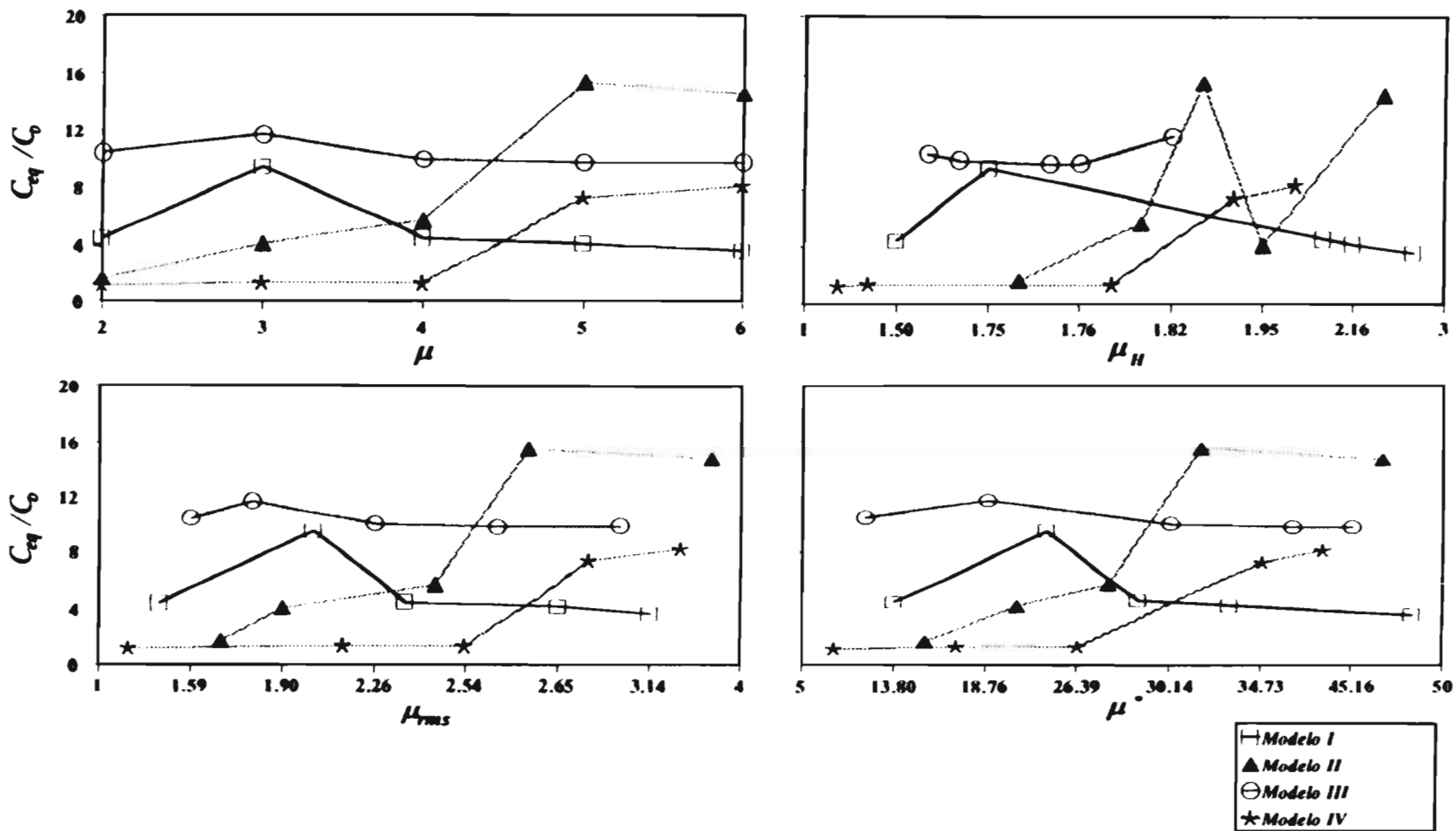


Figura 34. Relación entre los índices de ductilidad global (μ), ductilidad en rms (μ_{rms}), ductilidad de desplazamiento cíclico (μ^*) y ductilidad equivalente (μ_H) con respecto al cociente de amortiguamiento equivalente y amortiguamiento inicial (C_e/C_0)

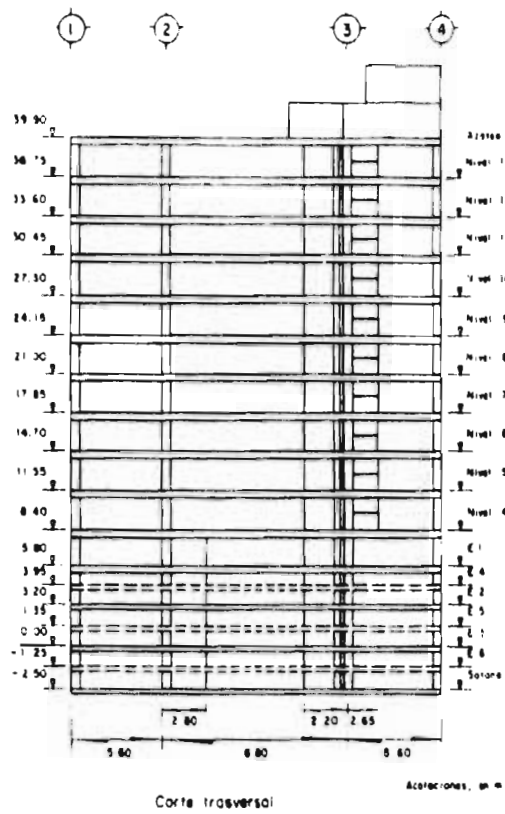


Figura 36. Elevación del edificio. Dirección T

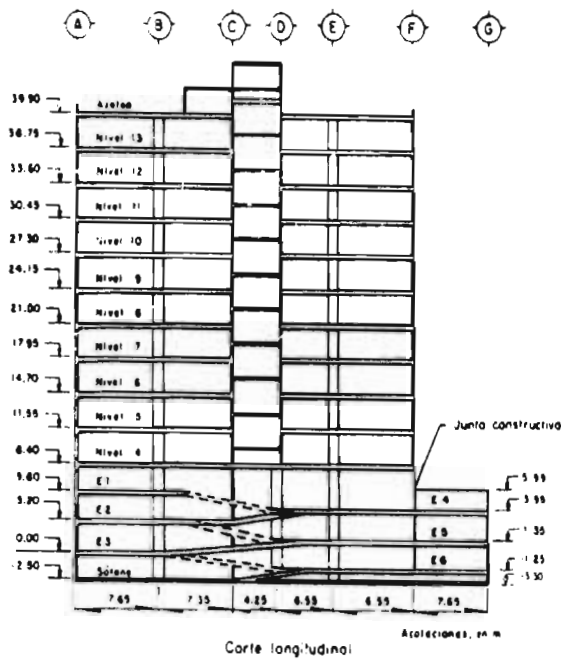


Figura 37. Elevación del edificio. Dirección L

INSTRUMENTACIÓN EDIFICIO REAL

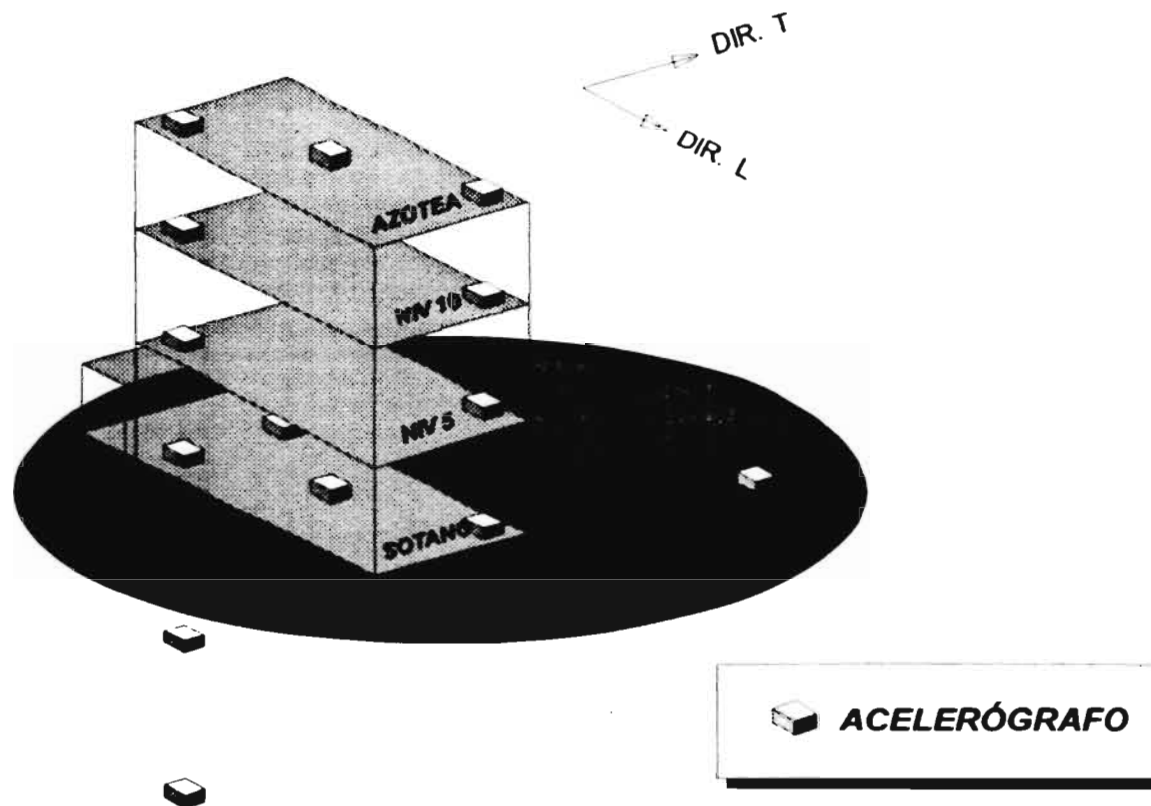


Figura 38 . Instrumentación sísmica del edificio real

DIRECCIÓN T

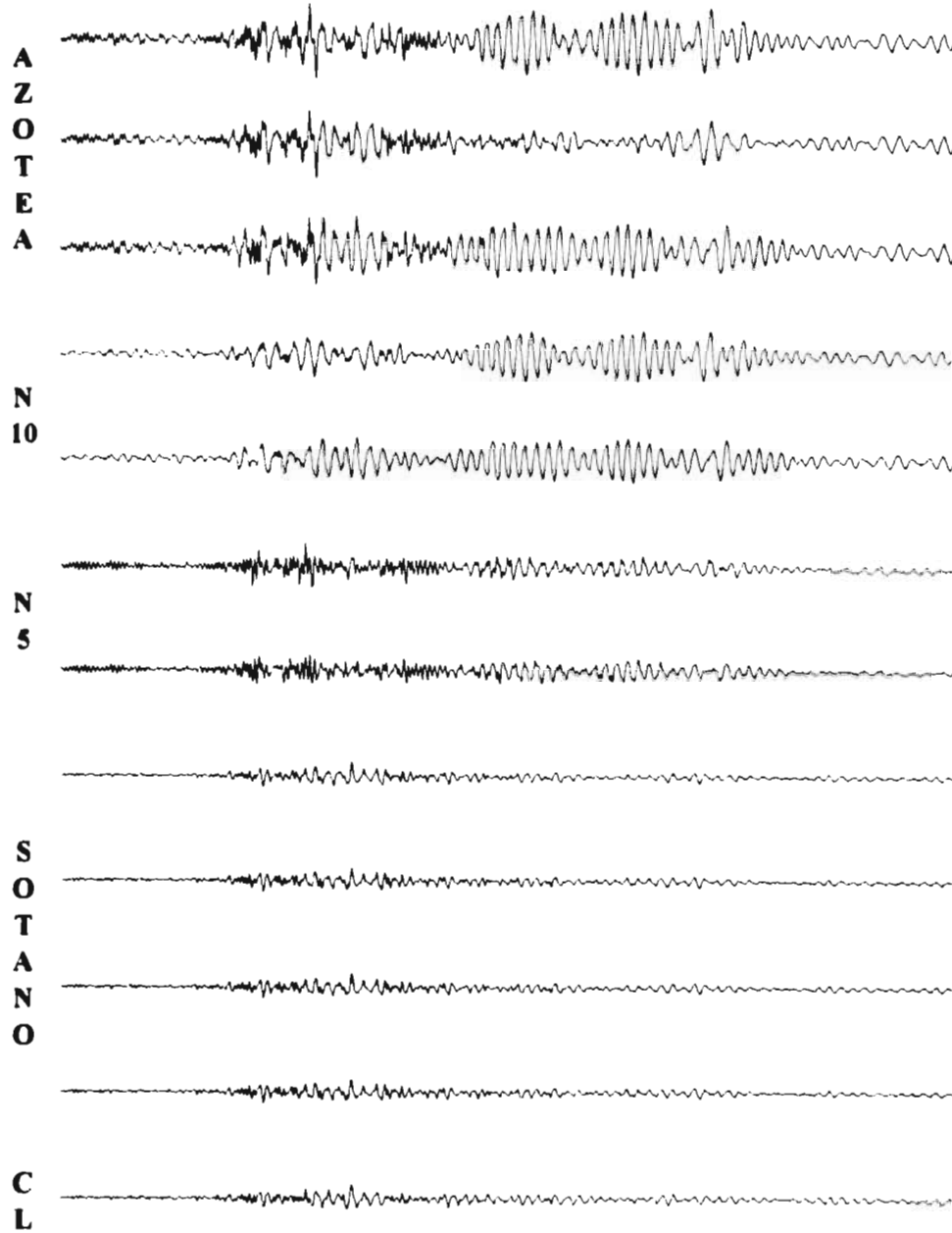


Figura 39. Acelerogramas registrados en el edificio real durante el sismo 5. Dirección T

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

DIRECCIÓN L

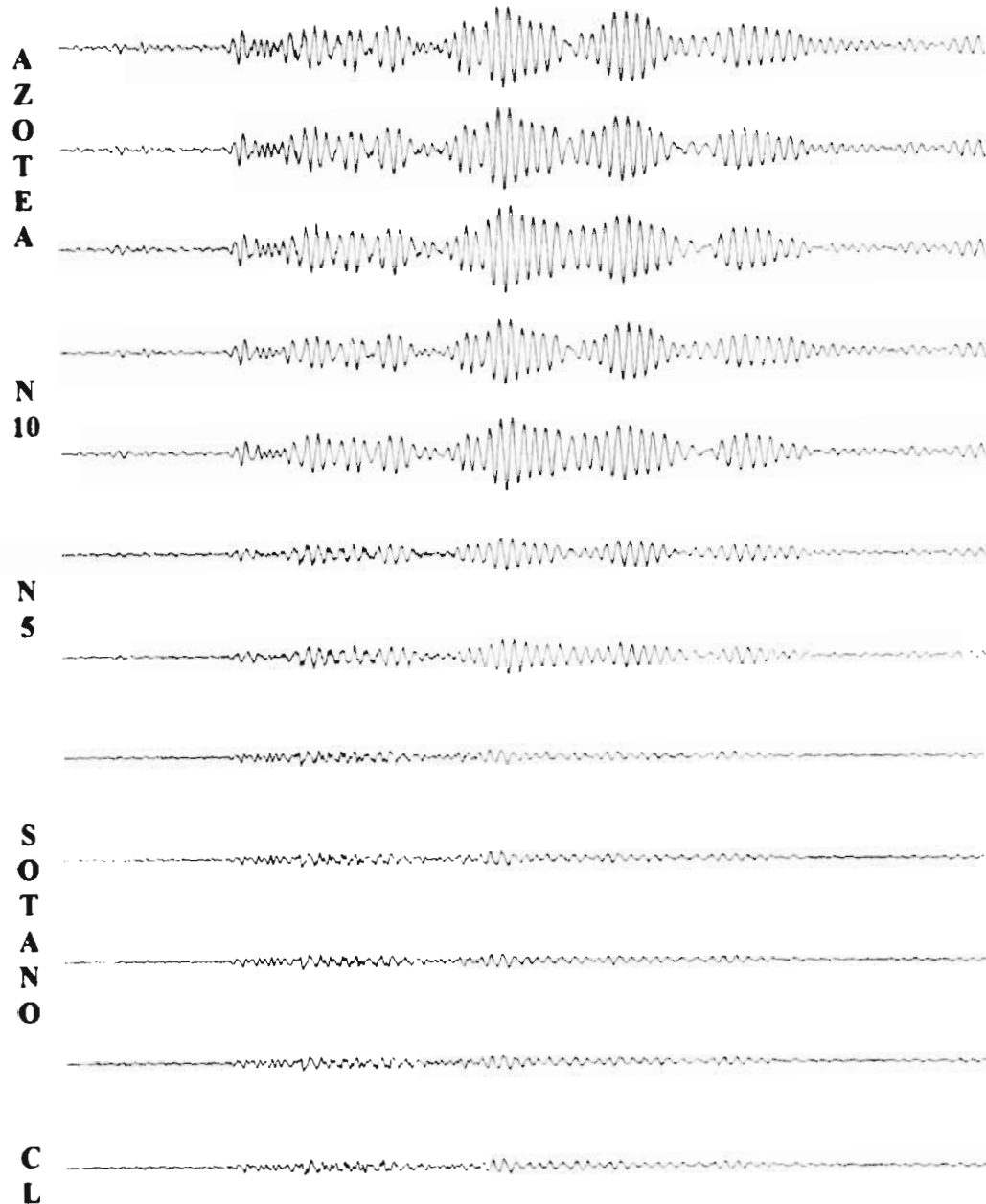


Figura 40. Acelerogramas registrados en el edificio real durante el sismo 5. Dirección L

FUNCIONES DE TRASFERENCIA

Dirección T

Dirección L

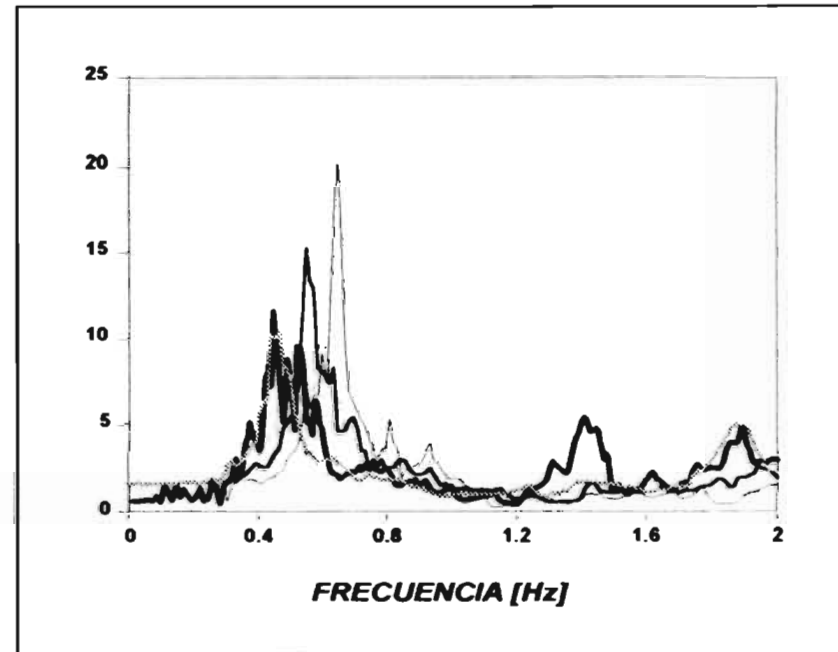
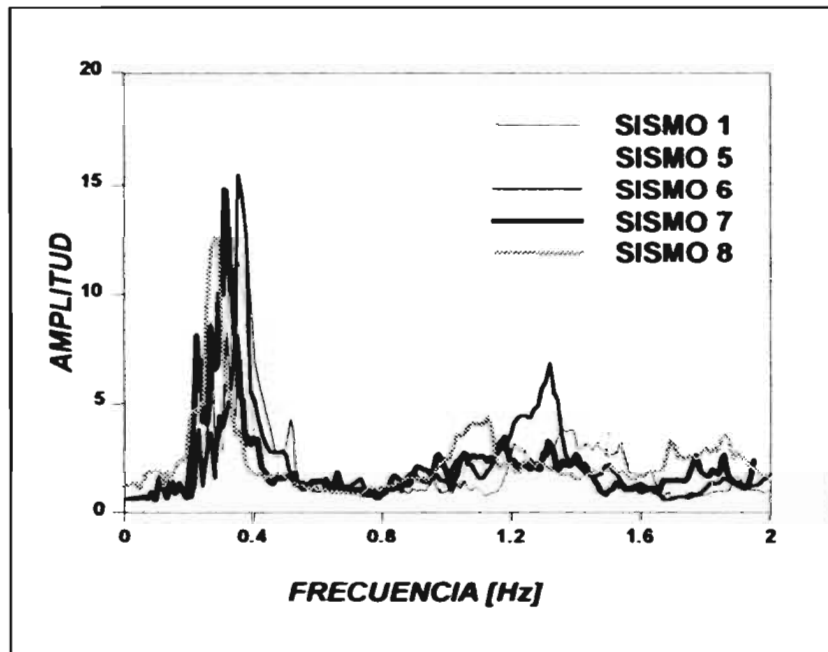


Figura 41. Funciones de transferencia obtenidas del análisis no paramétrico

SISMO 5

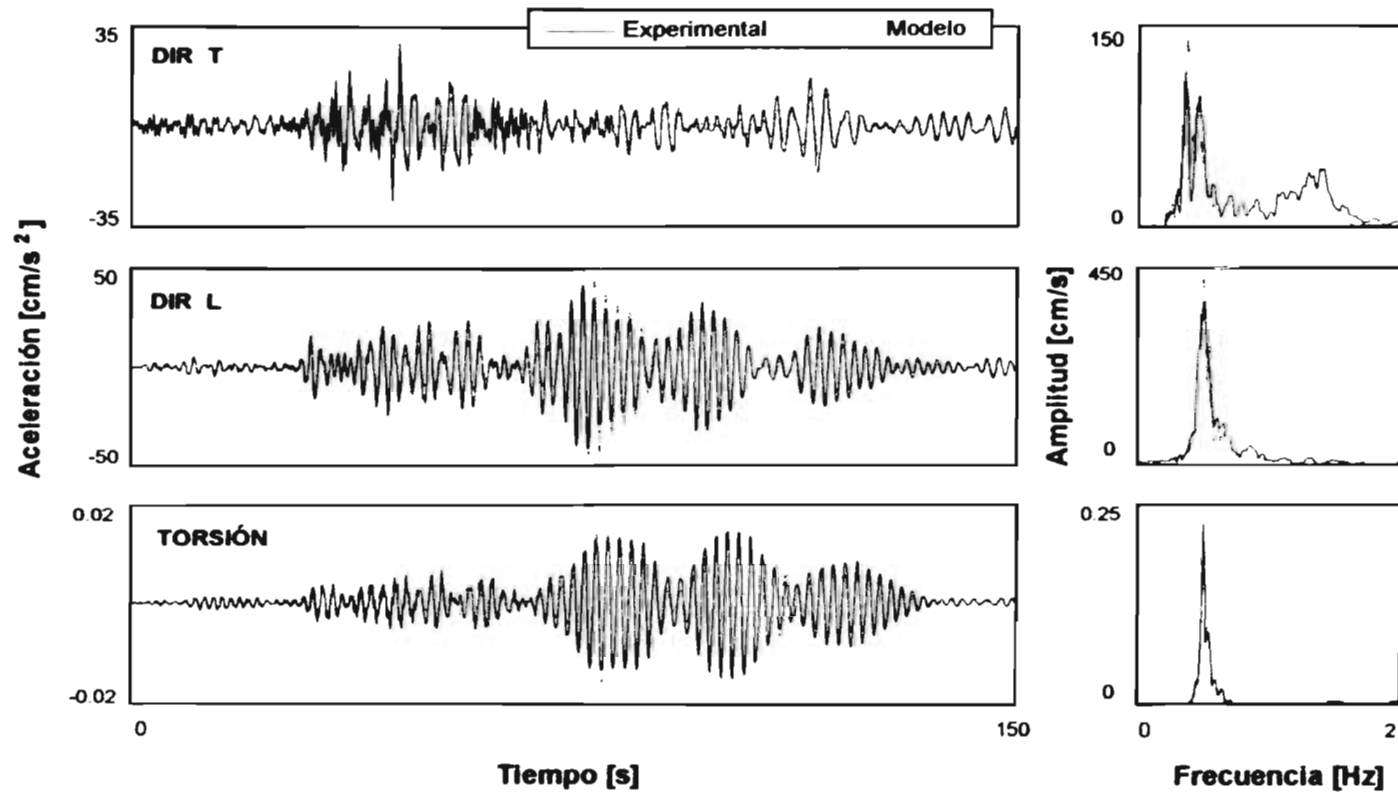


Figura 42. Comparación de la respuesta real en el dominio del tiempo y la frecuencia con la respuesta del modelo de identificación utilizado (tres grados de libertad tridimensional), para las tres direcciones de análisis consideradas

DIRECCIÓN T

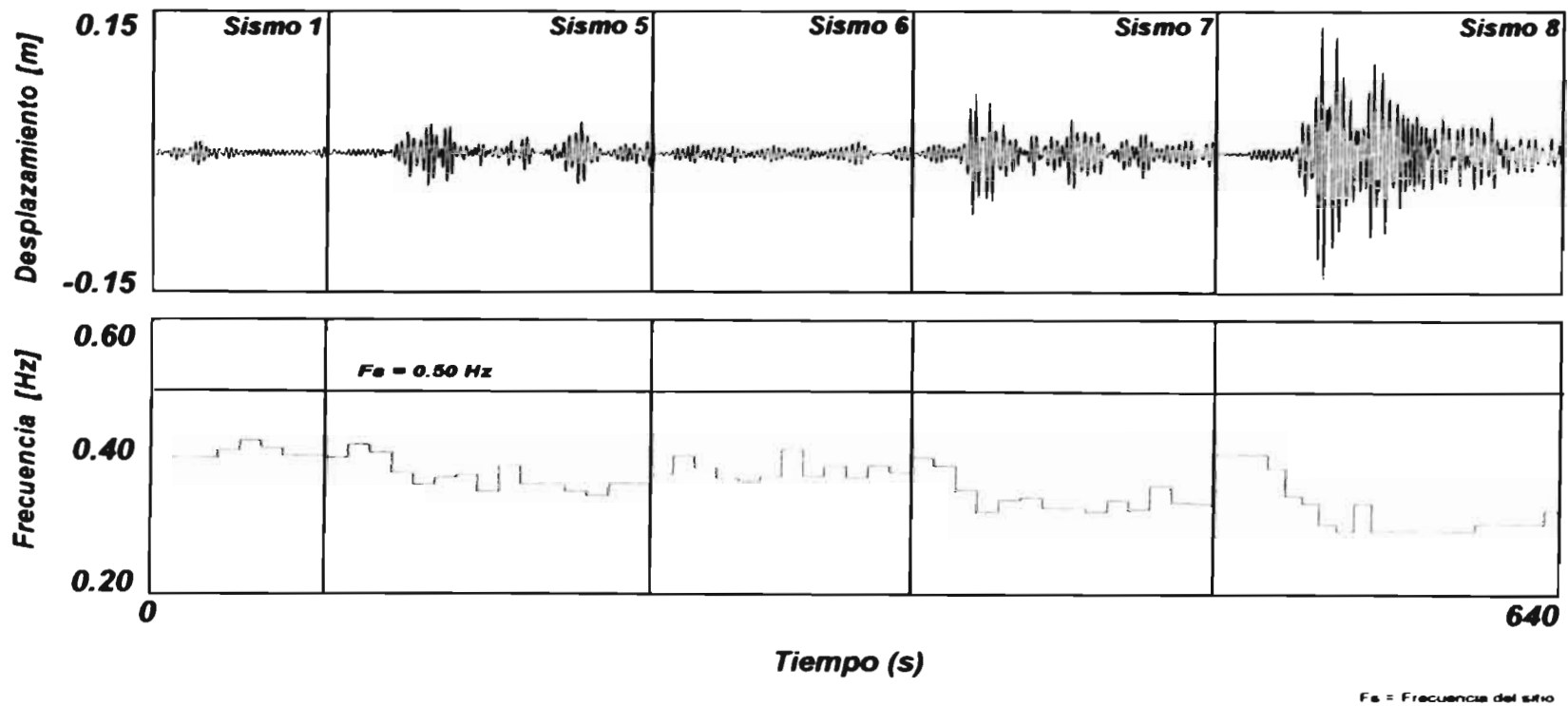
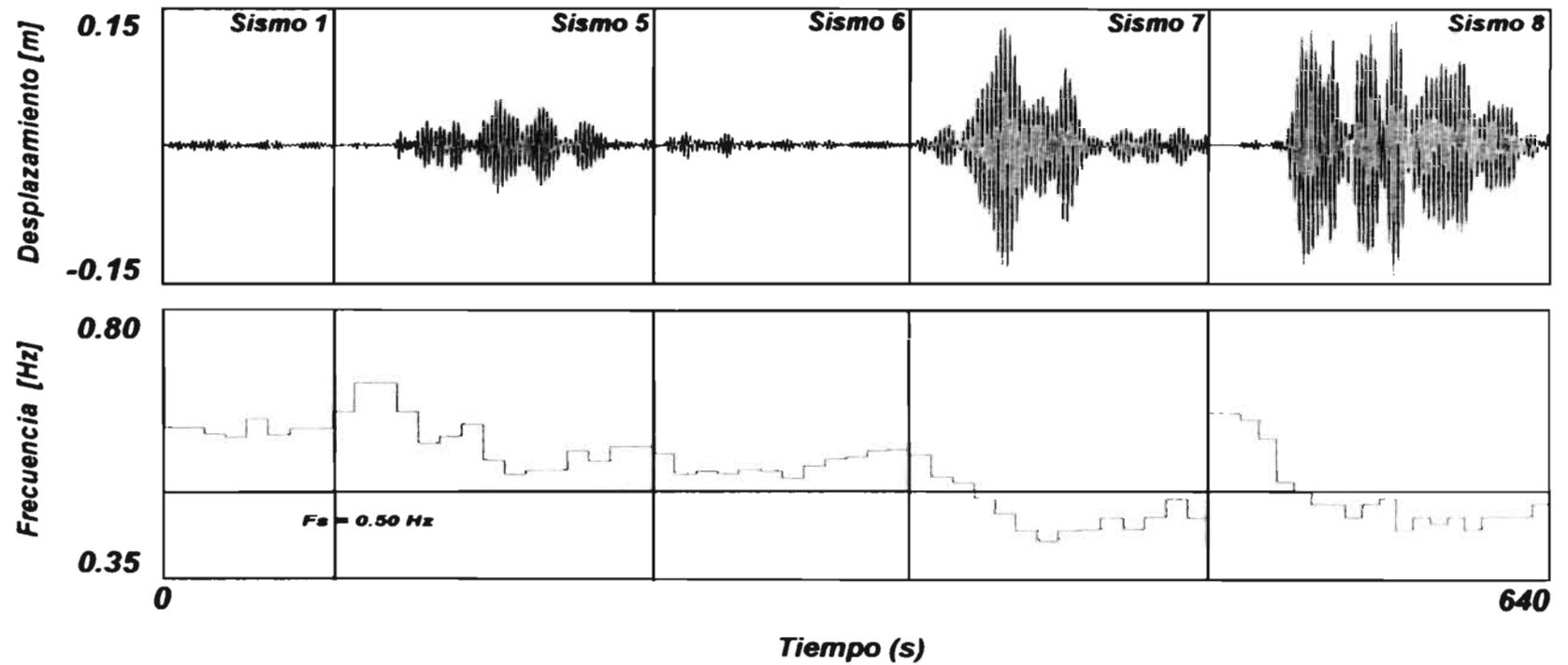


Figura 43. Variación de las frecuencias durante los eventos sísmicos estudiados. Dirección T

DIRECCIÓN L



Fa = Frecuencia del sismo

Figura 44. Variación de las frecuencias durante los eventos sísmicos estudiados. Dirección L

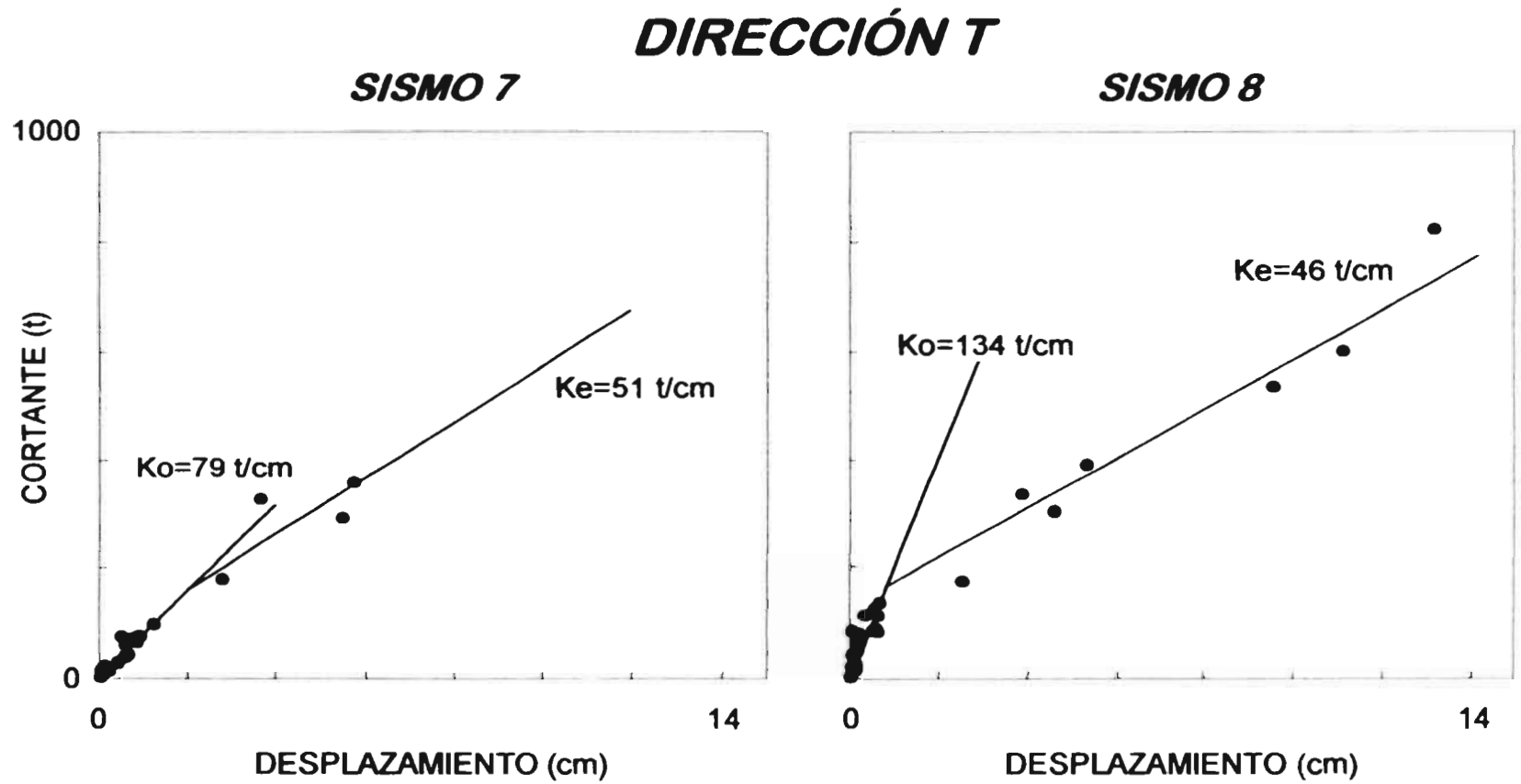


Figura 45. Rigideces obtenidas con los cortantes máximos crecientes para el edificio real, sismos 7 y 8. Dirección T

DIRECCIÓN L

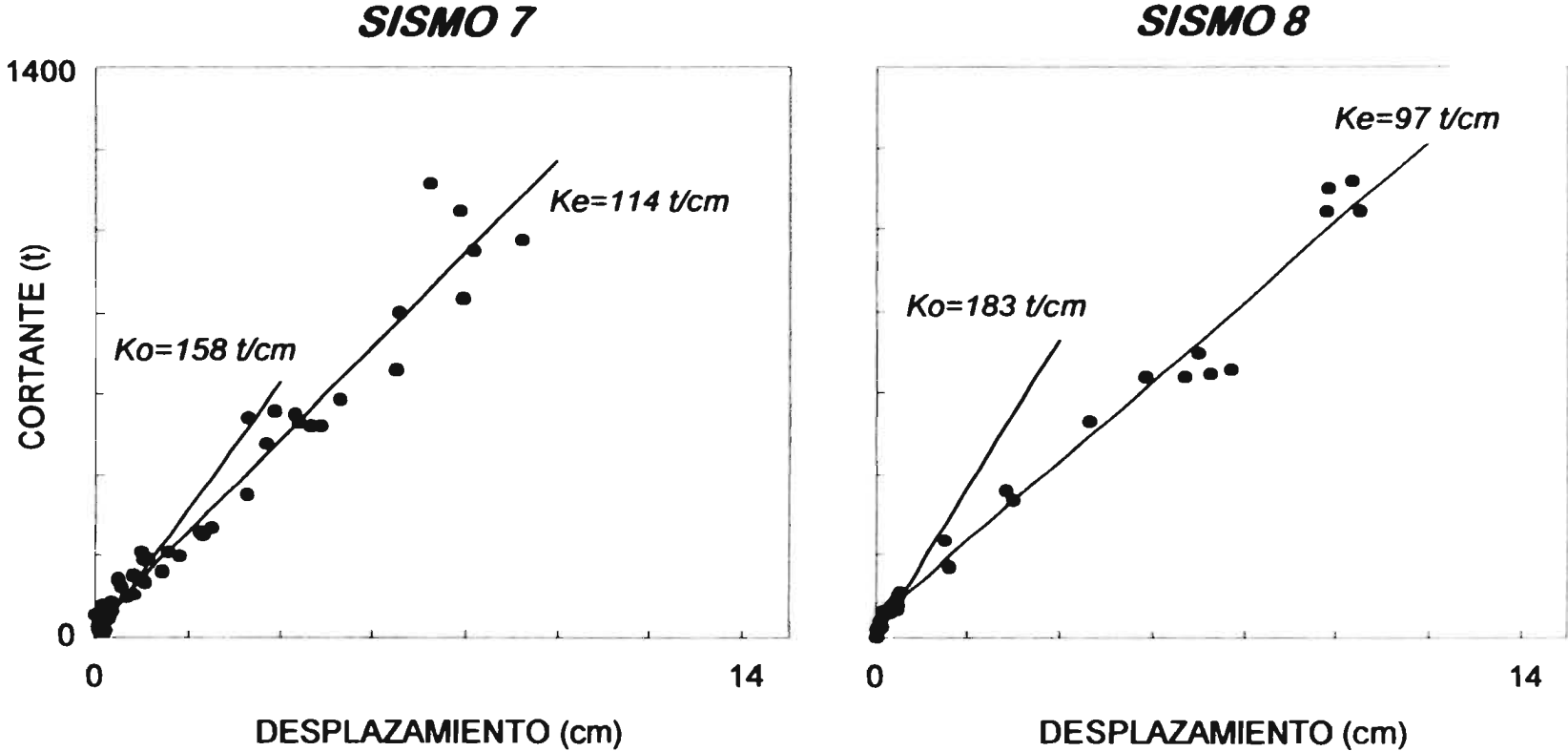
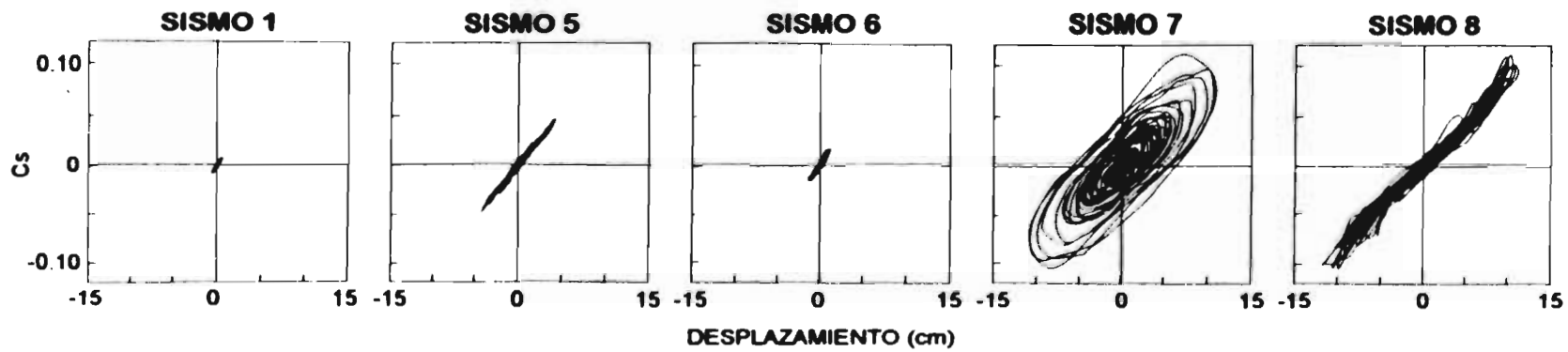


Figura 46. Rigideces obtenidas con los cortantes máximos crecientes para el edificio real, sismos 7 y 8. Dirección L

DIRECCIÓN L



DIRECCIÓN T

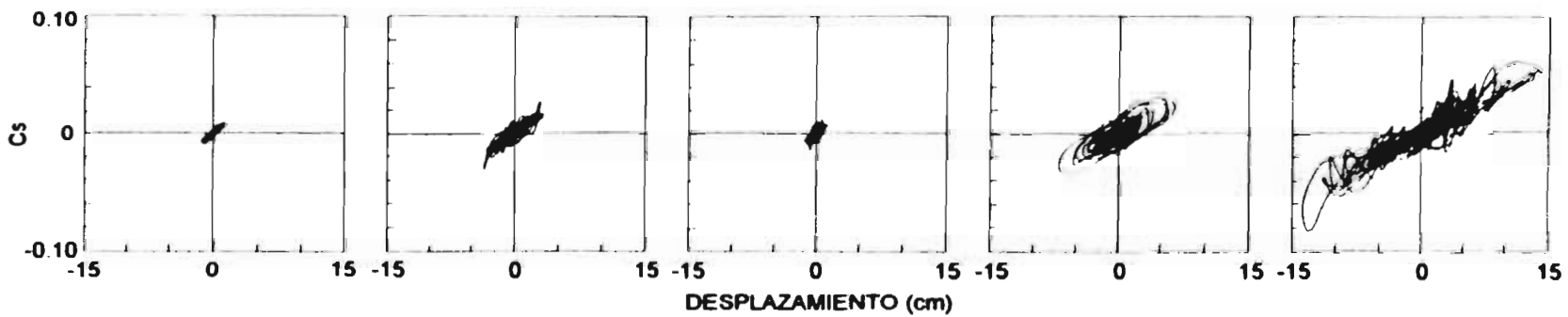


Figura 47. Comportamiento histerético del edificio real, estimado con la respuesta en aceleración absoluta de azotea y la masa del edificio, caracterizado por el coeficiente sísmico (V/W)