

6  
01161

---

---

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

**TESIS**

**DAÑO ACUMULADO Y CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL  
EN MARCOS DE EDIFICIOS**

**PRESENTADA POR:**

**FERNANDO GARCIA RAMIREZ**

**PARA OBTENER EL GRADO DE:**

**MAESTRO EN INGENIERIA  
(ESTRUCTURAS)**

**DIRIGIDA POR:**

**DR. ORLANDO J. DIAZ LOPEZ**

Ciudad Universitaria, 2002

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

Todo el material contenido en esta tesis 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 Y AGRADECIMIENTOS

*A la memoria de mi padre Alberto, y a mi madre Josefina, que aún está conmigo, por el amor que me han profesado y por haberme enseñado a luchar por conseguir mis anhelos.*

*Para mis hermanos Alberto y Beatriz, y para todos mis familiares, que siempre han estado a mi lado dándome su apoyo, cariño y confianza.*

*Dedico también este trabajo a las instituciones que me formaron profesionalmente y me dieron la capacidad de ser útil a la sociedad: la "Facultad de Ingeniería" y el "Instituto de Ingeniería" de la U.N.A.M.*

*Quiero agradecer a mi director de tesis, el Dr. Orlando J. Díaz López por el gran apoyo que me ha dado al orientar y fomentar mis conocimientos, y por su gran ayuda en la realización de este trabajo.*

*Agradezco a toda la gente que me ha motivado a seguir adelante en mi carrera dándome toda su confianza, y en especial a mi compañera Susana por su apoyo para continuar en el camino de la investigación.*

*Agradezco a todos los profesores que han contribuido a mi aprendizaje durante mi estancia en la Universidad, y a mis sinodales de maestría por sus valiosas sugerencias para la culminación de este trabajo.*

# ÍNDICE

<b>1.- INTRODUCCIÓN</b>	1
<b>2.- ANTECEDENTES</b>	3
<b>3.- PLANTEAMIENTO</b>	5
<b>3.1 Descripción, predicción y medición del daño</b>	5
3.1.1 Índice de daño de entrepiso	6
3.1.2 Índice de daño global	6
<b>3.2 Procedimiento para la obtención de funciones de daño</b>	7
<b>4.- INCERTIDUMBRES EN LA ESTRUCTURA</b>	9
<b>4.1 Incertidumbre en cargas y propiedades geométricas y de resistencia de los miembros estructurales</b>	10
4.1.1 Cargas vivas y muertas	10
4.1.2 Propiedades geométricas y de resistencia	12
<b>5.- APLICACIONES: CASOS ESTUDIADOS</b>	14
<b>5.1 Objetivos</b>	14
<b>5.2 Hipótesis</b>	14
<b>5.3 Sistemas estructurales</b>	15
<b>5.4 Modelos de comportamiento histerético</b>	18
5.4.1 Modelo bilineal	19
5.4.2 Modelo con degradación de rigidez (Takeda)	19
5.4.3 Modelo con degradación de rigidez y resistencia	20
5.4.4 Curva primaria de comportamiento	23

<b>6.- EXCITACIÓN SÍSMICA</b>	<b>28</b>
<b>6.1 Temblores simulados</b>	<b>29</b>
<b>7.- RESULTADOS.</b>	<b>41</b>
<b>7.1 Evolución del daño ante la ocurrencia de temblores</b>	<b>44</b>
7.1.1 Deformación máxima de entrepiso	44
7.1.2 Factor de seguridad	71
7.1.2.1 Primer criterio	71
7.1.2.2 Deformación de fluencia	75
7.1.2.3 Segundo criterio	105
<b>7.2 Funciones de daño</b>	<b>130</b>
7.2.1 Relaciones $Q_i$ - $Q_f$	130
7.2.2 Relaciones $Q_i$ - $\sigma^2 Q_f$	132
7.2.3 Discusión de resultados	135
<b>7.3 Confiabilidad estructural</b>	<b>169</b>
7.3.1 Variación del índice de confiabilidad	169
<b>8.- CONCLUSIONES</b>	<b>180</b>
<b>REFERENCIAS</b>	<b>184</b>

# 1.- INTRODUCCIÓN

La teoría de la confiabilidad estructural aplicada en los problemas de la práctica de la ingeniería sísmica ha sido usualmente enfocada en términos de especificación de riesgo tolerable. En este sentido, la aplicación de su estudio ha radicado en dos aspectos: 1) El establecimiento de fronteras que delimitan el buen funcionamiento de una estructura y su capacidad para seguir siendo un objeto de servicio a la sociedad, y 2) La evolución del daño en la estructura ante la presencia de secuencias de sismos de diversas intensidades

El presente trabajo propone el estudio de la confiabilidad de estructuras y su influencia en la toma de decisiones respecto a la factibilidad económica y funcional que el criterio del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-93, ref 20) y sus Normas Técnicas Complementarias generan en sistemas estructurales a partir de sus características de diseño.

El estudio de confiabilidad involucra la necesidad de considerar los siguientes aspectos: 1) el daño en los elementos de concreto reforzado, 2) el daño global en una estructura en función del daño en sus elementos, y 3) el daño acumulado ante la presencia de sismos de diversas intensidades. El conocer las condiciones en las cuales queda una estructura después de soportar diferentes eventos sísmicos permite tomar decisiones respecto a su seguridad estructural.

En el capítulo dos se presenta en forma breve la descripción de algunos trabajos realizados anteriormente respecto a este tema de la confiabilidad y daño en estructuras. Algunos de ellos son tomados para extraer aportaciones que permitirán la ejecución de este trabajo.

La necesidad de cuantificar o evaluar el daño en una estructura después de uno o varios sismos implica la elección de un modelo matemático que pueda describir de manera adecuada el comportamiento inelástico de los elementos que constituyen una estructura.

El presente trabajo realiza un análisis comparativo del desarrollo de daño en estructuras cuando los elementos que las conforman (vigas y columnas) tienen un comportamiento histerético dado por tres diferentes modelos. Con ello se pretende observar la sensibilidad de las estructuras ante eventos sísmicos cuando cambian las leyes de comportamiento que se suponen para sus elementos ante carga cíclica, a fin de establecer si se presentan diferencias notables. En el capítulo 3 se describen brevemente estos 3 modelos.

Por otra parte, al considerar en este estudio la evaluación de la respuesta de estructuras en términos del grado de daño soportado, y la influencia de éste en la confiabilidad, será definido un índice de daño que permita visualizar en forma cuantitativa el comportamiento de las mismas, discutiéndose al final que tan adecuado resulta para representar dicho comportamiento. La descripción de este índice es presentada también en el capítulo 3.

Uno de los aspectos que se consideran importantes para la ejecución de este trabajo es el tomar en cuenta la incertidumbre asociada a las propiedades geométricas y de resistencia de los elementos estructurales que componen los marcos de edificios. Así mismo, resulta importante la incertidumbre en la carga que soporta la estructura, sea ésta carga muerta o carga viva. El criterio que se utilizó para tomar en cuenta estas incertidumbres se describe en el capítulo 4.

Las estructuras seleccionadas para ser estudiadas, se describen en forma detallada en el capítulo 5. Consisten en marcos de edificios de diferentes niveles. Con ellos interesa observar la variación de su respuesta en función del coeficiente sísmico  $C$  con el cual fueron diseñadas, y, como se mencionó anteriormente, en función del modelo de comportamiento bajo carga histerética aplicado a los elementos que la conforman. Interesa primordialmente el análisis de estructuras diseñadas con un factor de comportamiento sísmico  $Q=4$ , clasificadas como marcos dúctiles por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico (NTC-DS, ref. 22).

Otro de los aspectos que se considera en este trabajo es la incertidumbre en la carga sísmica que actúa sobre los sistemas analizados. De acuerdo con el procedimiento a seguir para evaluar el daño en estos sistemas, para considerar dicha incertidumbre será necesario contar con una cantidad adecuada de registros para cada una de las intensidades sísmicas utilizadas en el estudio. La definición de intensidad sísmica y la forma en que se obtienen los registros son presentadas en el capítulo 6.

En el capítulo 7 se presentan los resultados de este trabajo. Con la ayuda de éstos, serán establecidas conclusiones respecto a la influencia que tienen los modelos de comportamiento de elementos de concreto reforzado en la respuesta de sistemas estructurales. También se presentan resultados sobre la evolución de la confiabilidad de los sistemas estudiados ante sismos.

## 2.- ANTECEDENTES

En la ref 1 se señalan los aspectos más importantes que se han tomado en cuenta en los estudios realizados para representar el daño en una estructura después de un evento sísmico:

- 1 -Propuestas de modelos indicadores del daño
- 2 -Incorporación de los indicadores de daño anteriores a modelos de comportamiento histerético
- 3 -Desarrollo de programas de computadora para el análisis sísmico no lineal de sistemas estructurales
- 4 -Análisis de seguridad estructural y estado de servicio.
- 5 -Probabilidad de daño ante sismos.

En el último inciso están involucrados los dos conceptos considerados como objeto primordial de este estudio: “la confiabilidad y el daño acumulado”

En la referencia citada se considera a la probabilidad como el aspecto más importante en el análisis de daño por sismo, y textualmente es señalado lo siguiente: “La probabilidad sísmica de daño consiste en determinar la evolución del daño en estructuras que presentan un valor de daño inicial no nulo ante la presencia de un evento sísmico”. Por otra parte, Nielsen y Çakmak señalan en su trabajo (ref 2): “Después de un terremoto, la confiabilidad estructural es entendida solamente a partir del último valor de daño recordado”

Este último trabajo (ref. 2) es la evaluación de un índice de daño propuesto por los mismos autores, respecto a la manera en que interfiere en la generación de una función de probabilidad de daño de una estructura que está sujeta a condiciones específicas de análisis, de excitación sísmica, y de hipótesis de comportamiento

En el artículo correspondiente se especifica que las funciones de densidad de probabilidades de daño como la presentada (función de densidad de probabilidad de transición) permiten determinar la forma en que una estructura pasa a un determinado estado de daño después de un terremoto, diferente a su estado de daño inicial; y ayudan a establecer las posibles relaciones entre las variables involucradas en el estudio de la confiabilidad sísmica

Un estudio similar es desarrollado por Shinozuka y Tan (ref 3); en el que la característica primordial es la aplicación de matrices de índices de probabilidades de daño inicial, cuya validez es demostrada en el mismo estudio

Los avances en los últimos años en los métodos de análisis de riesgo sísmico y en teoría de vibraciones aleatorias han permitido el desarrollo de criterios prácticos y métodos aplicables a algunos aspectos importantes del análisis de confiabilidad sísmica de sistemas de ingeniería, que se han reflejado en algunas normas de diseño estructural.

Los esfuerzos de investigación en el análisis de confiabilidad de sistemas estructurales sujetos a temblores representados por procesos estocásticos se han concentrado en la predicción probabilista de la estructura utilizando la teoría de vibraciones aleatorias o la simulación de Monte Carlo (refs 4, 5 y 6). Otros estudios (refs 7 y 8) han incluido 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 probabilidades de falla de tales sistemas ante la acción de sismos

También en estudios previos (refs 8 a 12) se han desarrollado criterios y algoritmos para estimar la confiabilidad de marcos de edificios de varios pisos sujetos a temblores de intensidades dadas y características detalladas inciertas. En estos estudios se ha visto la influencia de algunas variables que describen en forma global las propiedades mecánicas de las estructuras en cuestión. Entre estas variables destacan el número de entrepisos (o modos potenciales de falla), las relaciones entre rigideces o entre resistencias de vigas o columnas, y las formas de variación de resistencias y rigideces de entrepiso en la altura del edificio

En los estudios anteriores se ha calculado la confiabilidad de las estructuras ante un sismo dado, pero considerando que éstas no tienen daño previo, producto de eventos sísmicos anteriores. Esto último es el objetivo de este trabajo: estudiar cómo evoluciona la confiabilidad de los sistemas estructurales considerando el daño acumulado que estos experimentan al estar sometidos a secuencias de eventos sísmicos de distintas intensidades

# 3.- PLANTEAMIENTO

## 3.1 Descripción, predicción y medición del daño

La degradación de rigidez o resistencia en los elementos de concreto reforzado (tomada en cuenta en los modelos de comportamiento histerético) se traduce básicamente en un determinado grado de daño de dichos elementos y, en consecuencia, un daño en la estructura de la cual forman parte. Este daño puede incrementarse de manera continua ante la presencia de cargas cíclicas que generen un comportamiento inelástico de los elementos y, en un momento dado, la capacidad de la estructura para resistir futuros sismos intensos puede verse seriamente afectada.

El daño de una estructura depende de muchos factores, principalmente el tipo de material y detallado con que está construida, el tipo de estructuración que tiene, y el tipo de carga a la que ha sido sometida. La naturaleza aleatoria que presentan algunos de los factores anteriores es razón para que no se tenga actualmente una forma única de evaluar el daño en las estructuras.

Las pruebas han mostrado que el daño estructural es causado fundamentalmente por dos variables: las deformaciones excesivas a las que se somete la estructura o elemento y la presencia continua de esfuerzos o carga cíclica. Por esta razón, la mayor parte de las formas para cuantificar el daño están en función de una u otra de las variables mencionadas, o de ambas; el predominio de alguna de ellas dependerá igualmente del tipo de estructura y material con que esté construida. Así, en el caso de estructuras dúctiles, tales como los marcos de acero, el daño estructural en general puede estar más correlacionado con las deformaciones inelásticas acumuladas, mientras que en el caso de sistemas frágiles como son las estructuras de muros de mampostería, el daño podría ser expresado en términos de la deformación máxima. Para el caso de estructuras de concreto reforzado se ha visto que ambos tipos de respuesta son importantes para la estimación del daño.

En la práctica actual del diseño sísmico resistente, el análisis de las estructuras de concreto reforzado requiere un modelo matemático adecuado que sea capaz de simular el comportamiento no lineal de las mismas bajo carga sísmica. Además, puesto que las deformaciones inelásticas implican algún grado de daño (grietas, descascaramiento, deterioro, etc), debe ser posible, junto con el análisis no lineal, expresar la respuesta en términos del daño soportado y del daño que se podrá soportar posteriormente, no solamente por las componentes estructurales, sino por la estructura completa. Esto podría permitir una estimación aceptable de la seguridad estructural ante un sismo futuro. En consecuencia, es necesario dar una definición de daño, útil y confiable, que haga posible encontrar predicciones racionales de la confiabilidad de la estructura.

En general, se puede decir que se tienen tres tipos de índices que definen el daño en una estructura: índice de daño local, índice de daño en entrepiso e índice de daño global. Es necesario definir correctamente estos índices, a partir de pruebas y análisis realizados en estructuras comunes. Una breve, pero útil descripción de diferentes clases de índices de daño es presentada en la ref. 17. En dicho trabajo son descritos y clasificados índices propuestos por diferentes investigadores comprometidos con el tema de daño y confiabilidad.

Para nuestro caso en particular, una vez aplicados en el análisis sísmico los modelos de comportamiento histerético de elementos de concreto reforzado, se consideró el empleo de dos tipos de índice de daño para medir la degradación de los sistemas estructurales seleccionados: el índice de daño de entrepiso y el índice de daño global.

### 3.1.1 Índice de daño de entrepiso

El índice de daño de entrepiso que se toma en cuenta en este trabajo está basado en la ductilidad que éste desarrolla ante la presencia de carga sísmica. Este índice de daño no representa en forma explícita un indicador del efecto de deterioro de rigidez y resistencia que sufre una estructura bajo la acción de cargas cíclicas, ni de la capacidad residual ante este tipo de cargas. Sin embargo, aquí trata de reflejarse indirectamente este efecto en el valor del índice propuesto, al suponerse que para un mayor deterioro en la capacidad resistente de la estructura, en general se tendrán mayores deformaciones en su respuesta.

El índice de daño en un entrepiso  $i$ , está dado por:

$$q_i = \frac{\mu_{dis\ i}}{\mu_{dem\ i}} = \frac{X_{Fi}}{X_{max\ i}} \quad (3.1)$$

donde

$\mu_{dis\ i} = \frac{X_{Fi}}{X_{Yi}}$  - Es la ductilidad disponible en el entrepiso  $i$ . Es decir, la relación entre su deformación de falla  $X_{Fi}$ , y su deformación de fluencia  $X_{Yi}$  (Fig. 3.1).

$\mu_{dem\ i} = \frac{X_{max\ i}}{X_{Yi}}$  - Es la ductilidad máxima demandada por el entrepiso  $i$  en cualquier instante de carga. Es decir, la relación entre su deformación máxima durante un evento sísmico,  $X_{max\ i}$ , y su deformación de fluencia  $X_{Yi}$  (Fig. 3.1).

### 3.1.2 Índice de daño de global

En el caso del índice de daño global, se considera como tal, al valor mínimo del índice de daño que se presente en todos los entrepisos de la estructura, es decir:

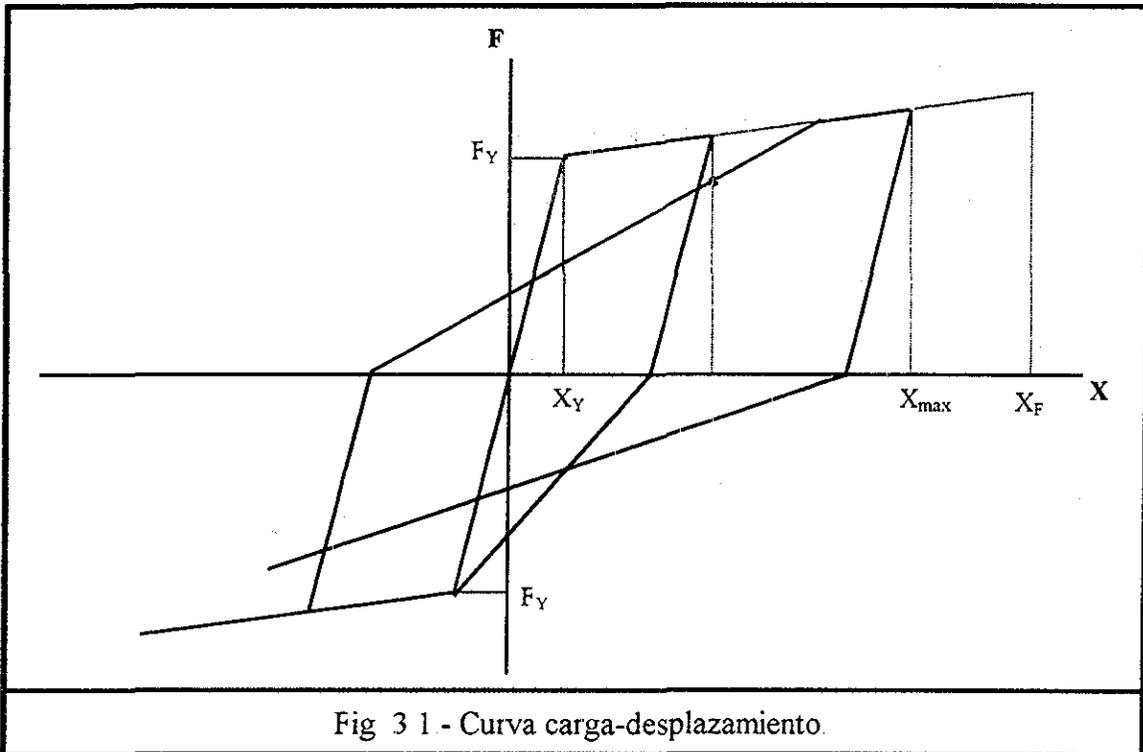
$$q = \min(q_i), \quad i=1,2,\dots,n \quad (3.2)$$

n = Número de niveles de la estructura

Para fines de manejo de resultados para este daño global, el índice Q definido como:

$$Q = \ln(q) = \ln(\min(q_i)), i=1,2, \dots, n \quad (3.3)$$

es el que se toma para representar la respuesta de las estructuras. aquí llamado índice de daño acumulado ante la presencia de sismos subsecuentes



### 3.2 Procedimiento para la obtención de funciones de daño

Uno de los objetivos principales de este trabajo es establecer funciones de daño acumulado de sistemas estructurales sometidos a secuencias de eventos sísmicos de diversas intensidades, considerando el efecto de distintas variables estructurales que influyen en su respuesta

Un estudio detallado de tales funciones requiere un esfuerzo considerable de análisis de casos con los cuales sea posible, no solo cubrir todos los valores que puedan tomar las variables estructurales que intervienen en el problema, sino además considerar todos los posibles eventos sísmicos a los que puede estar sometida la estructura durante su vida útil, así como las incertidumbres asociadas tanto a las propiedades estructurales como a los movimientos sísmicos.

Dado lo anterior, aquí se propone un procedimiento aproximado, pero sencillo, que permita obtener resultados adecuados utilizando un menor número de casos estudiados

El procedimiento propuesto está basado en el método de Monte Carlo, en el cual se simula una muestra de posibles casos que se pueden presentar. Esta muestra se utiliza en la determinación de las funciones buscadas. En la aplicación del procedimiento se considera que se cuenta con familias de temblores para diferentes intensidades sísmicas específicas

La aplicación del procedimiento es de la siguiente manera:

- 1) Se selecciona una estructura con características mecánicas y de resistencia determinadas
- 2) De las intensidades sísmicas consideradas en este trabajo (capítulo 6), se elige una intensidad inicial
- 3) Aplicando el Método de Monte Carlo se obtiene una muestra de estructuras simuladas en sus propiedades mecánicas, de resistencia y cargas
- 4) Cada estructura simulada se somete a un temblor inicial de la intensidad especificada, elegido en forma aleatoria de una familia de temblores
- 5) A las estructuras analizadas anteriormente, las cuales guardan las condiciones de deformación y deterioro alcanzadas al final del primer sismo, se les somete a un segundo temblor con intensidad dada, también elegido aleatoriamente de una familia de temblores
- 6) Los pasos 3 a 5 se repiten para las diferentes intensidades consideradas en el segundo temblor
- 7) Los pasos 2 a 6 se repiten para las diferentes intensidades del temblor inicial que se estudian
- 8) Los pasos 1 a 8 se repiten para los diferentes casos de estructuras que se estudian

De los pasos 1 a 5 se obtiene una muestra de resultados de la respuesta de las estructuras ante la acción de dos sismos consecutivos de intensidades específicas

La respuesta estará dada por el índice de daño definido en el subcapítulo anterior (ec 3.3). El valor de  $Q$  que se obtiene ante la acción del primer temblor corresponderá al daño final  $Q_0$ , en una estructura con daño inicial nulo. El valor de  $Q$  ante el segundo temblor será el daño acumulado final en la estructura,  $Q_f$ , dado que se tiene un daño inicial  $Q_i$

Con los resultados anteriores será posible establecer relaciones del daño final en una estructura,  $Q_f$ , dado un daño inicial,  $Q_i$ , y ante un temblor de intensidad sísmica,  $y_f$ , es decir, las funciones de daño acumulado

# 4.- INCERTIDUMBRES EN LA ESTRUCTURA

Todo diseño estructural posee un grado determinado de incertidumbre que lo vuelve aproximado, debido a que el ingeniero no puede predecir el futuro y las cargas que se han de presentar son inciertas. La resistencia de los materiales y las imperfecciones en geometría también están sujetas a fluctuaciones estocásticas, por lo que necesariamente deben sujetarse a idealizaciones para fines de análisis. Estas incertidumbres son parte de la naturaleza de las cargas y de las resistencias, las cuales orillan a realizar un planteamiento basado en conceptos de probabilidades y técnicas de análisis estadístico a fin de incluir la variabilidad de tales parámetros en el estudio del comportamiento de los sistemas estructurales en cualquier medio ambiente.

En el caso de la excitación sísmica, ésta se encuentra representada a través de cargas estáticas laterales obtenidas de espectros de diseño que son propuestos a partir de estudios sobre la naturaleza sísmica de alguna zona en particular, esto es, a partir de la experiencia en temblores ocurridos en dicha zona. Es lógico suponer también que la naturaleza de estos temblores es totalmente probabilista y la incertidumbre que ellos implican debe ser tomada en cuenta. Esta incertidumbre en la excitación sísmica será tratada con mayor detalle en el capítulo 6.

En la práctica profesional de la ingeniería civil, los valores de las cargas actuantes en el marco, así como de las resistencias de los elementos, corresponden a las combinaciones de factores de carga y valores nominales supuestos para fines de diseño estructural. De acuerdo a lo expresado anteriormente, estos valores son conservadores respecto a los valores más probables que pueden esperarse en las estructuras, y se adoptan para tomar en cuenta las incertidumbres asociadas con las cargas y las resistencias de los elementos. Las cargas nominales son afectadas por factores mayores que la unidad, y las resistencias por factores que las reducen. Estos factores llamados factores parciales de seguridad, son aplicados con el fin de lograr que la estructura tenga los niveles de confiabilidad adecuados, considerándose una confiabilidad con respecto a un determinado estado límite y entendiéndose ésta como la probabilidad de que la respuesta de la estructura no sobrepase la que ocasiona la ocurrencia de dicho estado límite. Dados los valores nominales de las variables de diseño, la combinación de los factores parciales de seguridad da lugar a un factor de seguridad total y a una confiabilidad dada de la estructura.

En el presente trabajo interesa el estudio de la respuesta no lineal de estructuras diseñadas de acuerdo a un criterio específico, pero en las cuales se pretende tomar en cuenta la incertidumbre asociada a sus propiedades geométricas y de resistencia, así como aquella asociada a la carga que actúa sobre dichas estructuras, considerándose dentro de dicha carga la carga muerta, la carga viva y la carga sísmica. Existen otras incertidumbres importantes que están asociadas a los procedimientos de cálculo de rigideces y capacidades de deformación de los elementos que conforman una estructura, aun conocida su geometría y las propiedades de los materiales que los constituyen, pero dichas incertidumbres no son tomadas en cuenta en este trabajo. Así mismo, el amortiguamiento en una estructura es otro parámetro incierto que para fines de simplicidad aquí será tomado como determinista.

#### 4.1 Incertidumbre en cargas y propiedades geométricas y de resistencia de los miembros estructurales

La incertidumbre de las variables aleatorias que se han tomado en cuenta en este estudio, está definida por el valor medio (o valor esperado) y la desviación estándar de dichas variables. De acuerdo con algunos estudios realizados estos valores se pueden expresar a partir de los valores nominales que fueron supuestos para fines de diseño de las estructuras

##### 4.1.1 Cargas vivas y muertas

De acuerdo a lo expresado en la ref. 13, los valores nominales de los pesos volumétricos y cargas vivas especificadas por el RCDF-93 corresponden a una probabilidad de ser excedidos que varía entre 2% y 5%. Esto conduce a que los valores nominales y los valores medios de las cargas, muertas y vivas puedan expresarse de acuerdo con las expresiones:

$$W_{dM} = m_{wM} (1 + 2C_{wM}) \quad (4.1)$$

$$W_{dV} = m_{wV} (1 + 2C_{wV}) \quad (4.2)$$

donde  $W_{dM}$  es el valor de la carga muerta nominal por unidad de área;  $W_{dV}$  es el valor de la carga viva nominal, también por unidad de área;  $m_{wM}$  y  $m_{wV}$  son los correspondientes valores medios y  $C_{wM}$  y  $C_{wV}$  son los coeficientes de variación

Estas expresiones son utilizadas para calcular el valor medio de las cargas muertas y vivas. Los valores del coeficiente de variación se obtienen de acuerdo con Meli (ref. 13). En esta referencia se propone un coeficiente de variación para carga muerta de 0.05 en construcciones en las que las dimensiones de los elementos estructurales y las características de los elementos no estructurales pueden fijarse con precisión y 0.10 cuando esto no sucede

Un valor típico de 0.08 es propuesto en esa referencia y es el tomado aquí para los análisis. En la misma referencia comentan los valores del coeficiente de variación que pueden tenerse para la carga viva, los cuales varían en función del área tributaria de acuerdo con el trabajo de Mitchell (ref. 14). Para áreas no muy pequeñas proponen un valor típico de 0.30 el cual es tomado en este trabajo.

Para el caso de las cargas vivas, de acuerdo con Peir (ref. 15), dicha carga en edificios está dada por la siguiente expresión:

$$l = \bar{l} + \gamma_b + \gamma_f + \varepsilon(x, y) \quad (4.3)$$

en donde

- $l$  es la carga viva por unidad de área en un punto particular  $(x, y)$  de un determinado edificio y un piso particular, y  $\bar{l}$  es su valor medio
- $\gamma_b$  es una variable aleatoria con media nula que toma en cuenta la variabilidad que existe de un edificio a otro
- $\gamma_f$  es una variable aleatoria que toma en cuenta la variabilidad de un piso a otro en un mismo edificio
- $\varepsilon(x, y)$  representa la variabilidad local, de un punto a otro en un mismo piso

De acuerdo a la expresión anterior, la covarianza para dos locaciones distintas de un mismo piso es:

$$\text{cov}[l(x_0, y_0), l(x_1, y_1)] = \sigma_b^2 + \sigma_f^2 + \text{cov}[\varepsilon(x_0, y_0), \varepsilon(x_1, y_1)] \quad (4.4)$$

donde

$$\text{cov}[\varepsilon(x_0, y_0), \varepsilon(x_1, y_1)] = \sigma_{sp}^2 e^{-r^2/d}$$

$d$  es una constante

$r$  es la distancia horizontal entre los puntos  $(x_0, y_0)$  y  $(x_1, y_1)$

$\sigma_b^2, \sigma_f^2$  son respectivamente las varianzas de  $\gamma_b$  y  $\gamma_f$

$\sigma_{sp}^2$  es la varianza de la distribución espacial de cargas en un piso

En forma discreta (ref. 16), tomando a  $L(A)$  como la carga viva total para un área tributaria  $A$  (Fig. 4.1); su media, varianza y covarianza están dadas por:

$$E[L(A)] = \bar{l} A \quad (4.5)$$

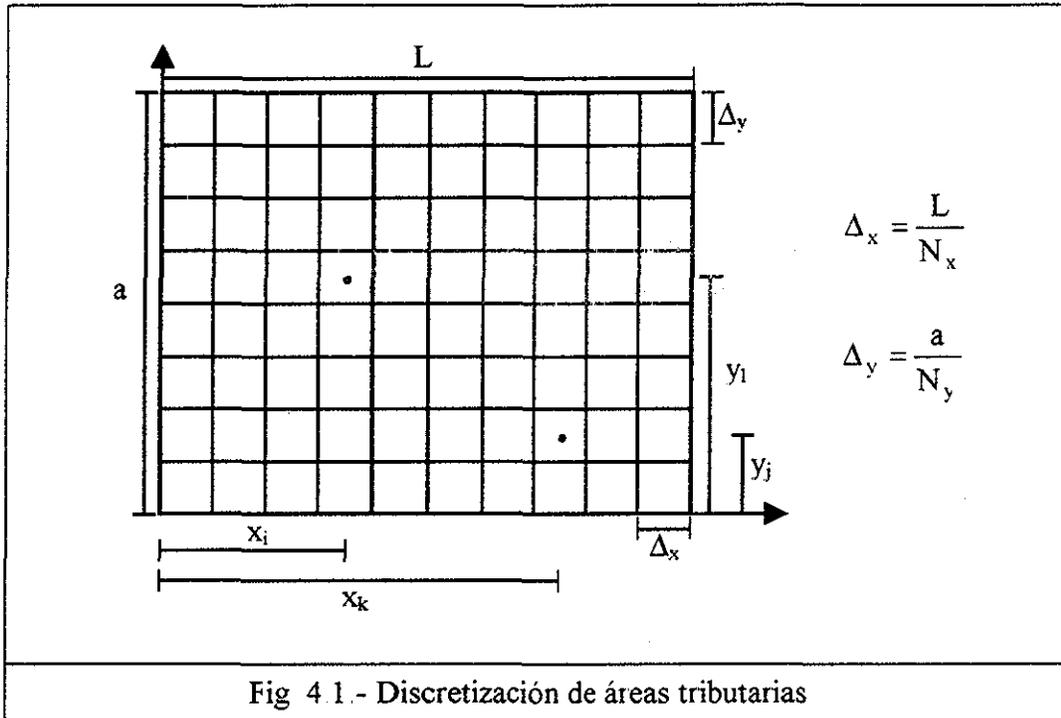
$$\text{var}[L(A)] = \sum_{i=1}^{N_x} \sum_{j=1}^{N_y} \sum_{k=1}^{N_x} \sum_{l=1}^{N_y} [\sigma_b^2 + \sigma_f^2 + \sigma_{sp}^2 e^{-r^2/d}] (\Delta_x \Delta_y)^2 \quad (4.6)$$

$$\text{cov}[L(A_1), L(A_2)] = \sum_{i=1}^{N_x} \sum_{j=1}^{N_y} \sum_{k=1}^{N_x} \sum_{l=1}^{N_y} [\sigma_b^2 + \sigma_f^2 + \sigma_{sp}^2 e^{-r^2/d}] (\Delta_x \Delta_y)^2 \quad (4.7)$$

$N_x$  - Número de divisiones en x

$N_y$  - Número de divisiones en y

La obtención de los parámetros  $\sigma_b^2$ ,  $\sigma_f^2$  y  $\sigma_{sp}^2$  que se toman en este estudio es detallada en la ref. 16



#### 4.1.2 Propiedades geométricas y de resistencia

Los valores medios y desviaciones estándar de las dimensiones de los elementos estructurales, así como los correspondientes a la resistencia de los materiales que constituyen dichos elementos, se tomaron de Díaz, Esteva y Flores (ref. 16) y están basados en estudios desarrollados por diversos autores. En la tabla 4.1 se dan las expresiones para calcular dichos valores para los distintos parámetros que definen las propiedades mecánicas de los elementos estructurales. Los parámetros dados en la tabla fueron los que se hicieron participar en la incertidumbre de las propiedades de la estructura. Las variables no incluidas en dicha tabla se tomaron deterministas (por ejemplo el área de acero, la altura de entrepiso, ancho de crujía, etc.)

CONCEPTO	VALOR MEDIO	DESV. ESTANDAR
ANCHO DE VIGA	$b+0.254$	0.366
ALTURA DE VIGA	$h-0.279$	0.544
RECUBRIMIENTO INFERIOR DE LA VIGA	$r + 0.160$	1.110
RECUBRIMIENTO SUPERIOR DE LA VIGA	$r + 0.320$	1.590
ANCHO DE LA COLUMNA	$b + 0.159$	0.635
ALTURA DE LA COLUMNA	$h + 0.159$	0.635
RECUBRIMIENTO DE LA COLUMNA	$r + 0.635 + 0.004h$	0.420
$f'_c$ (Fig 5.5)	268.00 *	44.60
$f_y$ (Fig 5.6)	4680.00	450.00
$f_{su}$ (Fig 5.6)	7600.00	750.00
$\epsilon_{sh}$ (Fig 5.6)	0.01175	0.0024
$\epsilon_{su}$ (Fig 5.6)	0.1175	0.0148
<p>– r, b y h son los valores nominales  – unidades en kg y cm  * Para un concreto con <math>f'_c</math> nominal de 250 kg/cm<sup>2</sup></p>		
<p>Tabla 4.1 Valores medios de las propiedades de las secciones y resistencias de los materiales de los elementos de concreto reforzado</p>		

# 5.- APLICACIONES: CASOS ESTUDIADOS

## 5.1 Objetivos

El interés primordial de este trabajo consiste en el análisis de la evolución de daño en estructuras que están sometidas a sismos repetitivos. Esto permite observar el incremento de daño en los sistemas ante un evento sísmico cuando se considera un daño inicial dado, alcanzado por dichos sistemas ante sismos anteriores. Con el análisis de la respuesta de las estructuras estudiadas, se busca establecer conclusiones útiles en el estudio de daño acumulado y confiabilidad en marcos de edificios sujetos a sismo. En términos generales se busca satisfacer los siguientes objetivos:

- Establecer conclusiones sobre la sensibilidad de la respuesta de estructuras sujetas a carga sísmica, cuando se hacen variar las leyes de comportamiento histerético de los elementos que las conforman
- Ante la ocurrencia de temblores sucesivos de intensidades dadas, formular funciones que relacionen de manera adecuada el daño inicial y final de la estructura.
- Estudiar la evolución del daño a lo largo de todos los entrepisos de las estructuras analizadas
- Establecer relaciones entre daño y confiabilidad de sistemas complejos

## 5.2 Hipótesis

Se consideran marcos dúctiles en donde se hace variar el coeficiente de diseño sísmico y el periodo (número de niveles) de los sistemas estructurales. Se supone un comportamiento inelástico de los elementos que constituyen dichos sistemas, el cual es representado por diferentes modelos de comportamiento histerético. Se considera la incertidumbre asociada a las propiedades geométricas y de resistencia de las estructuras, así como aquellas asociadas a las cargas actuantes sobre las mismas, incluyendo la carga sísmica. No son tomados en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura ni el efecto P- $\Delta$ . En el caso del amortiguamiento, considerado en este trabajo como parámetro determinista, este es supuesto como un 5% del crítico.

### 5.3 Sistemas Estructurales

Los sistemas considerados para ser analizados en este trabajo constituyen casos cuyas características de diseño (número de niveles, factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , y coeficiente sísmico,  $C$ ) pueden, en un momento dado, no ser muy factibles de encontrar en sistemas reales. Sin embargo, están considerados en los reglamentos de diseño y para los fines académicos del estudio interesa analizarlos como casos extremos en los que se pueda observar las implicaciones que tiene el diseñar este tipo de sistemas. De acuerdo con esto, las características de los sistemas seleccionados son las siguientes:

Se estudian marcos de 10, 15 y 20 niveles, diseñados para diversos coeficientes sísmicos,  $C$  (tabla 5.1), y cuyas dimensiones de sus elementos estructurales se presentan en la tabla 5.2. Los marcos se consideran desplantados en la zona de terreno compresible del Valle de México, y para el tipo de sistema estructural seleccionado se adopta un factor de comportamiento sísmico de  $Q=4$ . En el diseño se considera que los marcos cumplan con las especificaciones necesarias en el sentido de que las diferencias entre los desplazamientos laterales de entrepisos consecutivos, no excedan 0.012 la diferencia de elevaciones correspondientes, en promedio para todos los entrepisos, según lo establece el Art. 209 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-93, ref. 20); esto para el caso de sistemas diseñados para el coeficiente sísmico establecido por el reglamento para marcos dúctiles con  $Q=4$  ( $C=0.4$  para zona III). Para los demás valores de  $C$  utilizados en el estudio no se hizo una revisión de estas deformaciones ya que lo que se quería estudiar era la influencia en la respuesta al diseñar a la estructura con un coeficiente sísmico mayor o menor. El análisis sísmico de los edificios se hizo utilizando el método estático. Los edificios presentan una planta cuadrada (Fig. 5.1). Los edificios de 10 niveles poseen tres marcos en cada dirección, mientras que en los edificios de 15 y 20 niveles se tienen cuatro y cinco marcos en cada dirección, respectivamente. Todos los edificios cumplen con las condiciones de esbeltez de estructuras regulares señaladas por el RCDF-93. Las alturas de entrepiso son de 4.00 metros en la planta baja, para todos los edificios. En los entrepisos restantes las alturas son de 3.00 metros para los edificios de 10 y 15 niveles, y de 3.20 metros para los de 20 niveles. Los periodos fundamentales de vibración para cada edificio de diferente número de niveles son mostrados en la tabla 5.1.

Modelo de comportamiento	Num. Niveles	Periodo (seg.)	C
BILINEAL TAKEDA CON DAÑO	10	1.10	0.3
			0.4
			0.5
	15	1.54	0.3
			0.4
	20	1.63	0.3
0.4			

Tabla 5.1.- Características de las estructuras analizadas.

Nivel	Ed. de 10 niveles		Ed. de 15 niveles		Ed. de 20 niveles	
	Columnas	Vigas	Columnas	Vigas	Columnas	Vigas
1-4	80X80	30X65	100X100	35X75	115X115	45X85
5	65X65	30X65	90X90	35X75	115X115	45X85
6	65X65	30X60	90X90	30x70	100X100	45X85
7	65X65	30X60	90X90	30x70	100X100	40X80
8	50X50	30X60	90X90	30x70	100X100	40X80
9	50X50	25X50	80X80	30x70	100X100	40X80
10	50X50	25X50	80X80	30X65	100X100	40X80
11			80X80	30X65	85X85	40X80
12			80X80	30X65	85X85	40X75
13			60X60	30X65	85X85	40X75
14			60X60	25X50	85X85	40X75
15			60X60	25X50	70X70	40X75
16					70X70	35X70
17					70X70	35X70
18					55X55	35X70
19					55X55	30X55
20					55X55	30X55

Tabla 5.2.- Dimensiones de los elementos estructurales en los edificios estudiados.

Para el diseño de trabes y columnas se ha tomado un criterio basado en lo que establece el RCDF-93 y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-DEC, ref. 21).

En lo que se refiere a la clasificación estructural, el edificio es para uso de oficinas, siendo una construcción del grupo B (de acuerdo al Art. 174 del RCDF-93) El sistema estructural es a base de marcos de concreto reforzado, con una resistencia nominal del concreto,  $f'_c$ , de 250 kg/cm<sup>2</sup> y un esfuerzo de fluencia en el acero,  $f_y$ , de 4200 kg/cm<sup>2</sup>

Los efectos de torsión y bidireccionales, no se toman en cuenta en este trabajo, ya que se estudian marcos planos que forman parte de modelos de edificios regulares sometidos únicamente a translación, tratando de simplificar su análisis e interpretación de resultados

En cuanto al alcance de acciones, se consideraron los efectos máximos que producirían las combinaciones que a continuación se especifican (de acuerdo con los Arts 185, 186, 188 y 194 del RCDF-93).

- 1 - 1.4 (CM + Wm)
- 2 - 1.1 (CM + Wa ± S)

donde CM representa el efecto de las cargas muertas, que se obtienen de la consideración del peso de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente cuyo peso no cambia substancialmente con el tiempo; Wm el de la carga viva máxima y Wa el de la carga viva instantánea, cuyos valores se obtienen de acuerdo a lo estipulado en los artículos 198 y 199 del RCDF-93, siendo los valores para los

pisos de 250 y 180 kg/m<sup>2</sup> respectivamente, y considerando para la azotea, con un criterio conservador, los mismos valores (ya que para ésta, el reglamento señala que Wm y Wa serán de 100 y 70 Kg/m<sup>2</sup>, respectivamente) S es el efecto de las cargas por sismo según se establece en las secciones 8 y 9 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS, ref 22).

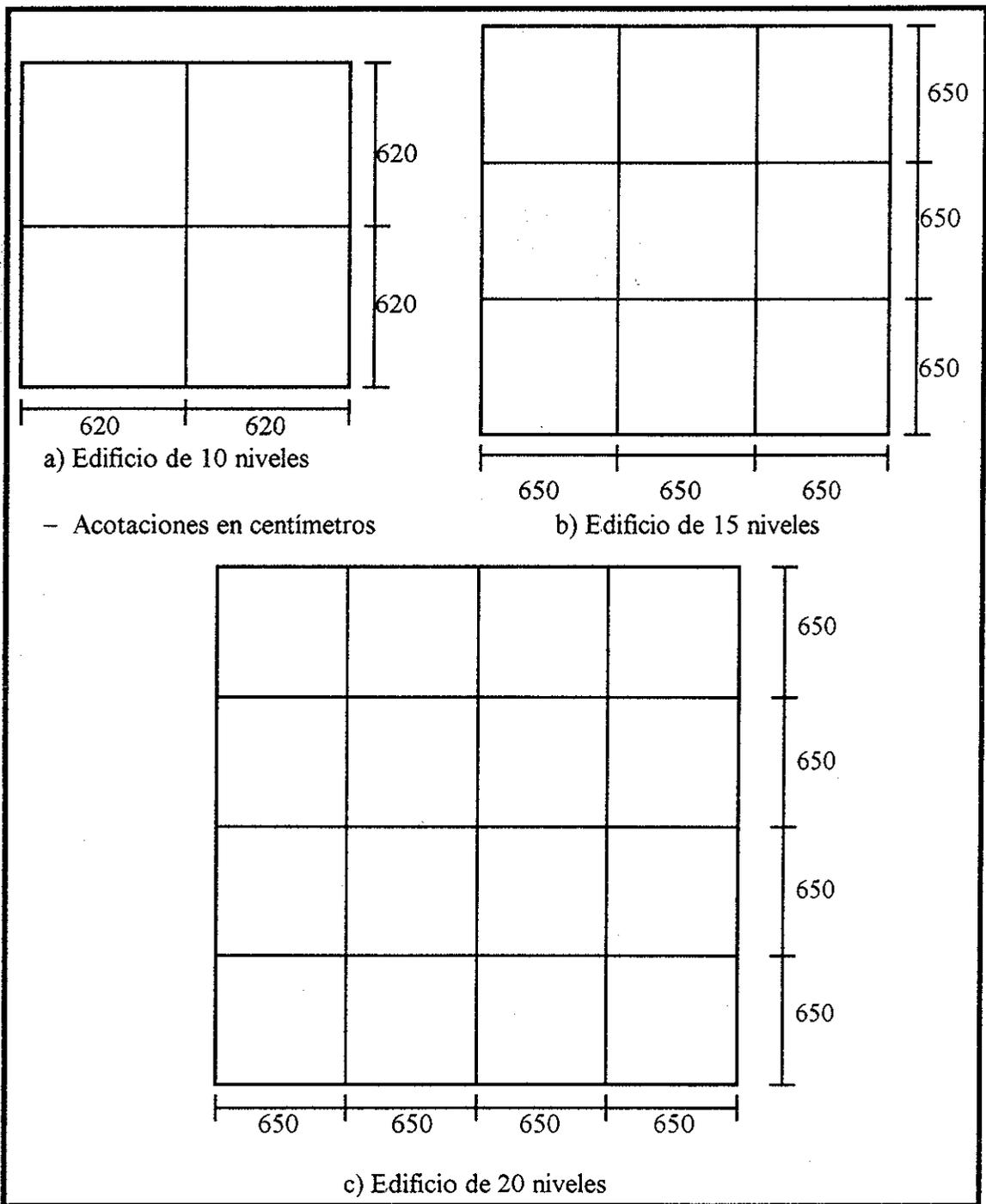


Fig 5.1 - Planta de los edificios estudiados.

Para el análisis y diseño se supone que en cada nivel la estructura soporta una carga muerta de  $600 \text{ kg/cm}^2$  (incluido el peso de las trabes) más el peso propio de las columnas. Para el análisis por carga sísmica se emplea el método estático de las NTC-DS. Con las condiciones de carga se obtuvieron los elementos mecánicos para todo el sistema estructural. El diseño por flexión para trabes y flexo-compresión para columnas, se realiza de acuerdo a los requisitos establecidos en los incisos correspondientes de las NTC-DEC, el diseño del refuerzo transversal se selecciona para la condición más desfavorable entre los requisitos para confinamiento y fuerza cortante. El refuerzo para cortante en trabes se obtiene al considerar un factor de resistencia  $F_R$  de 0.6, como lo permite el procedimiento optativo en las NTC-DEC. Para la flexo-compresión en columnas se utilizan los momentos y fuerzas axiales obtenidos del análisis, con factores de resistencia de 0.6. El refuerzo transversal se selecciona también para la condición más desfavorable entre los requisitos por confinamiento y fuerza cortante considerando para éste último un factor de resistencia de 0.5. Todos estos factores de resistencia son empleados de acuerdo a lo permitido por el procedimiento optativo de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto (NTC-DEC) para marcos dúctiles.

#### **5.4 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 sólo 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, cortante y fuerzas axiales.

El comportamiento de las regiones críticas en las vigas está regido por la flexión, el cortante y la transferencia de esfuerzos entre el acero de refuerzo y el concreto. Para las columnas, además de los efectos anteriores, el de la fuerza axial también es importante.

Cuando las regiones críticas están sujetas a deformaciones cíclicas el elemento presenta un deterioro considerable en su rigidez a flexión. El deterioro de esta rigidez puede atribuirse a muchas causas tales como el agrietamiento del concreto y fisuras a lo largo de las barras de refuerzo, el deterioro cíclico de la adherencia entre el refuerzo de acero y el concreto a su alrededor, la presencia de fuerzas cortantes altas, el aplastamiento y descascaramiento del concreto y el efecto Bauschinger del acero de refuerzo. Asimismo, los principales efectos que este deterioro de rigidez produce son: 1) un incremento en el periodo de vibración de la estructura durante grandes deformaciones cíclicas, 2) una disminución en la capacidad de disipación de energía y 3) una redistribución significativa de las fuerzas internas que inducen a deformaciones excesivas en algunas regiones del elemento.

Aparte de la degradación de la rigidez los miembros experimentan un deterioro de su resistencia, bajo cargas cíclicas que los llevan por encima de su nivel de fluencia. La rapidez con la 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 estos efectos. Existen en la literatura diversos modelos 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 tres diferentes modelos de comportamiento, los cuales permitirán observar la influencia de las reglas de histéresis de elementos estructurales en el daño que estos (y los sistemas que ellos conforman) desarrollan. Una breve descripción de los modelos que se utilizan se presenta enseguida. Una descripción más detallada de los mismos, y de las reglas de histéresis que involucran, se puede encontrar en las refs. 1 y 18.

#### 5.4.1 Modelo bilineal

El modelo de comportamiento bilineal fue uno de los primeros modelos utilizados por muchos investigadores en la etapa inicial de desarrollo de los análisis dinámicos no lineales y aún es usado ampliamente en muchos de los trabajos que se realizan para representar el comportamiento de los elementos que componen una estructura. Es uno de los modelos más simples para comportamiento histerético no lineal de elementos de concreto reforzado. La curva primaria fuerza-deformación del modelo (Fig. 5.2) está integrada por una parte elástica que 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 de endurecimiento por deformación del acero en el concreto reforzado. El modelo no presenta ningún tipo de degradación o deterioro. En la ref. 18 se puede encontrar una descripción de las reglas de histéresis que sigue este modelo.

#### 5.4.2 Modelo con degradación de rigidez (Takeda)

Takeda, Sozen y Nielsen (ref. 19) presentaron un modelo para predecir la respuesta dinámica de miembros de concreto reforzado. Ellos proponen un modelo multilineal basado en una relación fuerza-deformación el cual refleja satisfactoriamente las características de cambio en la 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. El modelo Takeda original consiste de 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. Las reglas también incluyen relaciones fuerza-desplazamiento más reales durante ciclos de bajas amplitudes. En este modelo original las reglas no incluyen el efecto de estrechamiento en los

ciclos de histéresis causado por el cortante y el deslizamiento por adherencia del refuerzo, con lo cual se ignora también el ablandamiento que puede ocurrir en las conexiones viga-columna para ciclos de amplitudes bajas.

Basados en la suposición de que una estructura sin daño deba estar libre de deterioro en la adherencia dentro del núcleo confinado de la articulación, el sistema de histéresis de Takeda fue simplificado y usado en la simulación de rotaciones extremas de los miembros debidas al deslizamiento por adherencia del acero de refuerzo dentro del núcleo de la articulación. Las reglas de histéresis de Takeda simplificadas 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 (ref 19) propone un modelo de comportamiento histerético de vigas de concreto reforzado basado en el modelo de Takeda simplificado (Fig. 5.3). Las extensiones hechas al modelo incluyen: 1) una reducción de la rigidez a la descarga por una cantidad que depende de la máxima rotación previa y 2) la incorporación de una 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. Algunas de las características de este modelo, sobre todo las asociadas con las oscilaciones de amplitudes pequeñas, se han seleccionado basándose en el juicio ingenieril para evitar patrones de comportamiento inconsistentes o ilógicos. Esto se debe a la falta de datos de pruebas experimentales que apoyen al modelo.

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 la incorporación de los parámetros  $\alpha_i$  y  $\beta_i$  respectivamente, los valores que se tomaron para estos parámetros fueron de 0.15 para  $\alpha_i$  y 0.4 para  $\beta_i$ . Estos valores se eligieron después de revisar una pequeña muestra de resultados de pruebas experimentales (Esteve, comunicación personal).

#### 5.4.3 Modelo con degradación de rigidez y deterioro de resistencia

Este es un modelo desarrollado en el Instituto de Ingeniería (Díaz, Esteve y García, ref 23) y está basado en el modelo de Wang y Shah descrito en el trabajo citado. El modelo se define por seis parámetros (Fig. 5.4):  $F_y$ ,  $K_y$ ,  $\alpha_k$ ,  $X_F$ ,  $C_D$  y  $\alpha$ . 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  $\beta_D$  definido por

$$\beta_D = C_D \sum_{i=1}^N \frac{X_i}{X_F} \quad (5.1)$$

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  $C_D$  es una constante cuyo valor es menor que 1

En este modelo se supone que la variación del daño respecto a  $\beta_D$  está dada por la expresión

$$D = 1 - e^{-\alpha \beta_D} \quad (5.2)$$

donde el coeficiente  $\alpha=0.0671$  se calcula a partir de datos experimentales (ref 24) La expresión anterior supone que la falla en el elemento estructural ( $D = 1$ ) no sucede cuando  $\beta_D$  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 la capacidad de carga de éste en cada ciclo donde es alcanzado el desplazamiento máximo. Esta reducción se define como

$$F_D(X_i) = F(X_i) (1 - D) \quad (5.3)$$

donde  $X_i$  es el desplazamiento máximo en el elemento en el ciclo  $i$ ,  $F(X_i)$  (punto B, Fig. 5.4) es la carga correspondiente al desplazamiento  $X_i$  en la curva primaria de la relación carga-desplazamiento y  $F_D(X_i)$  (punto G, Fig. 5.4) es la carga reducida cuando el elemento alcanza nuevamente el desplazamiento  $X_i$  en los siguientes ciclos de carga.

En la ref. 1 se dan las reglas de histéresis que se tienen para este modelo.

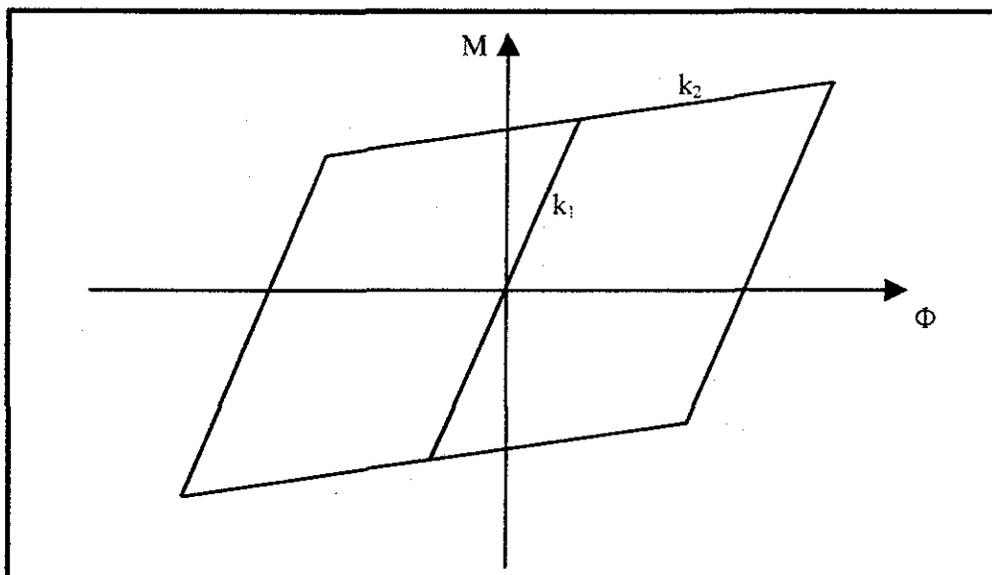


Fig. 5.2 - Modelo de comportamiento histerético bilineal

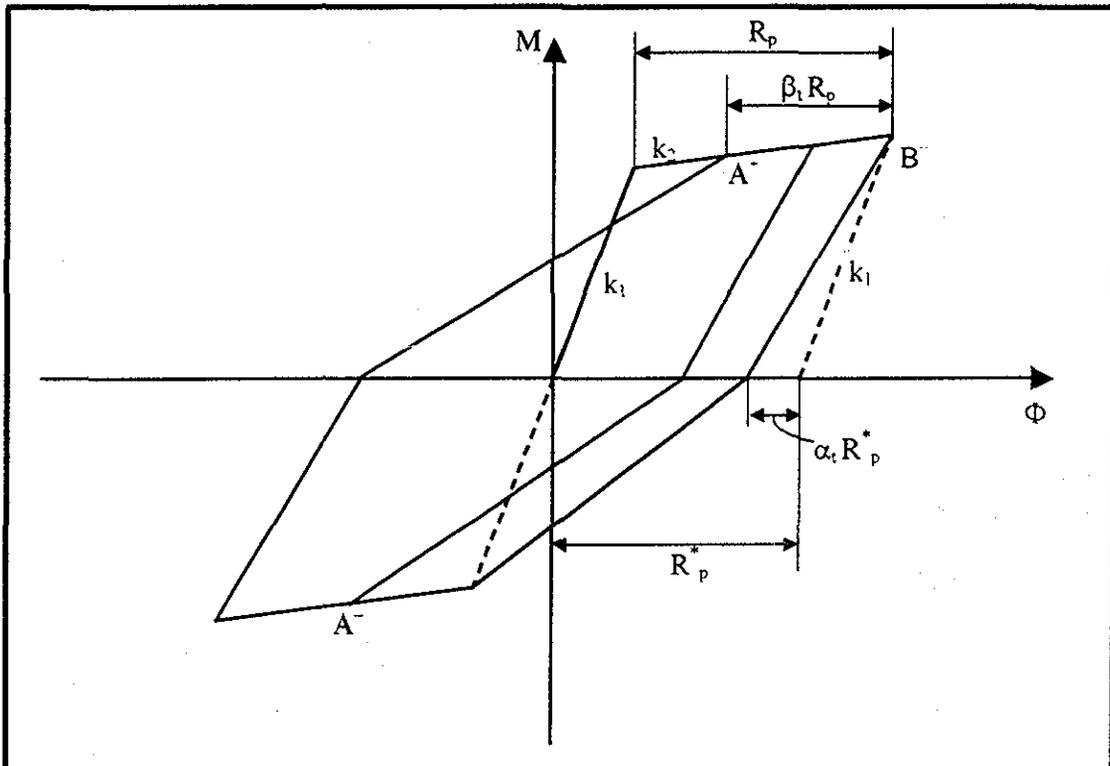


Fig. 5.3.- Modelo de comportamiento histerético con degradación de rigidez (Takeda)

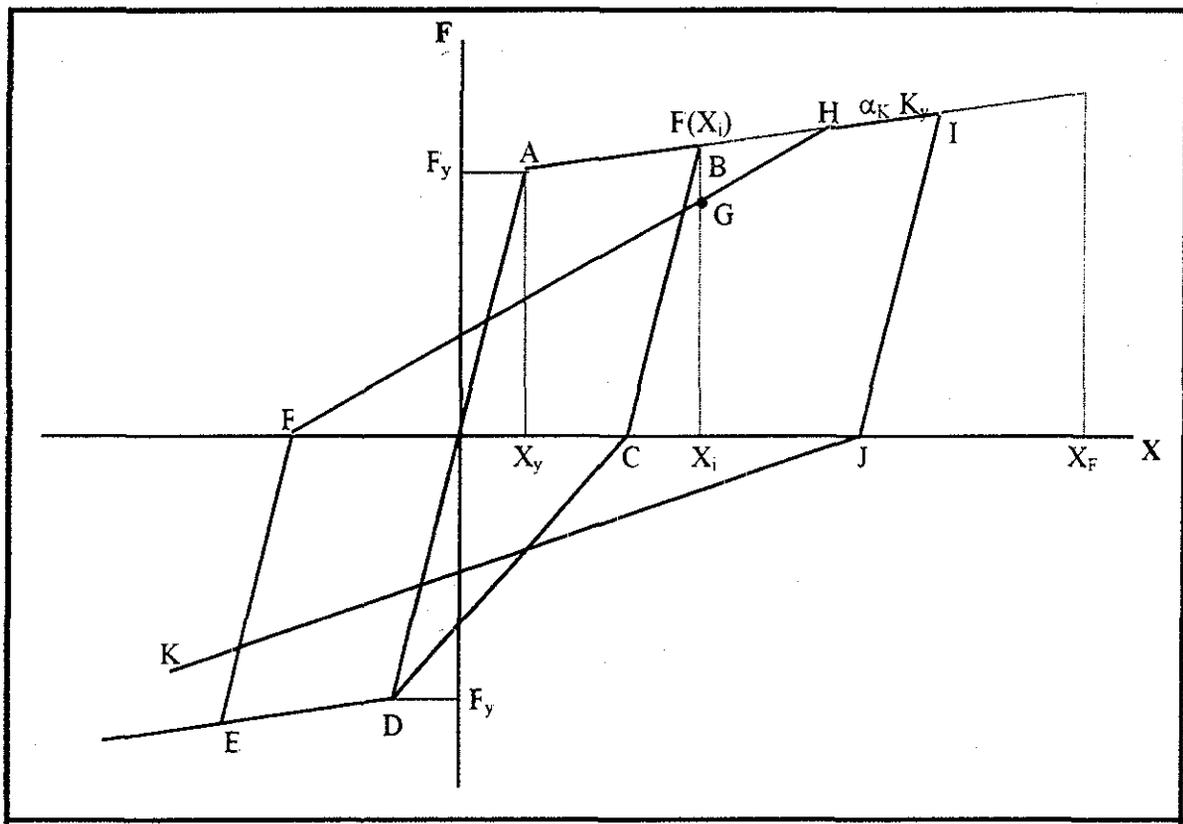


Fig 5 4 - Modelo de comportamiento histerético con degradación de rigidez y resistencia

#### 5.4.4 Curva primaria de comportamiento

Los valores de resistencia de los elementos estructurales (momento y curvatura de fluencia, y falla), que definen la curva primaria de los modelos de comportamiento histerético de Takeda y deterioro de resistencia utilizados en este estudio, se calcularon siguiendo el procedimiento dado en la ref. 25. En él, la determinación del momento resistente en una sección transversal se hace recurriendo al método de equilibrio y compatibilidad de deformaciones. Este es un método iterativo en el que se supone para una determinada deformación unitaria en el concreto, una profundidad del eje neutro que defina un estado de deformaciones con distribución lineal, de tal manera que se presente un equilibrio aceptable entre fuerzas internas y externas.

En el cálculo se tomaron las hipótesis básicas de la teoría general de la resistencia a flexión de secciones de concreto reforzado.

- 1.- Las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la flexión
- 2.- Se conoce la curva esfuerzo-deformación para el acero
- 3.- Se puede despreciar la resistencia a tensión del concreto
- 4.- Se conoce la curva esfuerzo-deformación para el concreto.
- 5.- No existe deslizamiento entre el concreto y el acero de refuerzo

Para la curva esfuerzo-deformación del concreto se tomó el criterio desarrollado por D. Kent y R. Park, descrito en la ref. 25, que considera el comportamiento del concreto cuando está confinado. Su modelo considera a la curva esfuerzo-deformación del concreto dividida principalmente en dos zonas (Fig. 5.5). Uno de los elementos que define a estas zonas es el parámetro K, que toma en cuenta la sobrerresistencia presentada en el concreto por el confinamiento.

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f_c} \quad (5.4)$$

en donde:

- $\rho_s$  = relación del volumen de acero de refuerzo transversal y el volumen de concreto medido fuera del perímetro de los estribos.
- $f_{yh}$  = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal
- $f_c$  = resistencia del cilindro de concreto.

La primera porción de la curva (segmento A-B) de la figura 5.5, aplicable al intervalo  $\epsilon_c \leq 0.002K$ , queda definida por:

$$f_c = Kf_c \left[ \frac{2\epsilon_c}{0.002K} - \left( \frac{\epsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right] \quad (5.5)$$

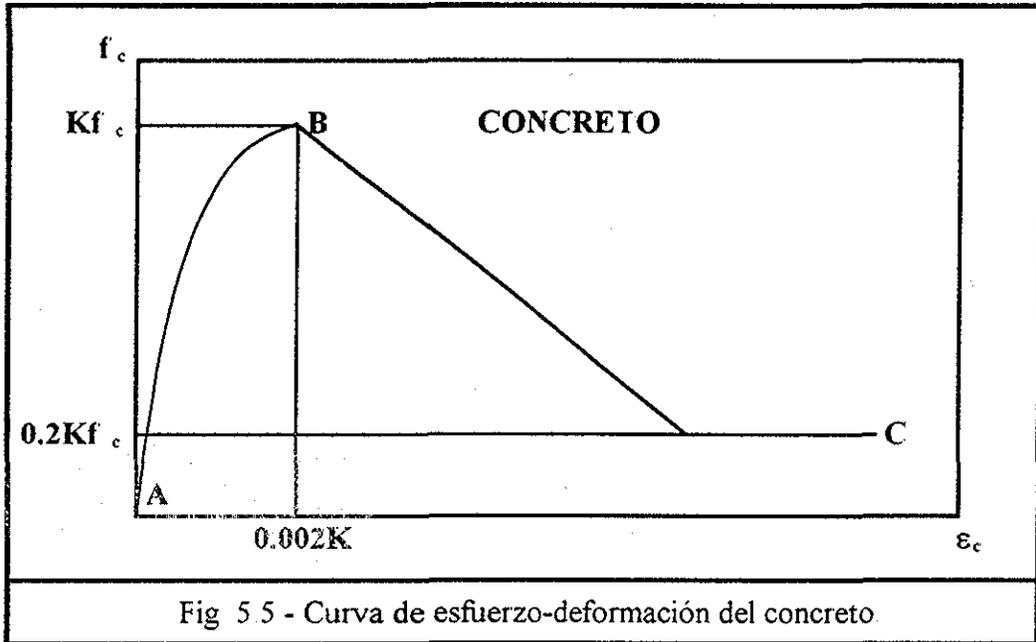


Fig 5.5 - Curva de esfuerzo-deformación del concreto.

La segunda región (segmento B-C), aplicable al intervalo abierto  $\epsilon_c > 0.002K$ , se define como:

$$f_c = Kf'_c [ 1 - Z_m (\epsilon_c - 0.002K) ] \geq 0.2Kf'_c \quad (5.6)$$

en donde el parámetro  $Z_m$  define la distribución lineal gradual del esfuerzo en el concreto por efecto del confinamiento. La expresión que define a  $Z_m$  es

$$Z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.03f'_c}{14.23f'_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h''}{s_h}} - 0.002K} \quad (5.7)$$

donde

- $f'_c$  = en  $\text{kg/cm}^2$
- $K$  = parámetro de sobre-resistencia dado por la ec 5.4
- $h''$  = ancho del elemento estructural medido fuera del refuerzo transversal
- $s_h$  = espaciamiento centro a centro de estribos

Para el acero se tomó una curva esfuerzo-deformación como la presentada en la figura 5.6 (Park y Paulay, ref 26). En esta figura se distinguen tres regiones que determinan la curva en cuestión. Para el intervalo A-B ( $\epsilon_s < \epsilon_y$ ) se tiene una zona elástica definida por:

$$f_s = \epsilon_s E_s \quad (5.8)$$

para la región B-C ( $\epsilon_y < \epsilon_s < \epsilon_{sh}$ ) un comportamiento de fluencia representado por:

$$f_s = f_y \quad (5.9)$$

y finalmente para el intervalo C-D ( $\epsilon_{sh} < \epsilon_s < \epsilon_{su}$ ) una curva definida mediante la ecuación:

$$f_s = f_y \left[ \frac{m(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2}{60(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\epsilon_s - \epsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] \quad (5.10)$$

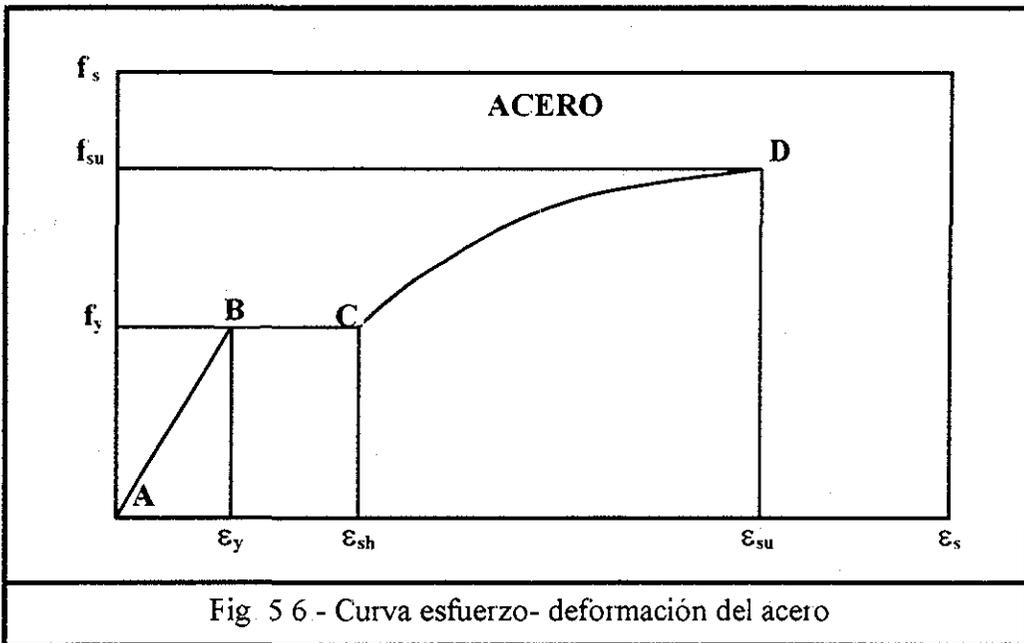
en donde

$$m = \frac{(f_{su}/f_y)(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (5.11)$$

$$r = \epsilon_{su} - \epsilon_{sh} \quad (5.12)$$

En las expresiones anteriores:

- $\epsilon_s$  = deformación en el acero.
- $\epsilon_y$  = deformación de fluencia del acero.
- $\epsilon_{sh}$  = deformación a la cual empieza el efecto de endurecimiento por deformación
- $\epsilon_{su}$  = deformación de falla del acero
- $E_s$  = módulo de elasticidad del acero
- $f_y$  = esfuerzo de fluencia en el acero
- $f_{su}$  = esfuerzo último en el acero



Para calcular la resistencia de las columnas (momento de fluencia y falla), la aplicación del criterio anterior es más complicada, ya que esta resistencia depende de la carga axial que actúa sobre la columna, y en una estructura sometida a un movimiento sísmico dicha carga en la columna varía durante la historia sísmica. Esto implica determinar fundamentalmente el diagrama de interacción carga axial-momento de la sección.

Como los modelos de Takeda y deterioro de resistencia no tienen la capacidad para tomar en cuenta esta interacción carga axial-momento en el elemento, su aplicación se restringe a miembros en los cuales el efecto de la carga axial no es importante. Sin embargo, en este estudio se quiere incorporar el efecto de deterioro en las columnas cuando éstas alcanzan su nivel de fluencia. Por lo tanto se supone que las columnas tienen un modelo de comportamiento semejante al de las vigas y su resistencia se obtiene suponiendo que sobre ellas obran cargas axiales promedio igual a la ejercida por la carga vertical. Esta suposición es bastante aproximada y, aunque en general la resistencia de la columna aumentará o disminuirá de acuerdo con la carga axial que soporte, se cree que es suficiente para los fines que se persiguen en este trabajo.

Como se ha señalado, el procedimiento anterior se utilizó para calcular las variables que definen la curva primaria del comportamiento de los elementos estructurales, es decir, el momento de fluencia,  $M_y$ , rigidez elástica,  $K_e$ , rigidez a la fluencia,  $K_f$ , y curvatura de falla,  $\phi_F$ . En el caso de la rigidez elástica, ésta se obtuvo suponiendo la sección bruta. El momento de fluencia se tomó igual al correspondiente a la primera fluencia del acero en tensión. Así mismo, la curvatura de falla se obtiene como la asociada a la ocurrencia del primero de los siguientes dos efectos: a) el acero alcanza su deformación de falla,  $\epsilon_{su}$ , y b) existe pandeo lateral del acero en compresión. La rigidez a la fluencia se supuso de un dos por ciento de la rigidez elástica. Puesto que para los análisis de respuesta de las estructuras se requiere el valor de la rotación a la falla,  $\theta_F$ , de la sección, más que la curvatura, aquella se obtiene a partir de la curvatura de falla de manera aproximada suponiendo la longitud de rotación plástica,  $l_p$ , como la que se obtiene con la expresión dada por Mattock (ref. 27)

$$l_p = 0.5d + 0.05z \quad (5.13)$$

donde  $d$  es el peralte de la sección y  $z$  la distancia de la sección crítica al punto de inflexión del elemento. Por simplicidad, el punto de inflexión en las columnas se considera a la mitad de su altura, y para las vigas a una distancia  $4d$  de la sección crítica. De esta manera  $\theta_F$  se obtiene como

$$\theta_F = (\phi_F - \phi_y) l_p \quad (5.14)$$

El caso de los análisis de respuesta utilizando el modelo de comportamiento histerético bilineal se realiza en forma especial con respecto a los otros dos modelos de comportamiento estudiados. Con este modelo es posible tomar en cuenta la interacción momento-carga axial para establecer las condiciones de fluencia de la sección en las columnas. Este diagrama se obtiene utilizando las mismas hipótesis básicas y curvas

esfuerzo-deformación del concreto y del acero que se utilizan en los otros modelos. También el valor de  $K_c$  es calculado para la sección bruta. Sin embargo, aquí se considera que el momento de fluencia en la sección se presenta cuando la deformación unitaria en el concreto es de 0.003, y la rigidez a la fluencia es tomada con un valor nulo.

Esta manera distinta de definir la curva primaria para los modelos se hizo con el fin de ver cómo influye en los resultados la forma de considerar la resistencia de los elementos. Es claro que en la comparación de los resultados que se presentan entre los diferentes modelos de comportamiento histerético de los elementos estructurales, esta variable tiene un peso considerable, el cual debe tomarse en cuenta en su momento.

# 6.- EXCITACIÓN SISMICA

En un estudio anterior (ref. 1) fueron utilizados temblores únicos representativos de los sitios en donde habían de ser desplantadas las estructuras. Dichos temblores correspondían a una intensidad dada y fueron escalados para obtener diferentes intensidades sísmicas de análisis. Se hizo ver entonces que en eventos sísmicos reales las características de contenido de frecuencias y duración de los temblores muestran variación de acuerdo a la magnitud y la distancia a la cual se generan. En consecuencia, los resultados que se obtienen en análisis sísmicos con intensidades menores y mayores a las del sismo original pueden variar si se utilizan sismos representativos de cada una de esas intensidades en lugar de aquellos que son producto de criterios de escalamiento.

De acuerdo a lo anterior, en el análisis sísmico se hace hincapié en la conveniencia de utilizar sismos representativos de cada intensidad que se tome, considerando además, como se señaló en el capítulo 4, el hecho de que se tome en cuenta en este tipo de estudios las variaciones que se pueden tener de las características de los temblores dadas sus incertidumbres.

Para 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, se pueden considerar dos opciones: 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 estudio que se pretende realizar aquí, se necesita tener familias de sismos correspondientes a distintas intensidades. Puesto que solo se cuenta con un número limitado de acelerogramas registrados en el sitio en donde se propone hacer el estudio, estos no son suficientes para los fines que se persiguen.

Considerando esta limitación, en este trabajo se utiliza una aproximación para generar acelerogramas de temblores artificiales (ref. 28). En ella, 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 frecuencia y amplitud. Para ello se desarrollaron funciones de atenuación generalizadas de dichos parámetros que definen al modelo, las cuales se expresan en función de la magnitud,  $M$ , y la distancia,  $R$ , en donde se origina el sismo.

En el mismo modelo se considera que cualquiera que sea la intensidad sísmica que se adopte, una vez elegida, M y R quedan como variables inciertas, con su función de densidad de probabilidades condicionada a ese valor, y en cuyo caso la elección de la combinación de M y R para la intensidad requerida, puede manejarse en forma incierta (ref 29)

Una descripción detallada del modelo, así como de la obtención de las funciones de atenuación generalizadas y la función de densidad de probabilidades de M y R condicionada a la intensidad, se puede encontrar en las referencias anteriores (ref 28 y ref 29).

## 6.1 Temblores simulados

Utilizando el método anterior, la simulación de los acelerogramas para valores de M y R condicionados a una intensidad dada, se realizó en dos etapas. En la primera etapa se generaron los parámetros de la densidad espectral de referencia, así como las funciones de modulación de amplitud y frecuencia. En la segunda etapa se obtienen los registros individuales a partir de esos parámetros. Debido al procedimiento de simulación, la intensidad de cada acelerograma simulado diferirá de la requerida, por lo cual se introduce un factor de escala,  $\varepsilon$ , con el que se toma en cuenta la desviación aleatoria de las intensidades con respecto al valor esperado para los parámetros dados del modelo estocástico del movimiento del suelo.

En este trabajo la intensidad sísmica,  $y$ , se definió como el valor de la máxima aceleración espectral para un amortiguamiento del 5% del crítico, y los valores de dicha intensidad que se estudiaron, así como los de M y R simulados de acuerdo al procedimiento anterior para cada caso fueron:

Intensidad $y_4 = 1177$	$\text{cm/s}^2$	(SCT1177),	Magnitud $M_s = 7.8$ ,	Distancia = 321 Km
Intensidad $y_3 = 981$	$\text{cm/s}^2$	(SCT0981),	Magnitud $M_s = 7.8$ ,	Distancia = 305 Km
Intensidad $y_2 = 680$	$\text{cm/s}^2$	(SCT0680),	Magnitud $M_s = 7.7$ ,	Distancia = 309 Km
Intensidad $y_1 = 500$	$\text{cm/s}^2$	(SCT0500),	Magnitud $M_s = 7.6$ ,	Distancia = 300 Km

Se obtuvieron 20 acelerogramas simulados asociados a cada intensidad dada. Esto con la finalidad de contar con sismos con distintas características en contenido de frecuencia y duración, como se señaló al principio de este capítulo

En las figuras 6.1 a 6.4 se presentan los acelerogramas simulados para cada intensidad. Los espectros de aceleraciones para estos acelerogramas y el espectro promedio de aceleraciones para cada intensidad se presentan en las figuras 6.5 a 6.8. Finalmente, la figura 6.9 presenta los espectros promedio para las cuatro intensidades consideradas en este estudio. En la misma figura están representados también los periodos fundamentales iniciales calculados para los sistemas de diferente número de niveles analizados en este trabajo.

En los espectros de las figuras 6.5 a 6.9 la aceleración,  $A$ , está normalizada respecto a la constante de gravedad

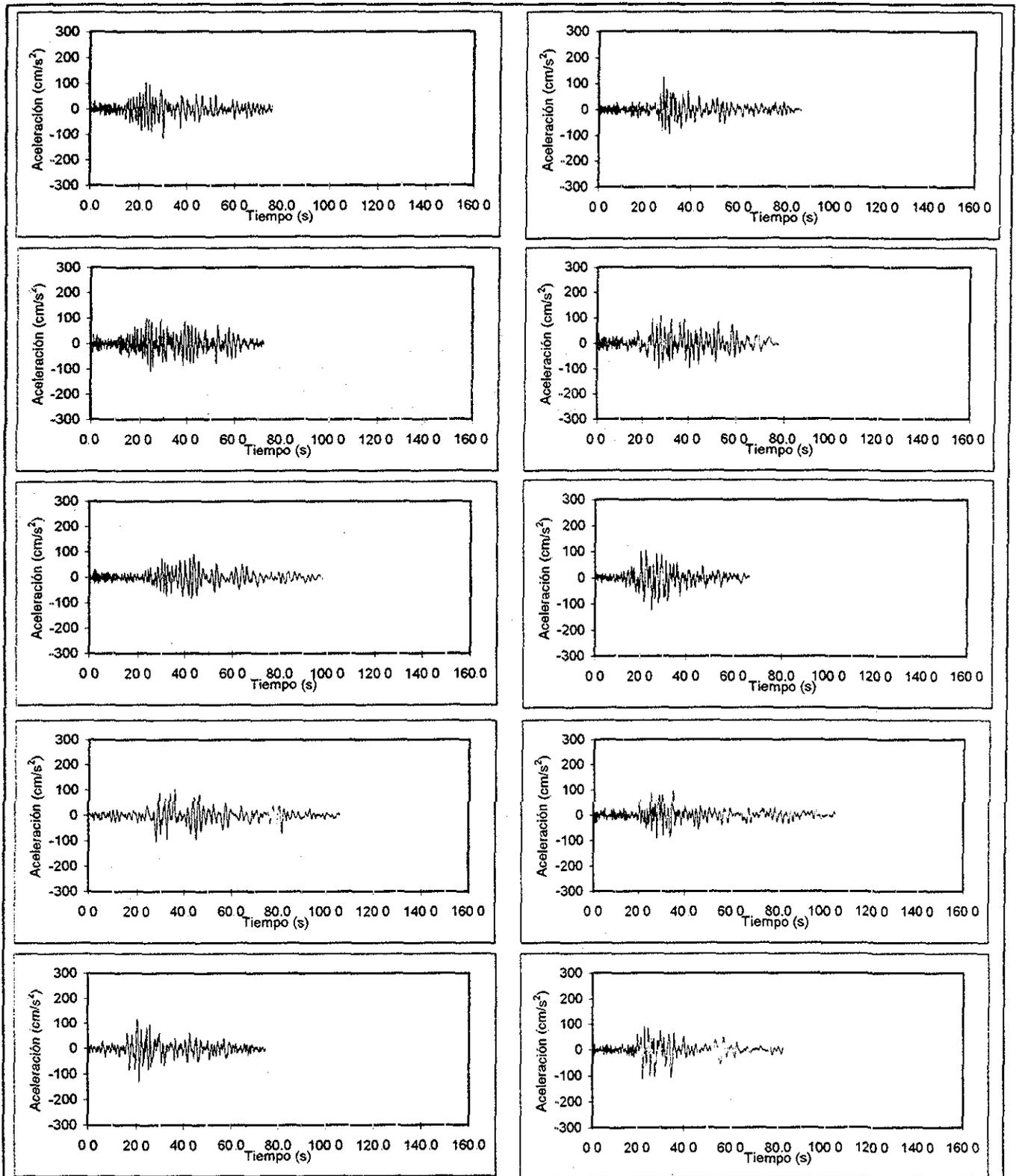


Fig. 6.1 - Registros sísmicos simulados con intensidad  $y=500 \text{ cm/s}^2$

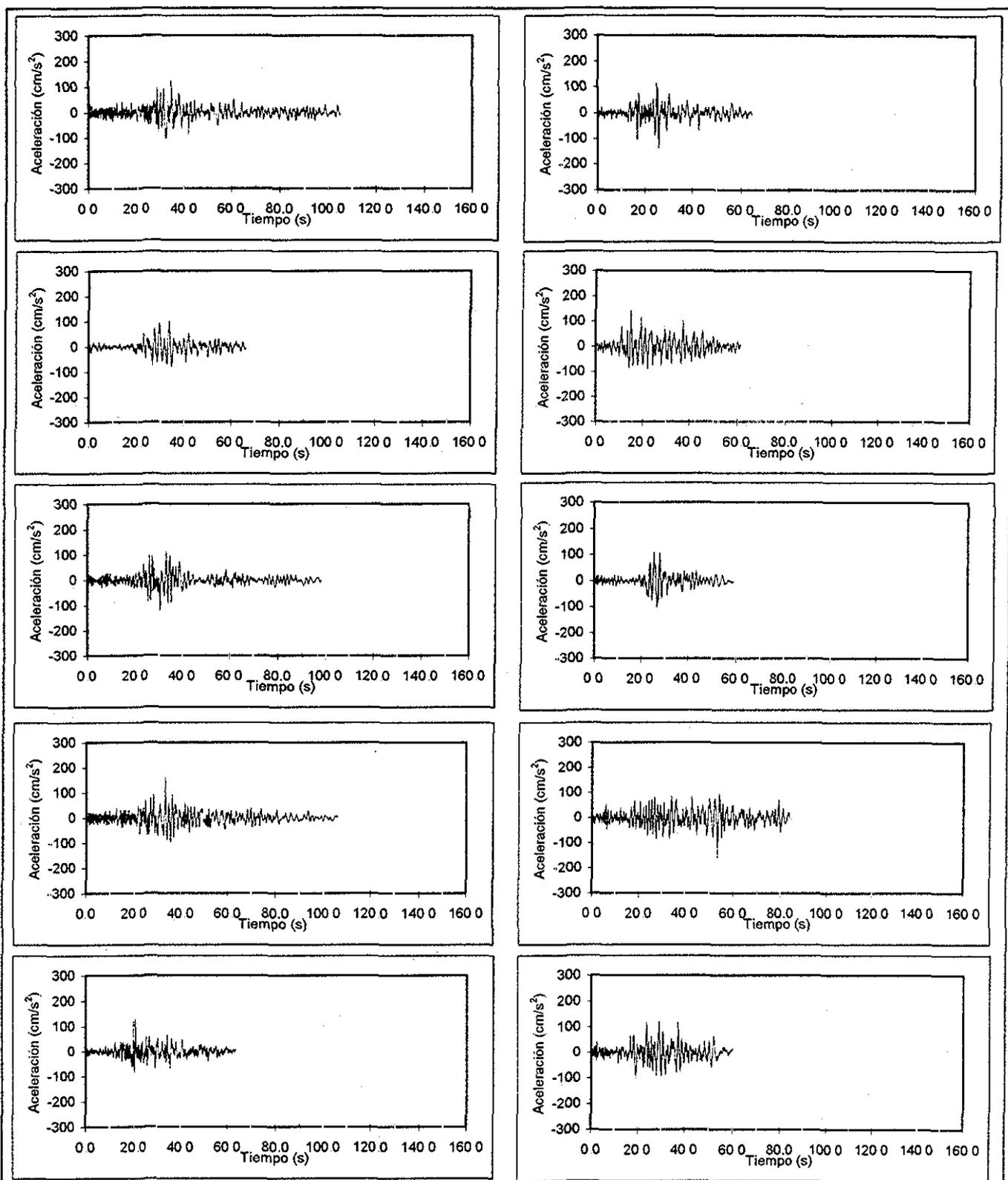


Fig 6 1.- Registros sísmicos simulados con intensidad  $y=500 \text{ cm/s}^2$  (cont )

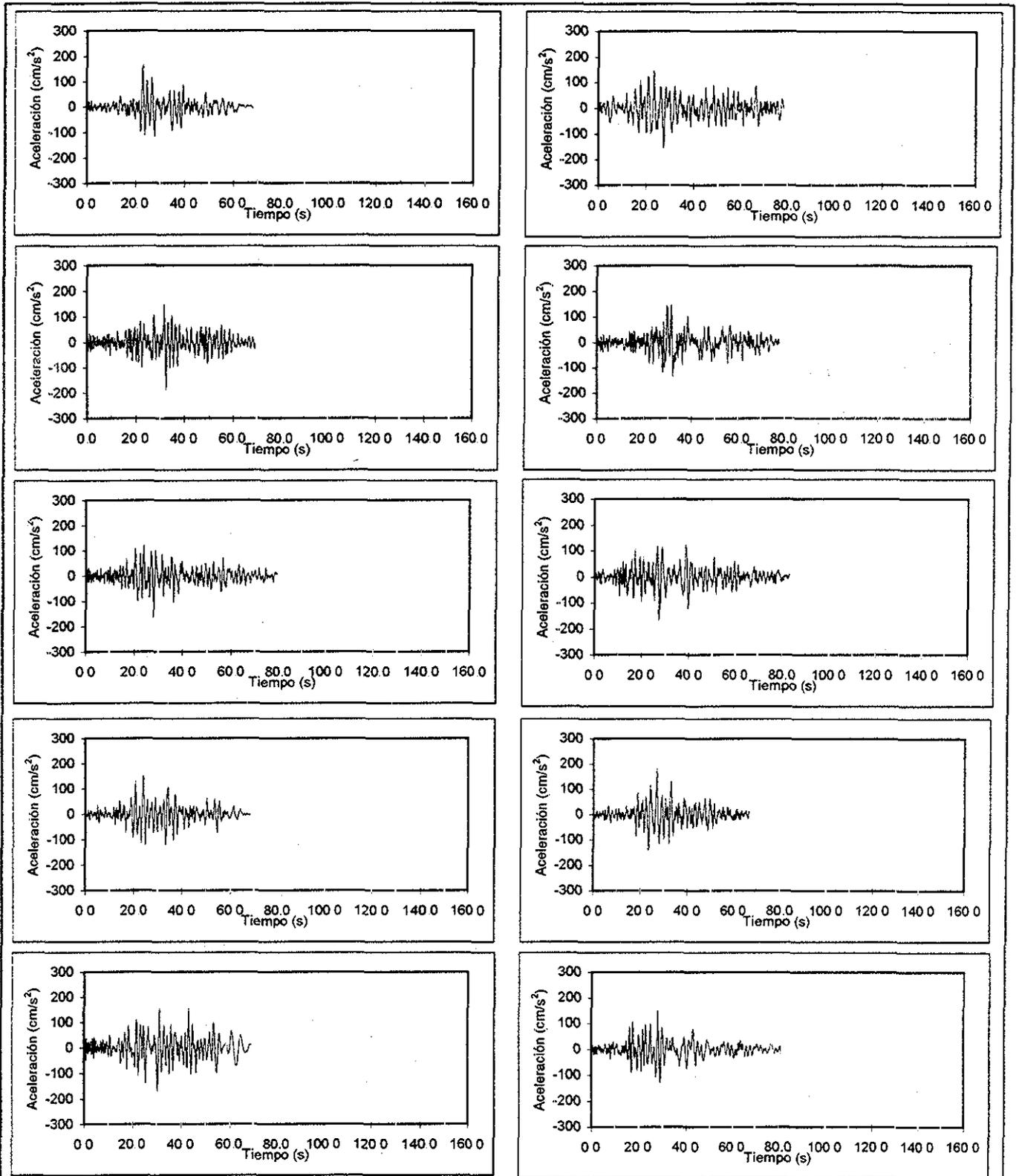


Fig 6.2 - Registros sísmicos simulados con intensidad  $y=680 \text{ cm/s}^2$

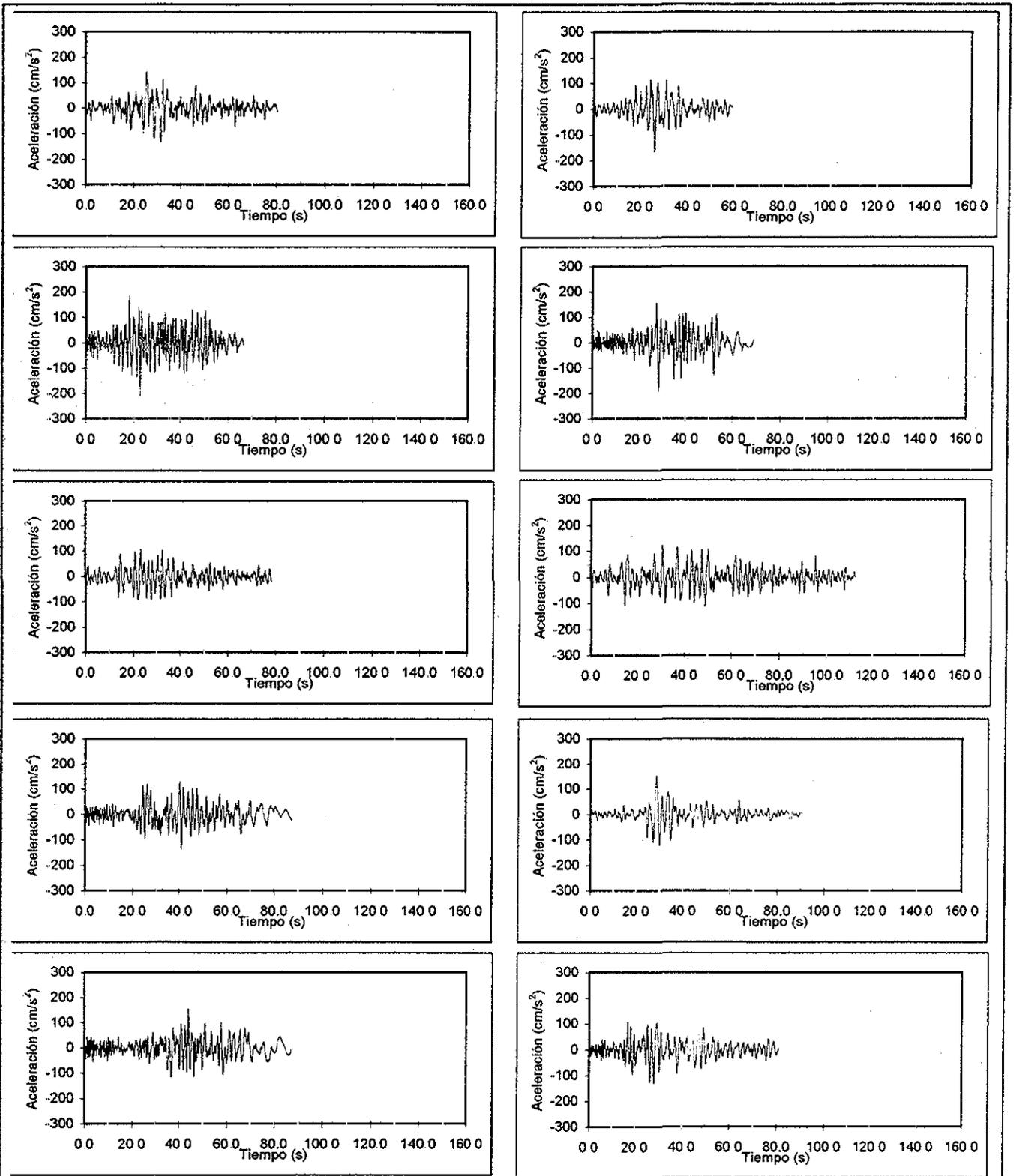
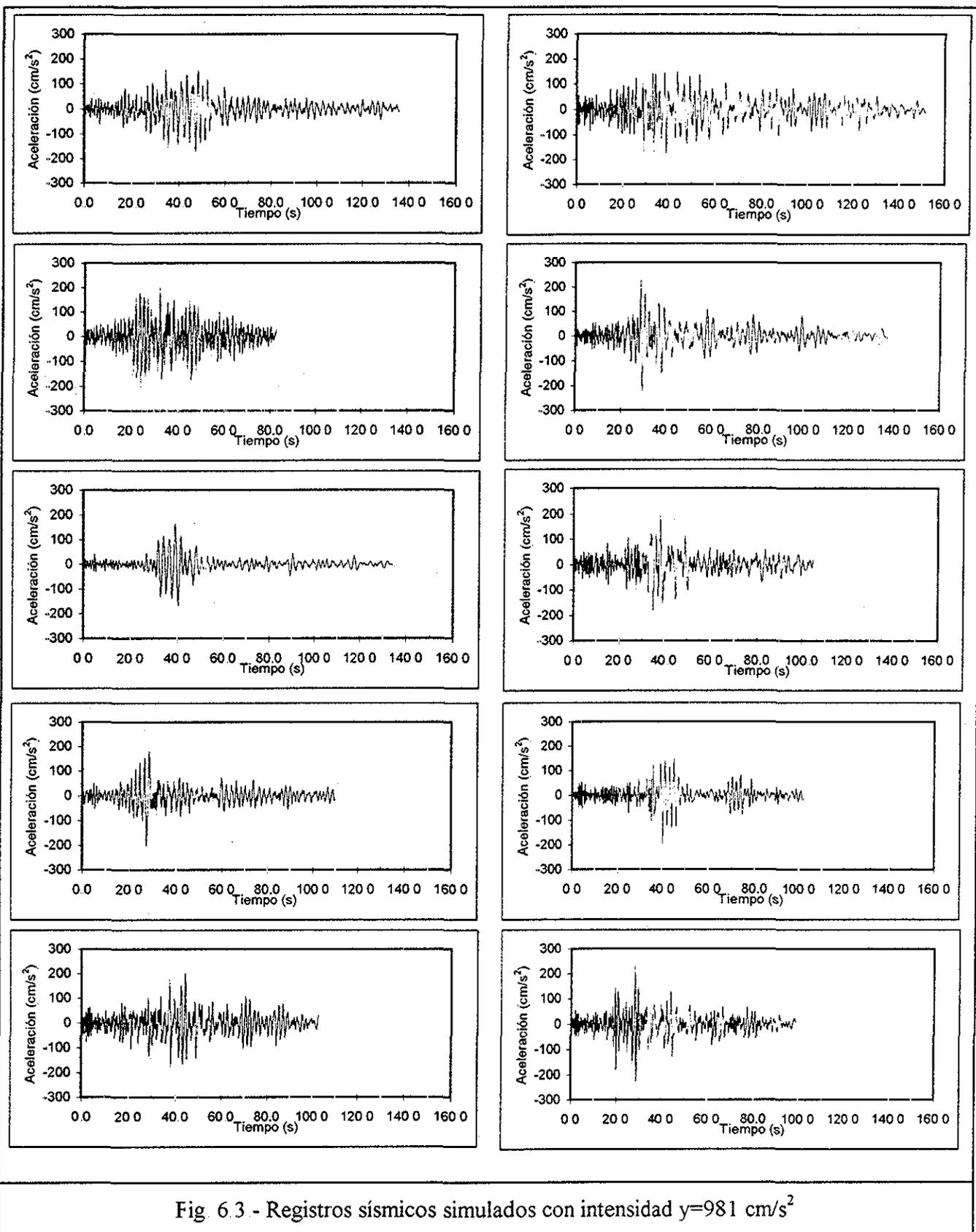


Fig 6.2 - Registros sísmicos simulados con intensidad  $y=680 \text{ cm/s}^2$  (cont)



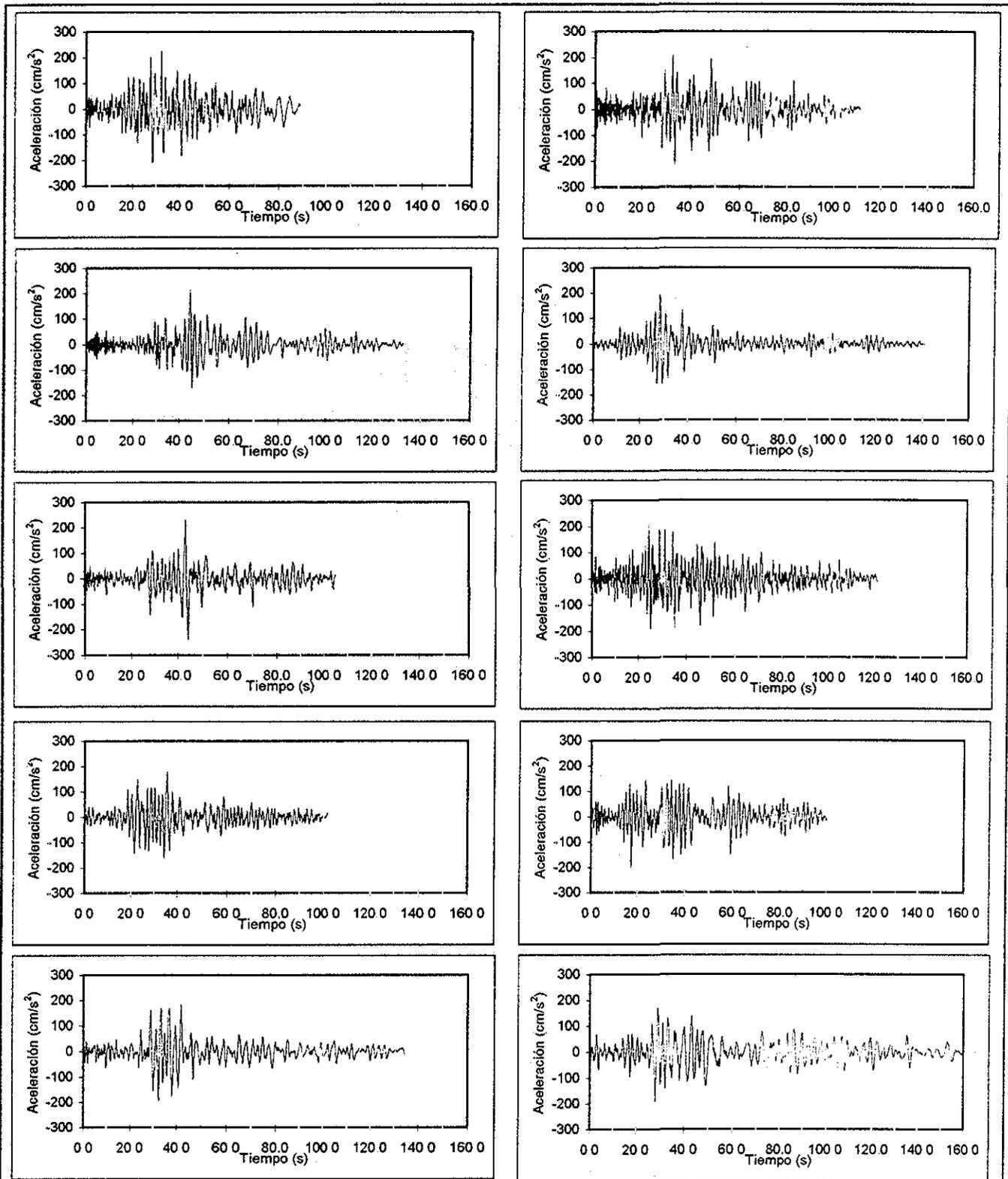


Fig. 6.3. - Registros sísmicos simulados con intensidad  $y=981 \text{ cm/s}^2$  (cont.)

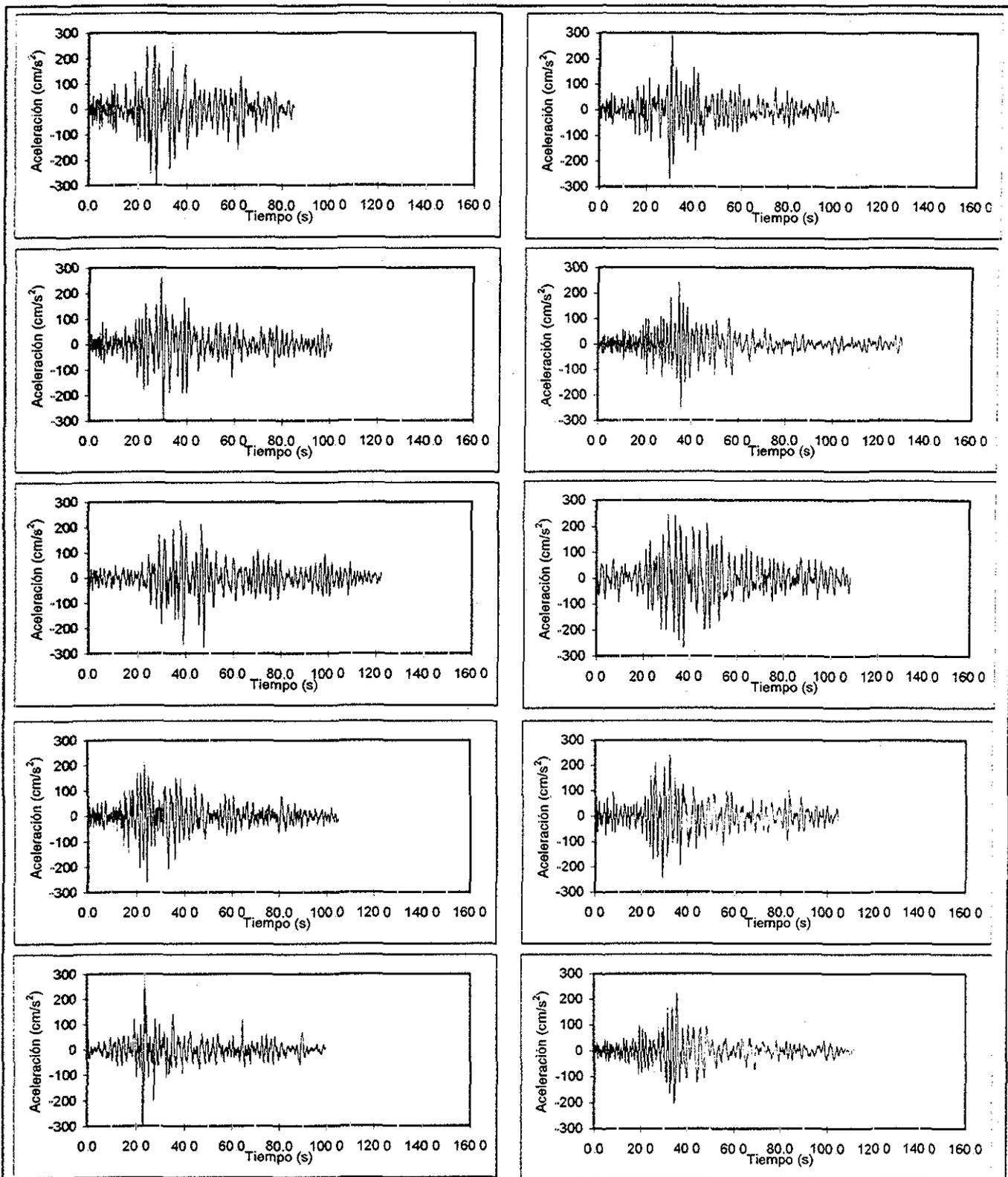


Fig 6 4 - Registros sísmicos simulados con intensidad  $y=1177 \text{ cm/s}^2$

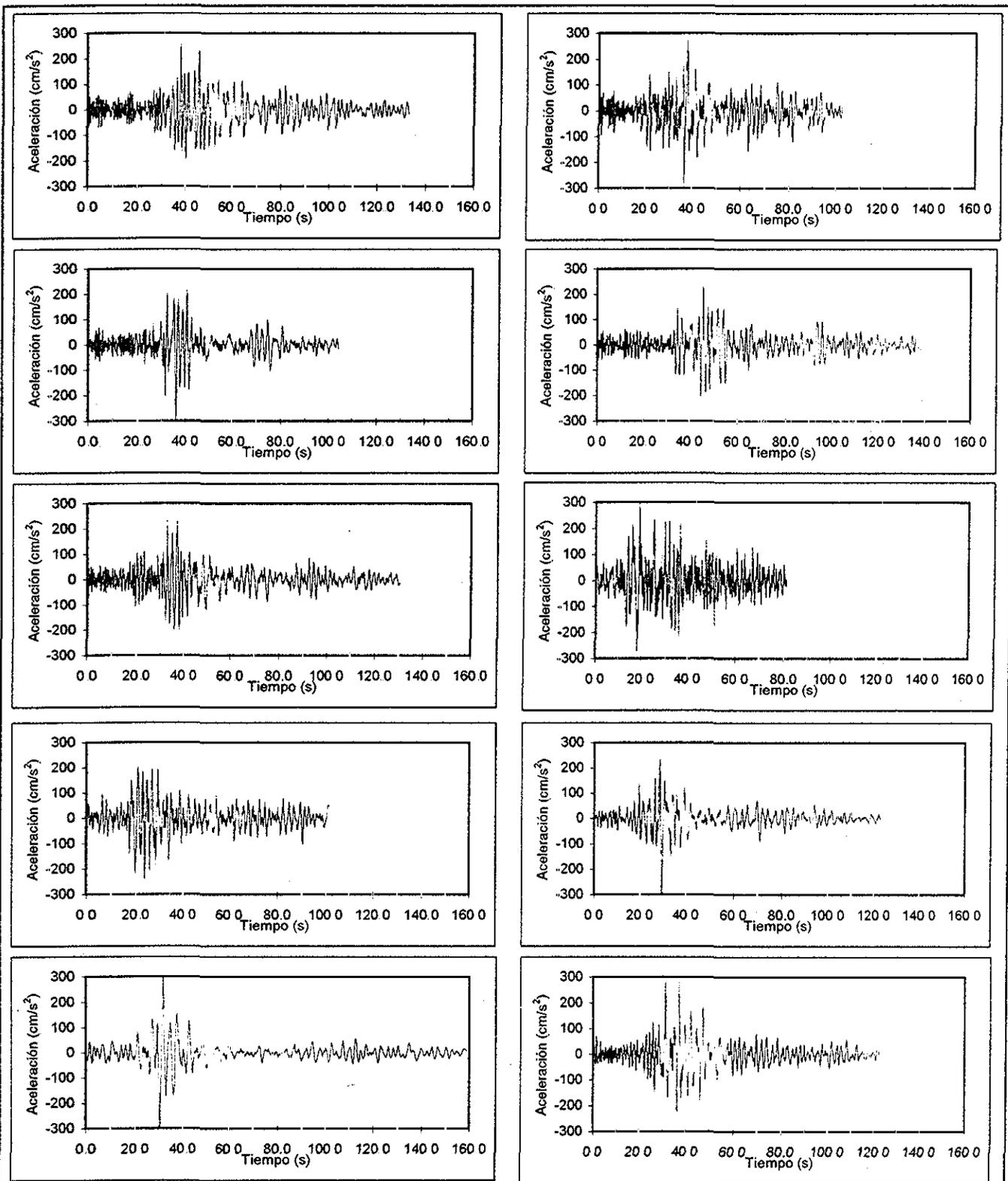


Fig 6 4 - Registros sísmicos simulados con intensidad  $\gamma=1177 \text{ cm/s}^2$  (cont.)

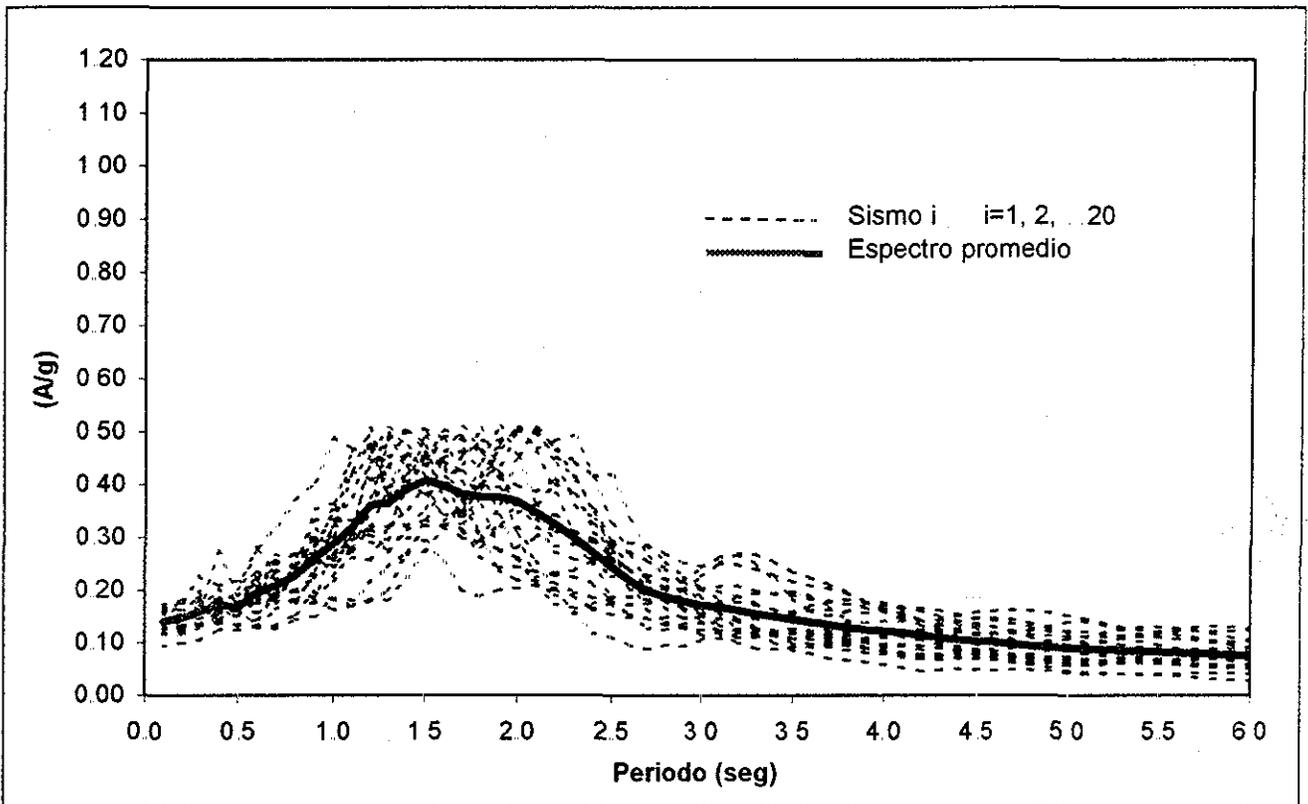


Fig 6 5 - Espectros de respuesta para los sismos simulados con intensidad  $y=500 \text{ cm/s}^2$

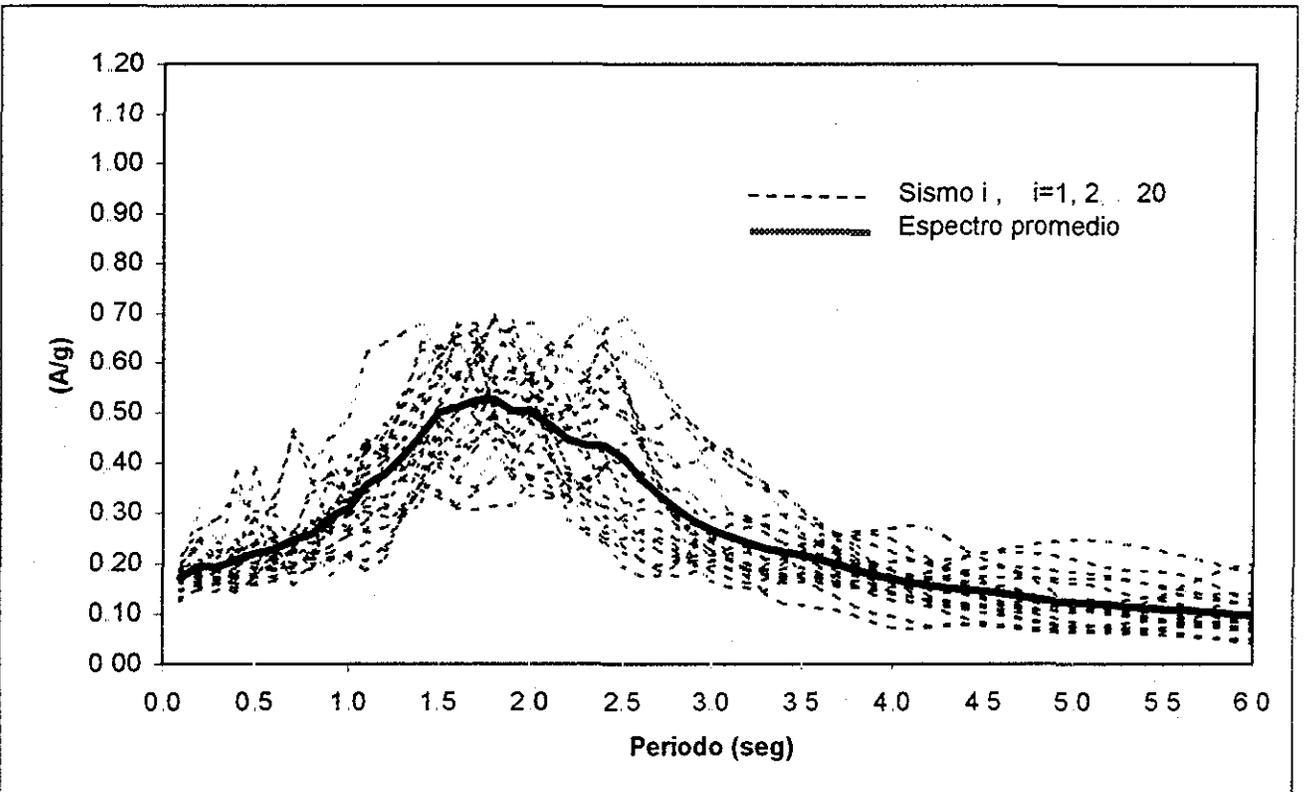


Fig 6 6 - Espectros de respuesta para los sismos simulados con intensidad  $y=680 \text{ cm/s}^2$

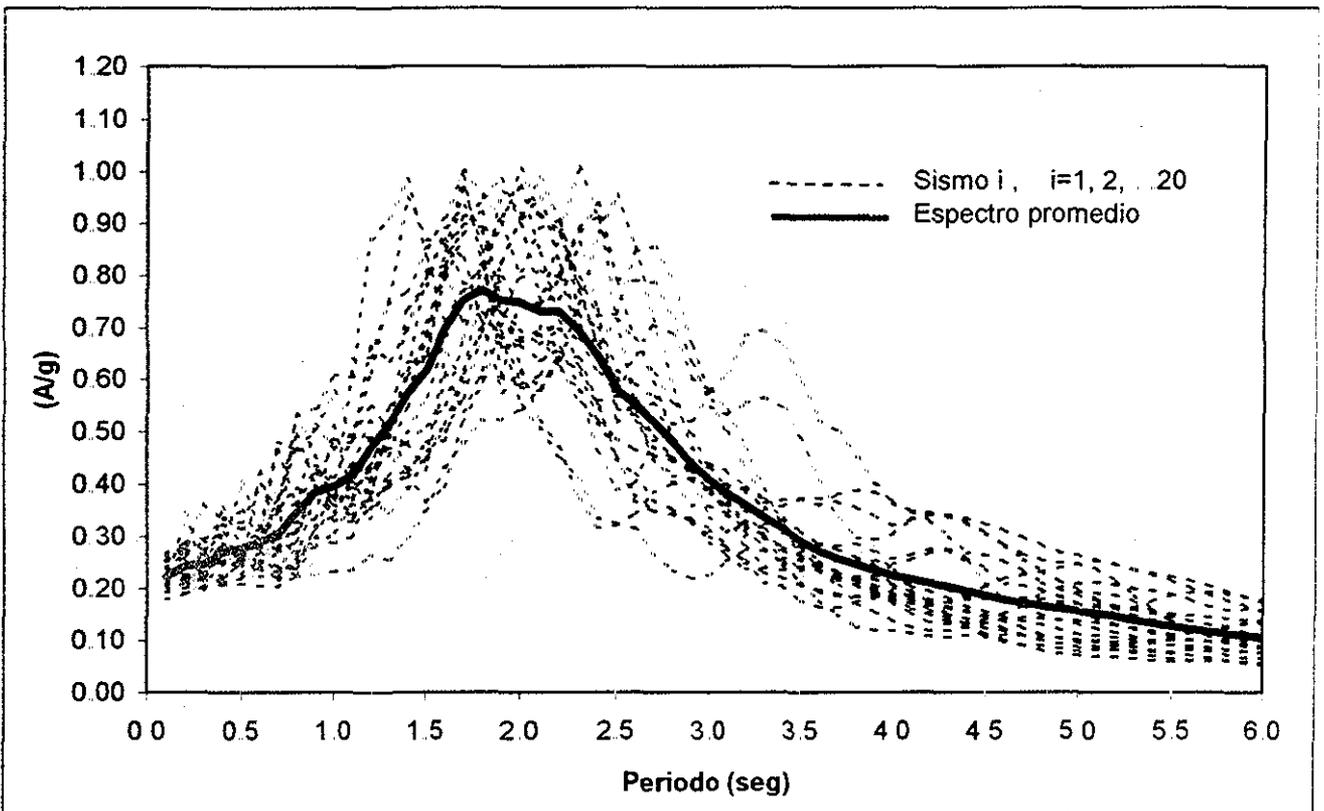


Fig. 6.7 - Espectros de respuesta para los sismos simulados con intensidad  $y=981 \text{ cm/s}^2$

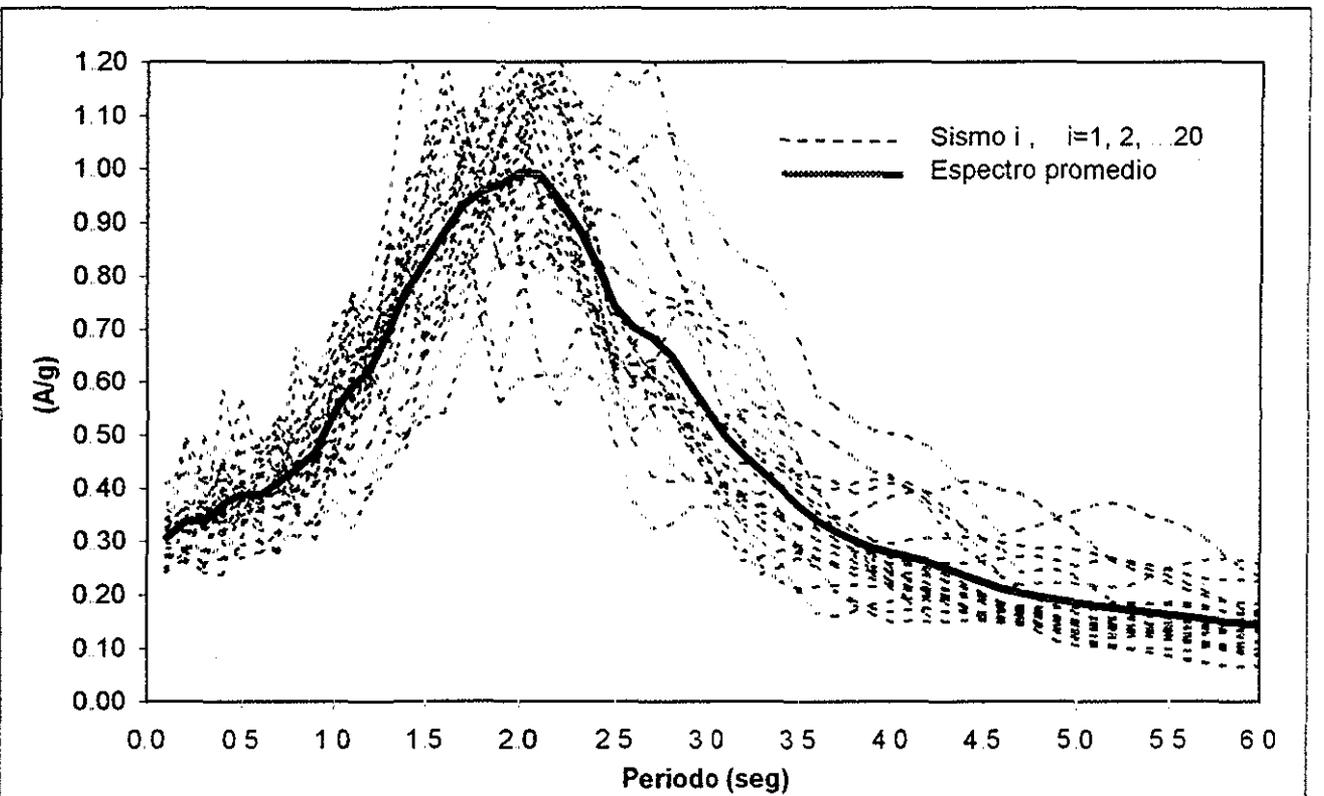


Fig. 6.8 - Espectros de respuesta para los sismos simulados con intensidad  $y=1177 \text{ cm/s}^2$

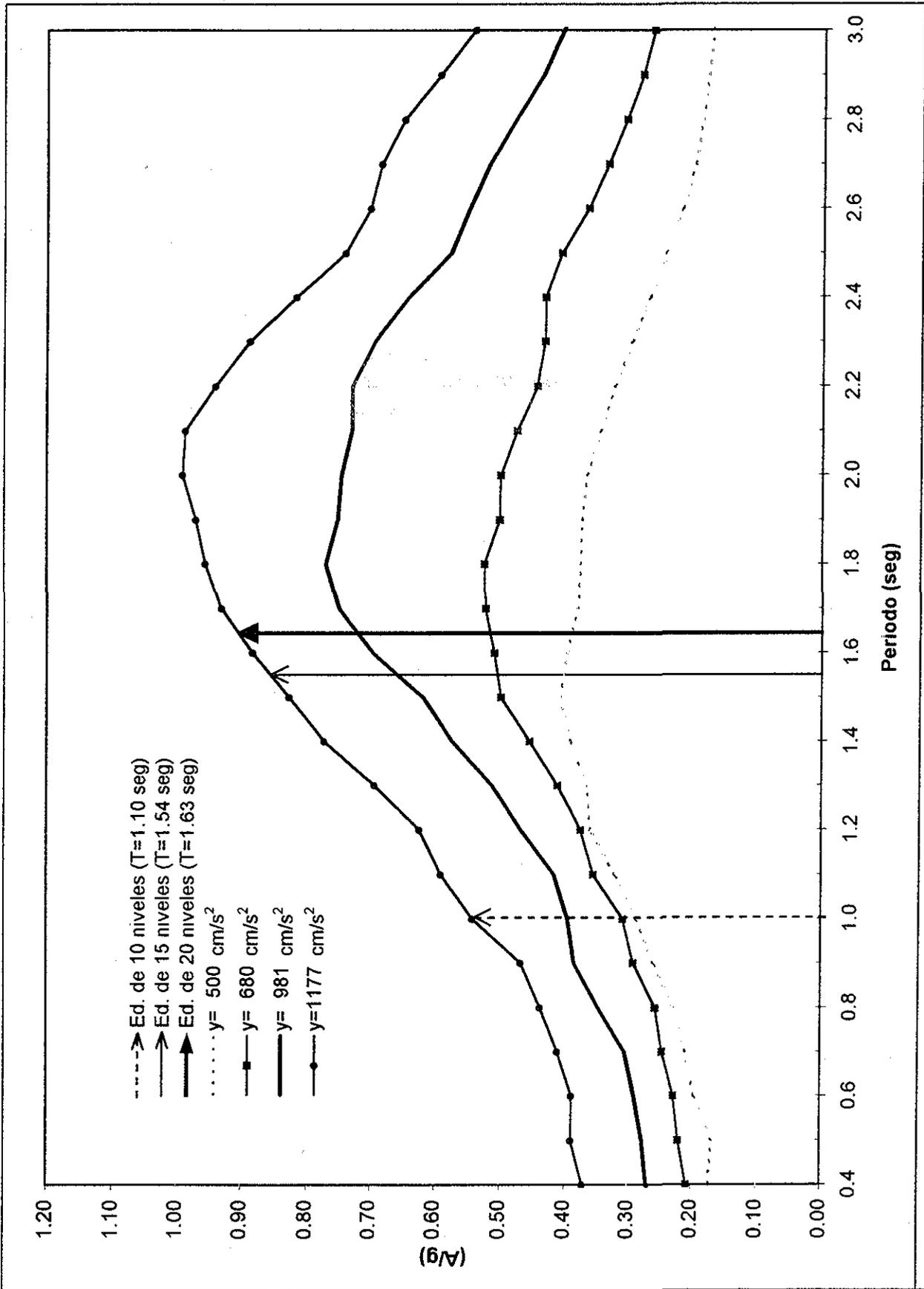


Fig. 6.9.- Espectros de respuesta promedio de los sismos simulados y periodos de las estructuras analizadas.

# 7.- RESULTADOS

En este capítulo se hace un análisis de los resultados obtenidos en este trabajo. Como se señala en el capítulo 3, el método de simulación descrito para obtener la respuesta de las estructuras seleccionadas tiene como base el método de Monte Carlo, por lo que dicho método implica el cálculo de la respuesta sísmica no lineal de cada sistema estructural simulado. El programa utilizado para calcular dicha respuesta es el conocido como Dynamic Response Analysis Inelastic Nonlinear (DRAIN-2D), al cual fueron incorporados los modelos de comportamiento histerético empleados en este estudio y descritos en el capítulo 5. El programa utiliza el método de integración numérica paso a paso para encontrar la solución de la ecuación de movimiento de una estructura sometida a carga sísmica. Una descripción más detallada de este programa se puede encontrar en la ref 19.

Al tener como base el método de Monte Carlo, un aspecto muy importante en este estudio es definir el número de elementos que se tomarán para cada muestra, para que ésta sea representativa de una estructura sometida a dos temblores consecutivos. En este estudio se toman únicamente 40 elementos para cada muestra considerada. Este tamaño pudiera resultar pequeño, lo que implicaría que existan variaciones importantes en la respuesta de las estructuras simuladas, variaciones que pueden tener efectos apreciables en los resultados que se presentan.

Las variables de análisis que se toman para diferenciar la respuesta de los sistemas estructurales son las siguientes: a) el coeficiente de diseño sísmico  $C$ , b) la intensidad,  $y$ , del sismo aplicado, c) el periodo (número de niveles) de la estructura, y d) el modelo de comportamiento histerético que tienen los miembros (vigas y columnas) que conforman las estructuras.

El análisis de resultados es realizado en dos partes, mostrándose en ambas las características de evolución de daño en las estructuras. En la primera parte se considera la variación del daño a lo largo de todos los niveles de la estructura, por lo que se discute la variación de las deformaciones máximas de entrepiso que se obtienen para cada conjunto de muestras correspondientes a estructuras sujetas a un temblor inicial seguido de un temblor subsecuente, ambos de una intensidad dada. Los resultados se presentan en función de los valores medios que se obtienen a partir de cada muestra. Resultados semejantes se presentan para el caso del factor de seguridad, que se calcula al simular la capacidad de deformación máxima en cada entrepiso. Dicho factor de seguridad se define como el inverso del índice de daño de entrepiso,  $q$ , visto en el capítulo 3.

La capacidad de deformación máxima de entrepiso (deformación de falla,  $X_F$ ) que se utiliza para el cálculo del factor de seguridad ( $1/q$ ) es obtenida utilizando 2 criterios de distinta naturaleza, esto con la finalidad de realizar un análisis comparativo de la influencia de estos criterios en la respuesta de la estructura. Se presenta enseguida una breve descripción de ambos criterios

#### a) Criterio 1

La deformación máxima de entrepiso es obtenida como:

$$X_F = \mu_{dis} X_Y \quad (7.1)$$

La capacidad de deformación dúctil de entrepiso  $\mu_{dis}$ , considerada como variable incierta, se calcula utilizando la expresión propuesta por Esteva y Ruiz (ref. 8)

$$\bar{\mu}_{dis} = \mu e^{1.65V_\mu} \quad (7.2)$$

donde  $\mu$  es el valor nominal de la ductilidad de la estructura, y  $V_\mu$  es su coeficiente de variación que se tomó igual a 0.25. La distribución de probabilidades utilizada para esta variable fue del tipo lognormal. En este trabajo se consideró que la ductilidad,  $\mu$ , que desarrolla el sistema es equivalente al factor de comportamiento sísmico para el cual fue diseñada.

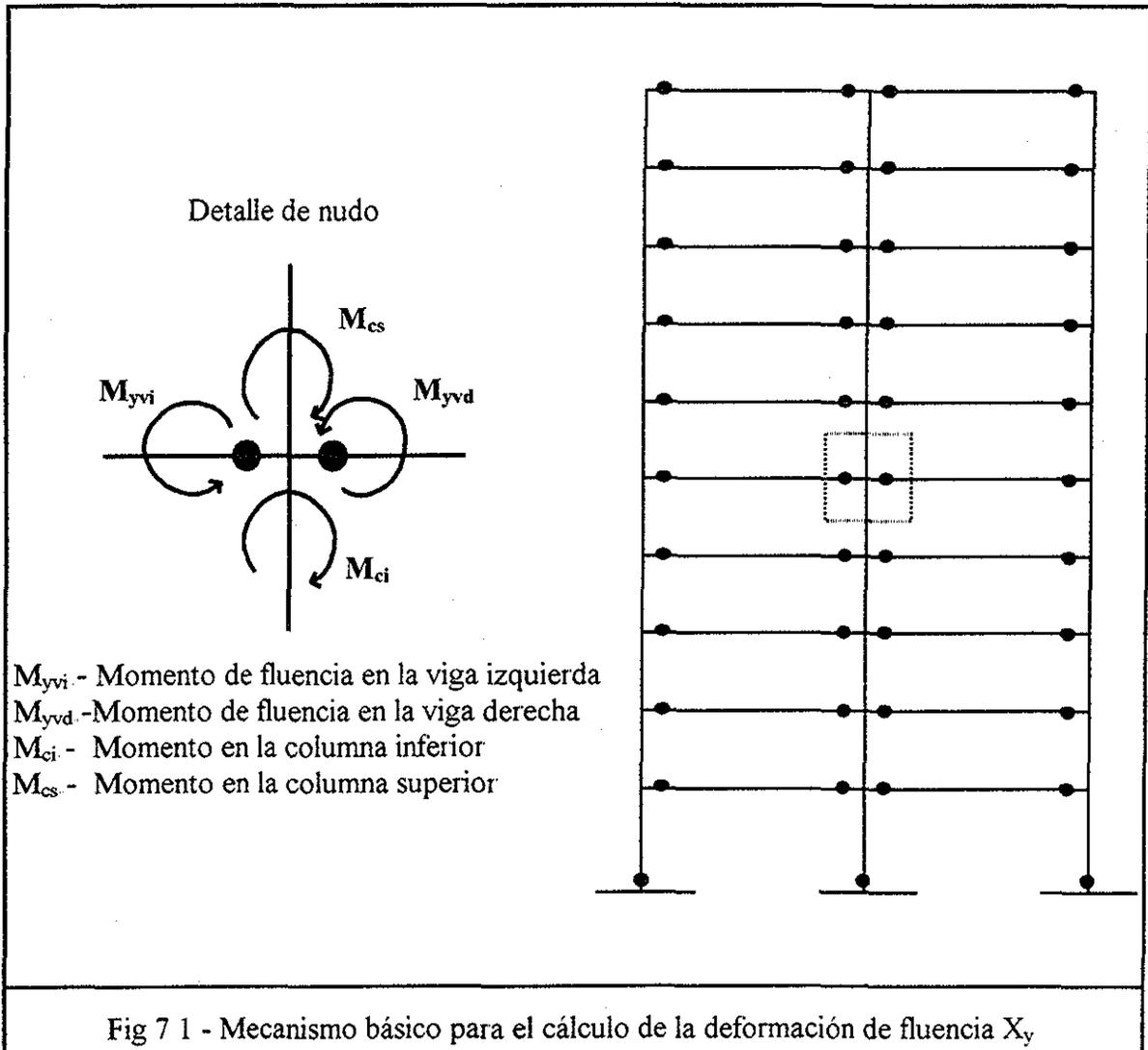
Se consideró que las ductilidades de los entrepisos estaban correlacionadas entre sí. Para ello se supuso un coeficiente de correlación de 0.7. Las ductilidades se simularon con una distribución lognormal multivariada. (ref. 16)

Respecto a la deformación de fluencia,  $X_Y$ , se supuso en este trabajo la formación de un mecanismo básico (Fig. 7.1) en las estructuras, a partir del cual se revisa que las articulaciones en los miembros cumplen el equilibrio en el nudo de acuerdo con hipótesis simples. Por lo tanto, la deformación de fluencia se determina suponiendo inicialmente la formación de articulaciones plásticas en los extremos de las trabes. Los momentos en las columnas se obtienen del equilibrio del nudo respectivo considerando una distribución de momentos basada en la rigidez del elemento, la cual es calculada por la relación  $I/L$ , donde  $I$  es la rigidez geométrica del elemento y  $L$  su longitud. Si el equilibrio en el nudo proporciona en alguna o ambas columnas que concurren a él, momentos actuantes mayores al resistente, se considera entonces que la articulación plástica está en la columna. El momento resistente en la columna se toma como el que se obtiene al suponer actuando en ella la fuerza normal debida únicamente a las cargas gravitacionales. Con los momentos actuantes en cada columna se obtienen sus cortantes, y de estos la fuerza cortante de fluencia de cada entrepiso. La deformación de fluencia de entrepiso se calcula como el cociente de la fuerza cortante de fluencia anterior entre la rigidez lateral elástica de entrepiso.

b) Criterio 2

Se consideró también adecuado el poder contar con otro enfoque para determinar la capacidad de deformación máxima de los entrepisos. Para ello, se hace uso de los resultados obtenidos en la ref. 30 (Díaz, Esteva y García) en donde se obtienen distribuciones de probabilidad de dicha capacidad en cada entrepiso. En el trabajo citado las propiedades estadísticas (media y coeficiente de variación) de la deformación máxima o de falla,  $X_F$ , son obtenidas al someter una muestra de sistemas simulados para cada entrepiso, modelado como subestructura, a un análisis de empuje lateral dinámico. Estos resultados se utilizan para evaluar las deformaciones máximas de los entrepisos, para los diferentes sistemas que constituyen las muestras de estructuras analizadas en este trabajo.

En la segunda parte de este capítulo se hace una aplicación de los resultados para formular funciones que relacionan el daño inicial con el daño final global de sistemas estructurales, en función de la intensidad sísmica, para el índice de respuesta elegido en este estudio



## 7.1 Evolución del daño ante la ocurrencia de temblores

Se analiza en esta parte la evolución del daño en todos los niveles de las estructuras estudiadas, a través de los valores esperados de las deformaciones máximas de entrepiso y el factor de seguridad  $\frac{1}{q}$ , que resultan del análisis sísmico

### 7.1.1 Deformación máxima de entrepiso

Como primer índice de respuesta, son evaluadas las deformaciones máximas de entrepiso,  $X_{max}$ , que se obtienen con las muestras de estructuras simuladas

Las gráficas generadas para analizar la evolución de las deformaciones pueden observarse en las figuras 7.2 a 7.22. La nomenclatura utilizada en dichas gráficas es la siguiente:

$y_i$  - Es la intensidad (en  $cm/s^2$ ) del sismo utilizada para el análisis dinámico de estructuras con estado inicial de daño nulo

$y_i-S_j$  - Es la curva de daño inicial promedio, obtenida del análisis dinámico en una muestra  $j$  de estructuras con estado inicial de daño nulo, y sujetas a sismos aleatorios de intensidad  $y_i$ .

$y_i-S_j-y_f$  - Es la curva de daño final promedio, obtenida del análisis dinámico en la muestra  $j$  de estructuras sujetas a parejas de sismos aleatorios, inicial y final, consecutivos: de intensidad  $y_i$  y  $y_f$  respectivamente

#### a) Estructuras con comportamiento bilineal

En las figuras 7.2 a 7.8 se presentan las deformaciones máximas esperadas de entrepiso para los sistemas de 10, 15 y 20 niveles, diseñadas con los diferentes coeficientes sísmico,  $C$ , estudiados. Los resultados en cada gráfica de las figuras corresponden al caso de sistemas sujetos a un sismo inicial de intensidad dada,  $y_i$ , seguido de un sismo final con intensidad dada,  $y_f$ . Cada curva corresponde a una muestra independiente de estructuras simuladas,  $S_j$ .

En las figuras 7.2 a 7.4 se presentan los resultados para las estructuras de 10 niveles. Como es de esperarse, en general la respuesta de las estructuras aumenta al disminuir el coeficiente de diseño sísmico. En el caso de la respuesta ante un sismo inicial de intensidad,  $y_i$ , ese incremento es mayor para intensidades altas ( $y_i=981\text{ cm/s}^2$  y  $y_i=1177\text{ cm/s}^2$ ). Cuando la intensidad del temblor es baja ( $y_i=500\text{ cm/s}^2$  y  $y_i=680\text{ cm/s}^2$ ) las respuestas son muy parecidas para todos los valores de  $C$ . Esto se debe a que ante esas intensidades las estructuras presentan un comportamiento predominantemente elástico.

La distribución de las deformaciones máximas esperadas en la altura muestra una variación incremental del primer al tercer o cuarto entrepiso, disminuyendo gradualmente en los entrepisos superiores con deformaciones en el último entrepiso menores a las del primero. Este tipo de variación se da para la respuesta de estructuras sometidas a un temblor inicial con intensidad sísmica  $y_i=500$ , 680 y 981  $\text{cm/s}^2$  y para la respuesta ante un sismo subsecuente de intensidad  $y_f=500$  y 680  $\text{cm/s}^2$ . Para un sismo inicial con intensidad  $y_i=1177$   $\text{cm/s}^2$  y sismos subsecuentes con intensidades  $y_f=981$  y 1177  $\text{cm/s}^2$  las deformaciones máximas esperadas se presentan en el primer entrepiso disminuyendo en forma gradual en los siguientes entrepisos y con una disminución apreciable en los últimos entrepisos. Los resultados muestran que para una estructura sometida a un temblor subsecuente de intensidad  $y_f=1177$   $\text{cm/s}^2$ , el incremento en la respuesta ante este segundo evento es considerable, sin importar la intensidad del sismo inicial.

En el caso de las estructuras de 15 niveles (Figs 7.5 y 7.6) los comentarios en relación con la variación de la respuesta con respecto al coeficiente, C, se mantienen en forma general.

En estas estructuras, para los dos coeficientes sísmicos de diseño, las deformaciones máximas esperadas de entrepiso ante un primer sismo con intensidad  $y_i$ , presentan una distribución en la altura que crece desde el primer entrepiso hasta llegar a un máximo entre los entrepisos 6 a 8, disminuyendo a continuación hacia los entrepisos superiores con una rapidez que depende de la intensidad sísmica. En el caso de intensidades bajas ( $y_i=500$   $\text{cm/s}^2$  y  $y_i=680$   $\text{cm/s}^2$ ) en general la disminución es gradual llegando a valores de deformación en el último entrepiso mayores o iguales a las del primer entrepiso. En el caso de intensidades altas ( $y_i=981$   $\text{cm/s}^2$  y  $y_i=1177$   $\text{cm/s}^2$ ) esta disminución es más rápida hacia los entrepisos superiores con valores de deformación en los últimos entrepisos mucho menores que los del primer entrepiso. Un caso particular se presenta en la estructura con  $C=0.3$  cuando se somete a un sismo inicial con intensidad  $y_i=1177$   $\text{cm/s}^2$  en donde el primer entrepiso presenta una deformación mayor que la del segundo, después la deformación se vuelve a incrementar (aunque no demasiado) en los siguientes 4 o 5 entrepisos, y finalmente empieza a disminuir en forma rápida en los últimos entrepisos.

La forma de la distribución de las deformaciones máximas en la altura que se explicó anteriormente se mantiene cuando las estructuras son sometidas a la acción de un segundo temblor de intensidad dada,  $y_f$ , para sistemas diseñados con  $C=0.4$  (Fig. 7.6). En las estructuras diseñadas con  $C=0.3$  (Fig. 7.5) cuando son sometidas a la acción de un segundo sismo de intensidad alta sin importar la intensidad del primero, la respuesta de los primeros entrepisos presenta un incremento proporcionalmente mayor que la de los demás entrepisos, principalmente el primer entrepiso.

En los edificios de 20 niveles (Figs. 7.7 y 7.8) la respuesta ante la acción de un temblor inicial con intensidad  $y_i$ , muestra que las deformaciones máximas esperadas de entrepiso se van incrementando desde el primer entrepiso hasta llegar a un máximo generalmente en el entrepiso 8, a partir del cual disminuye lentamente en los siguientes entrepisos, presentando una pequeña meseta entre los entrepisos 14 y 17, disminuyendo después en forma rápida en los últimos entrepisos con valores bastante menores a los del primer entrepiso, sobre todo cuando la intensidad del primer temblor es alta.

Para cada muestra de estas estructuras analizadas con una intensidad inicial específica, la respuesta ante la acción de un segundo temblor presenta distribuciones de las deformaciones máximas esperadas en la altura, semejantes a las que se tienen ante un sismo inicial. Además, en estos casos los incrementos en las deformaciones máximas esperadas de los entrepisos intermedios son mayores que las que se tienen en los entrepisos inferiores y superiores. Dichos incrementos de deformación final respecto a la inicial se hacen más acentuados al aumentar la intensidad sísmica final.

El comportamiento general anterior es semejante para las estructuras con  $C=0.3$  y  $C=0.4$ , aunque al igual que en las anteriores estructuras la respuesta es mayor para coeficientes sísmicos de diseño menores.

#### b) Estructuras con comportamiento de Takeda

La respuesta de este tipo de estructuras es mayor que la que se obtuvo considerando un comportamiento bilineal de los elementos estructurales. Sin embargo, conviene señalar que puesto que en cada modelo se calcula en forma diferente la resistencia de los elementos estructurales (en el modelo bilineal se tiene un momento de fluencia,  $M_y$ , mayor), no es posible conocer la diferencia en la respuesta considerando sólo el comportamiento histerético de los modelos. Al igual que para el modelo bilineal, las deformaciones máximas esperadas de entrepiso son menores al aumentar el coeficiente sísmico de diseño.

En las estructuras de 10 niveles (Figs. 7.9 a 7.11) se encuentra que en forma general la distribución de las deformaciones de entrepiso es semejante a la encontrada para los edificios del mismo número de niveles con comportamiento bilineal, sin embargo, en una revisión rigurosa, en estos casos se observa que los entrepisos superiores presentan, respecto a los inferiores, una mayor respuesta que en el caso de comportamiento bilineal. Este tipo de comportamiento se tiene para las estructuras diseñadas con los tres coeficientes sísmicos estudiados y tanto para la respuesta ante la acción de un primer sismo como la que se tiene cuando se aplica un segundo temblor. En estas estructuras cuando se aplica un segundo temblor de intensidad baja se tienen incrementos pequeños o nulos en las deformaciones máximas esperadas, pero si la intensidad es alta ( $y_f=981 \text{ cm/s}^2$  y  $y_f=1177 \text{ cm/s}^2$ ) el incremento en las deformaciones es apreciable.

En las estructuras de 15 niveles (Figs. 7.12 y 7.13) la distribución de las deformaciones máximas esperadas de entrepiso presenta mayores valores en los entrepisos intermedios disminuyendo hacia los entrepisos superiores e inferiores en forma casi simétrica, con valores de deformación casi iguales en los entrepisos primero y último. La diferencia en las deformaciones máximas esperadas mayor y menor es más grande a mayor intensidad sísmica, ya sea en la respuesta ante un temblor inicial o la respuesta ante un segundo temblor. Este comportamiento es semejante para estructuras diseñadas con los dos coeficientes sísmicos estudiados.

Las estructuras de 20 niveles (Figs. 7.14 y 7.15) tienen una forma de distribución de las deformaciones máximas esperadas de entrepiso aproximadamente igual a la de los sistemas de 15 niveles, aunque con una forma más irregular o menos simétrica, pero con los

valores máximos presentándose en los entrepisos intermedios y valores muy semejantes en el primero y último entrepiso. Las deformaciones máximas esperadas en estas estructuras son menores que las que se tienen en los sistemas de 15 niveles.

También para este tipo de comportamiento se encuentran diferencias cada vez menores entre las respuestas de estructuras sometidas a un primer temblor inicial y después a uno posterior, cuando se aumenta la intensidad del temblor inicial.

### c) Estructuras con comportamiento de deterioro de la resistencia

En las figuras 7.16 a 7.22 se presentan los resultados para las estructuras a las cuales se les considera un comportamiento de los elementos estructurales con deterioro de la resistencia.

En general en este tipo de estructuras se tiene una menor respuesta al aumentar el coeficiente sísmico de diseño, para los tres tipos de estructuras de 10, 15 y 20 niveles, con algunas excepciones en los entrepisos superiores de los edificios de 15 niveles.

En el caso de las estructuras de 10 niveles (Figs. 7.16 a 7.18) la respuesta ante un temblor inicial de intensidad dada,  $y_i$ , presenta una distribución de las deformaciones máximas esperadas de entrepiso en la altura muy parecida a la que se encuentra en los casos anteriores (bilineal y Takeda) cuando la intensidad del temblor es baja ( $y_i=500 \text{ cm/s}^2$  y  $y_i=680 \text{ cm/s}^2$ ), aunque se empieza a notar una mayor respuesta de los entrepisos superiores que la observada en los casos antes mencionados. Cuando la intensidad sísmica del temblor inicial es alta ( $y_i=981 \text{ cm/s}^2$  y  $y_i=1177 \text{ cm/s}^2$ ) la distribución de las deformaciones máximas esperadas de entrepiso aumentan desde el primer entrepiso hasta aproximadamente el séptimo entrepiso para luego ir disminuyendo en los tres últimos entrepisos. La disminución es más rápida cuando el coeficiente sísmico de diseño es más grande.

Se observa que para  $C=0.3$  los entrepisos 7 a 10 presentan deformaciones máximas esperadas en algunos casos mayores que las de los primeros 4 o 5 entrepisos y con poca diferencia con respecto al entrepiso de máxima deformación.

Al someter a las estructuras a un segundo temblor, sin importar la intensidad del temblor inicial, si la intensidad del segundo temblor es baja ( $y_i=500 \text{ cm/s}^2$  y  $y_i=680 \text{ cm/s}^2$ ) el incremento en la respuesta es pequeño o nulo. Si la intensidad del segundo temblor es alta ( $y_i=981 \text{ cm/s}^2$  y  $y_i=1177 \text{ cm/s}^2$ ) las deformaciones máximas esperadas en los entrepisos crece con mayores incrementos en los entrepisos 7 y 8 en el caso de las estructuras diseñadas con  $C=0.4$  y  $C=0.5$ . Sin embargo, para el caso en que  $C=0.3$  se encuentra que las deformaciones máximas esperadas de entrepiso en general crecen con la altura.

Las figuras 7.19 y 7.20 presentan los resultados para las estructuras de 15 niveles. En estas figuras se observa que, excepto para las respuestas de estructuras sometidas a un temblor inicial de intensidades bajas, las mayores deformaciones máximas esperadas de entrepiso se presentan en los entrepisos superiores, aumentando con la altura del entrepiso. Es notorio que cuando se tienen intensidades sísmicas altas ( $981 \text{ cm/s}^2$  y  $1177 \text{ cm/s}^2$ ) ya sea

en el temblor inicial o en un segundo temblor, los entresijos superiores responden mucho más que los inferiores. Este tipo de comportamiento muestra diferencias apreciables con respecto al encontrado en los dos anteriores (estructuras con comportamiento bilineal y de Takeda), aunque ya desde el modelo de Takeda se empezaba a notar una mayor respuesta de los entresijos superiores.

En el caso de las estructuras de 20 niveles (Figs 7 21 y 7 22) la respuesta de estos sistemas es mucho menor que la de las estructuras de 15 niveles y en algunos casos que la de las de 10 niveles. Esta escasa respuesta también se ve reflejada al comparar estos sistemas de 20 niveles con los correspondientes al modelo de Takeda en los cuales la respuesta fue mayor. Por otra parte, también en estas estructuras se nota, en general, una mayor respuesta de los entresijos superiores (hasta los entresijos 17 y 18 en la mayoría de los casos), sobre todo en intensidades altas ( $981 \text{ cm/s}^2$  y  $1177 \text{ cm/s}^2$ ). Los últimos entresijos presentan una respuesta menor a la máxima alcanzada en los entresijos anteriores, aunque en algunos casos bastante alta. Nuevamente la respuesta de las estructuras cuando se someten a un temblor inicial de intensidad baja presenta una distribución de las deformaciones máximas esperadas de entresijo que van aumentando del primer entresijo hasta aproximadamente los entresijos 8 a 10 y después comienza a disminuir en los siguientes entresijos hasta llegar al último entresijo con valores semejantes a los del primero. En el caso de estructuras sometidas a un temblor inicial de intensidad alta o a un segundo temblor también de intensidad alta, la distribución de las deformaciones máximas esperadas de entresijo en la altura sigue un patrón como el ya descrito arriba para estas estructuras de 20 niveles.

En forma resumida, las deformaciones máximas esperadas de entresijo son menores cuando las estructuras presentan un comportamiento del tipo bilineal, aunque no es posible estimar en qué porcentaje son menores dado que los casos estudiados aquí presentaban mayor resistencia que para los otros comportamientos estructurales. Las deformaciones crecen cuando se tiene un tipo de comportamiento de Takeda y aumentan aún más cuando se toma en cuenta el deterioro de la resistencia, salvo el caso de los edificios de 20 niveles ya descrito. Además, entre más efectos de deterioro (sea de rigidez y/o de resistencia) se consideran en el comportamiento de los elementos estructurales que conforman la estructura, mayor es la deformación máxima que se tiene en los entresijos superiores, llegando en algunos casos a registrar el comportamiento de la máxima respuesta de las estructuras. Por otra parte, un comportamiento interesante que se observa de los resultados para todos los edificios analizados es que entre mayor es la intensidad sísmica que se tiene para el temblor inicial, menor es la diferencia entre las respuestas que se obtienen ante el temblor inicial y el siguiente temblor, llegando a ser nula esta diferencia en muchos de los casos de intensidades iniciales altas ( $981$  y  $1177 \text{ cm/s}^2$ ) e intensidades finales bajas ( $500$  y  $680 \text{ cm/s}^2$ ).

Algunas de las observaciones realizadas en esta sección sobre la respuesta de los sistemas, representada por la deformación máxima en sus diferentes entresijos, merecen la búsqueda de una explicación razonable que las justifique. Para ello se usará como apoyo la figura 6 9 que muestra los espectros de respuesta promedio para las familias de sismos con las distintas intensidades consideradas en este trabajo, así como los periodos de los sistemas estructurales estudiados.

La figura citada señala que todos los sistemas de diferente número de niveles analizados en este trabajo se encuentran dentro de la rama ascendente de los espectros (salvo el caso del edificio de 20 niveles en el espectro de  $y=500 \text{ cm/s}^2$ ). Esto indica que mientras el alargamiento del periodo por comportamiento plástico se mantenga dentro de la rama ascendente del espectro, la repuesta será menor conforme el periodo fundamental de vibración sea más pequeño; tal y como se observó en los sistemas de 10 niveles con comportamiento bilineal, con excepciones en los edificios sometidos a intensidades de  $1177 \text{ cm/s}^2$ , los cuales tienen deformaciones considerables en los primeros entrepisos, que llegan a sobrepasar las repuestas máximas observadas en los sistemas de 15 y 20 niveles. Para estos, el alargamiento del periodo por comportamiento plástico influyó en su respuesta, ya que los edificios de 20 niveles presentan menores deformaciones que los de 15, aunque la diferencia no es muy grande por la cercanía de los periodos de ambos sistemas. Esto nos hace suponer que el sistema de 20 niveles respondió en el intervalo de periodos de la rama descendente de del espectro de la figura 6.9

En los sistemas que siguen el modelo de comportamiento de Takeda la mayor respuesta también se presenta en los edificios de 15 niveles, y su diferencia con la de los edificios de mayor periodo fundamental inicial es más apreciable que en el caso bilineal. Los espectros de la figura 6.9 nos permiten suponer que al incluir el deterioro de rigidez en las estructuras sus periodos se van incrementando de tal forma que los edificios de 15 y 20 niveles podrían situarse en la rama descendente de los espectros, manifestándose este fenómeno en la respuesta de los sistemas. Esto se acentúa aun más en las estructuras donde se considera el deterioro de resistencia, ya que este tipo de deterioro se traduce en un decremento de rigidez todavía mayor al que se presenta con el modelo de Takeda, con lo cual los edificios de 20 niveles parecen haber alcanzado un periodo alejado de la zona crítica de los espectros, reduciéndose notablemente su respuesta respecto a la de los sistemas de 10 y 15 niveles. El efecto descrito no es tan notable cuando las intensidades sísmicas son bajas, ya que el comportamiento se supone predominantemente elástico.

Los razonamientos anteriores, basados en los espectros de respuesta, también explican el hecho de que los edificios de 20 niveles con deterioro de rigidez y resistencia sufran menores deformaciones que aquellos que sólo presentan deterioro de rigidez; y que la respuesta de las estructuras con intensidades de un primer sismo altas se incremente muy poco ante la acción de un segundo temblor de intensidad también alta, ya que es precisamente debido a que conforme la estructura se va dañando más, ya sea que este daño se interprete como deformaciones residuales, deterioro, etc., sus características estructurales van cambiando, modificando la respuesta del sistema y en estos casos disminuyéndola.

Finalmente debe señalarse que al incrementarse el periodo fundamental de las estructuras por efectos de degradación también se incrementan los periodos de los modos superiores. Si estos periodos se incrementan de tal forma que entran a la zona de respuestas máximas de los espectros, como al parecer sucedió en algunos casos estudiados, provocan una participación importante de los entrepisos superiores en la respuesta de los sistemas. En nuestro caso en particular, las magnitudes de deformación alcanzadas por dichos entrepisos en los edificios de 15 y 20 niveles con deterioro de resistencia fueron determinantes, lo que pone de manifiesto que los criterios de análisis y diseño utilizados no contemplan la protección de los edificios contra la influencia de los modos superiores de vibración.

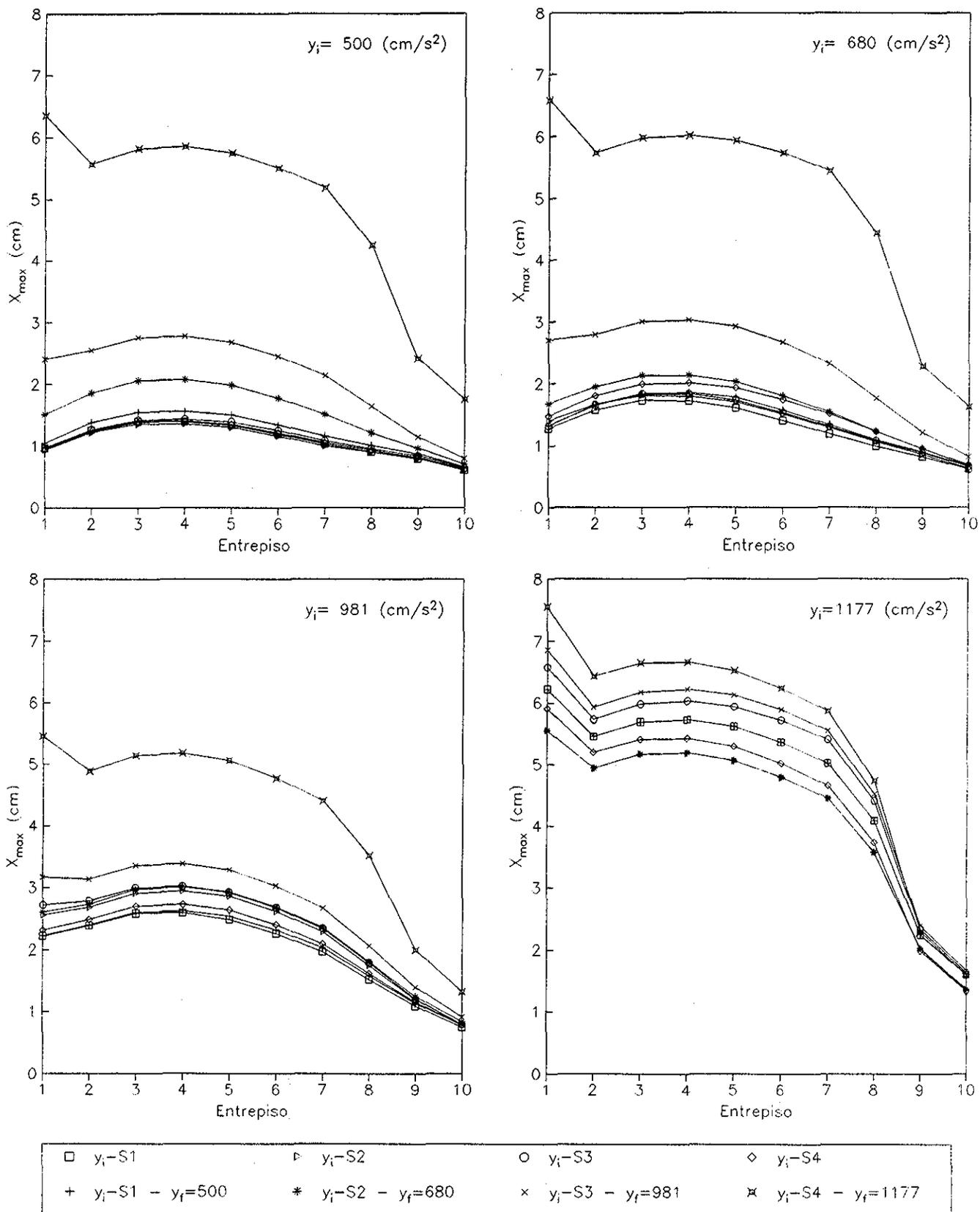
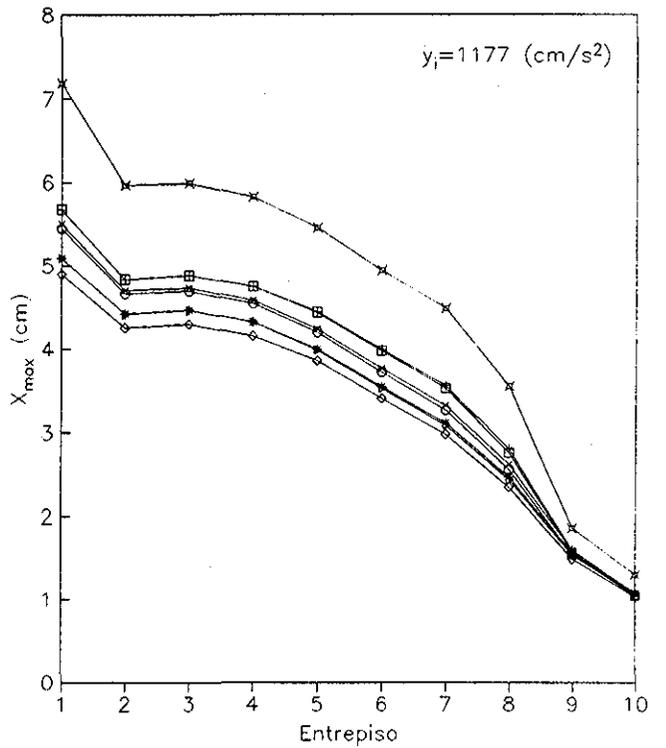
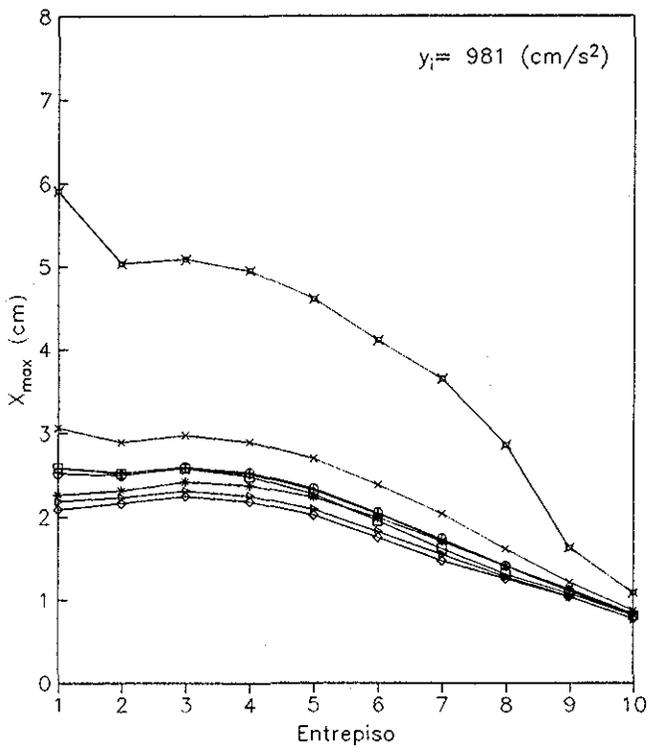
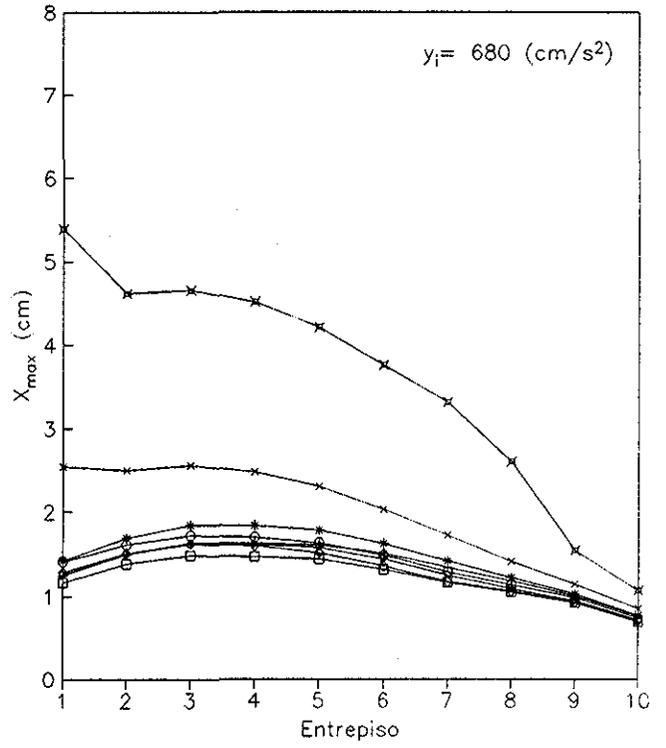
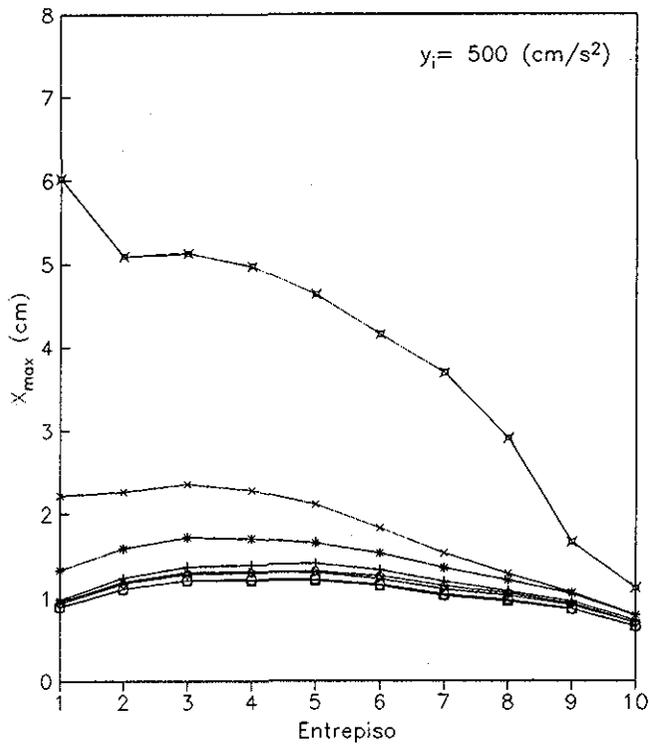
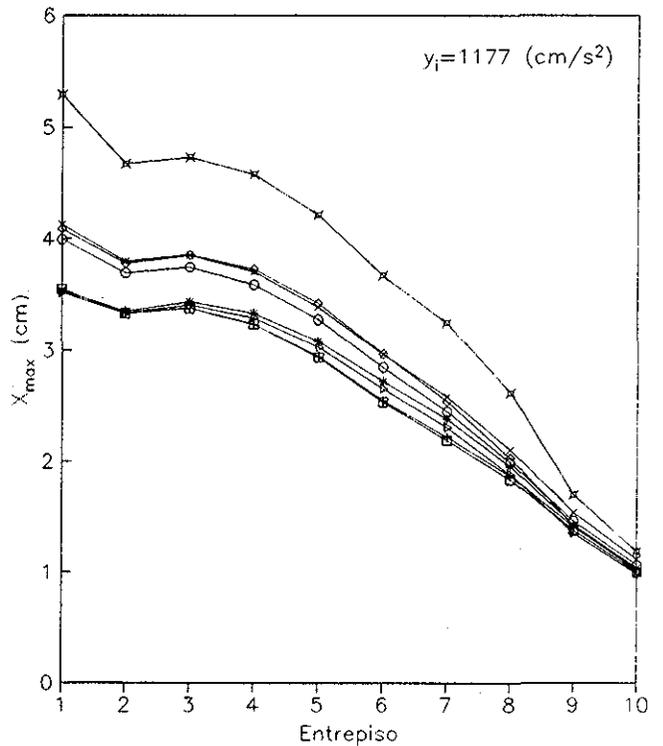
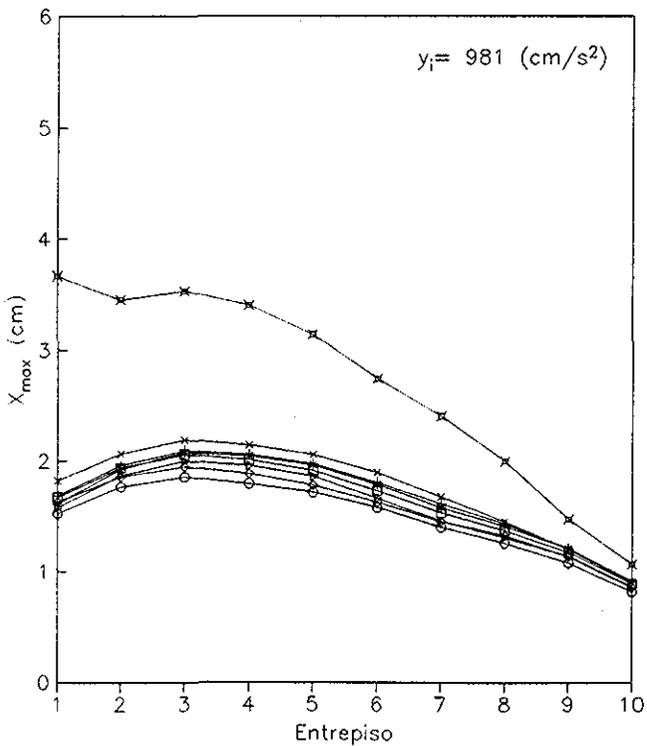
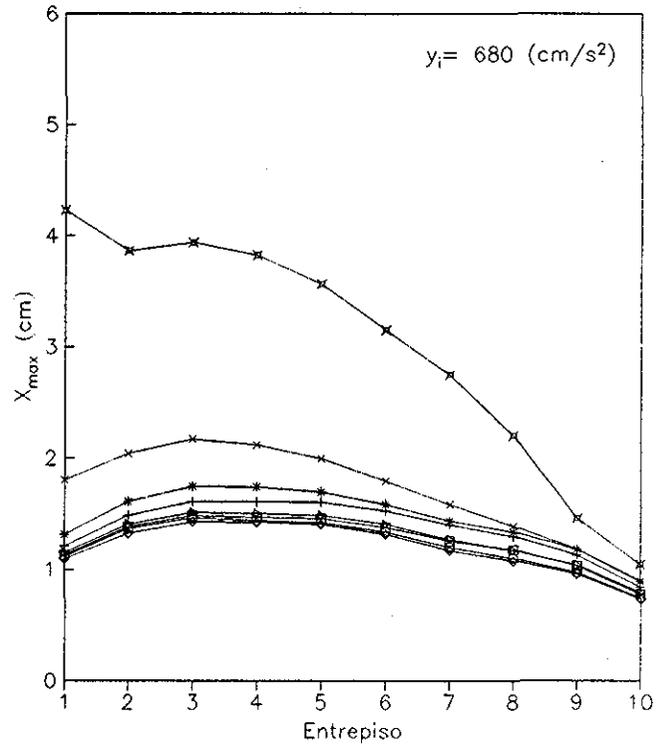
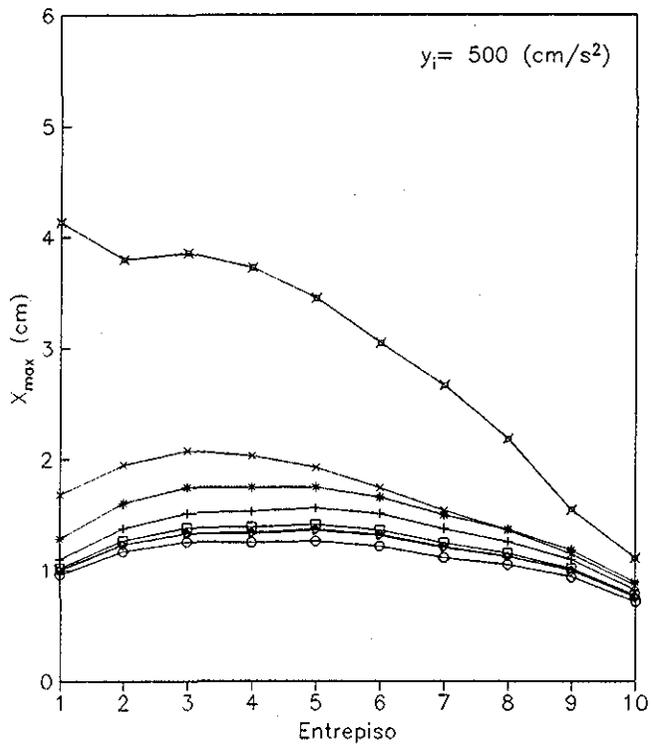


Fig 7.2 - Deformación máxima ( $X_{max}$ ) esperada de entrepiso  
Edif de 10 niveles,  $C=0.3$ , modelo bilineal



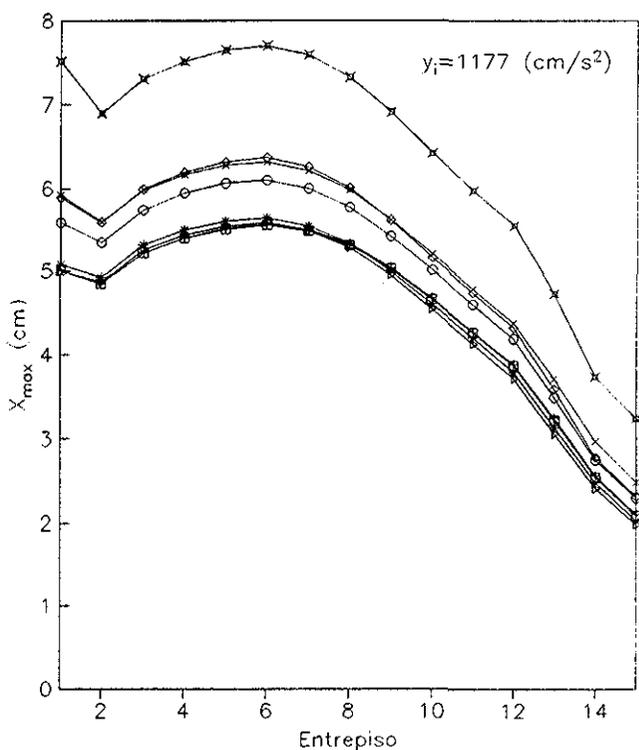
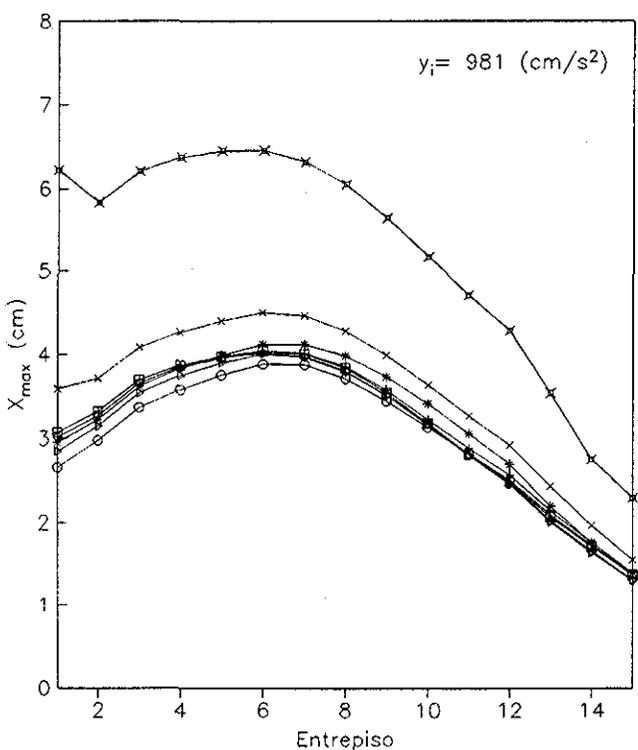
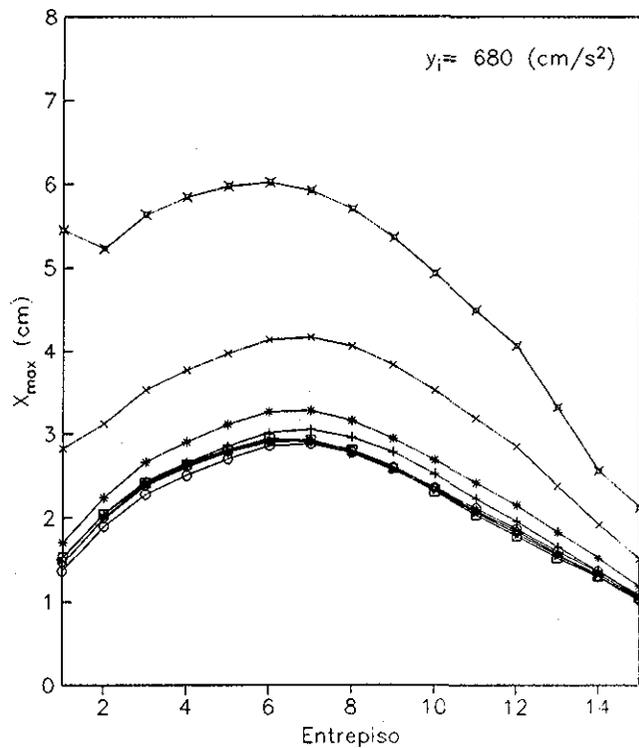
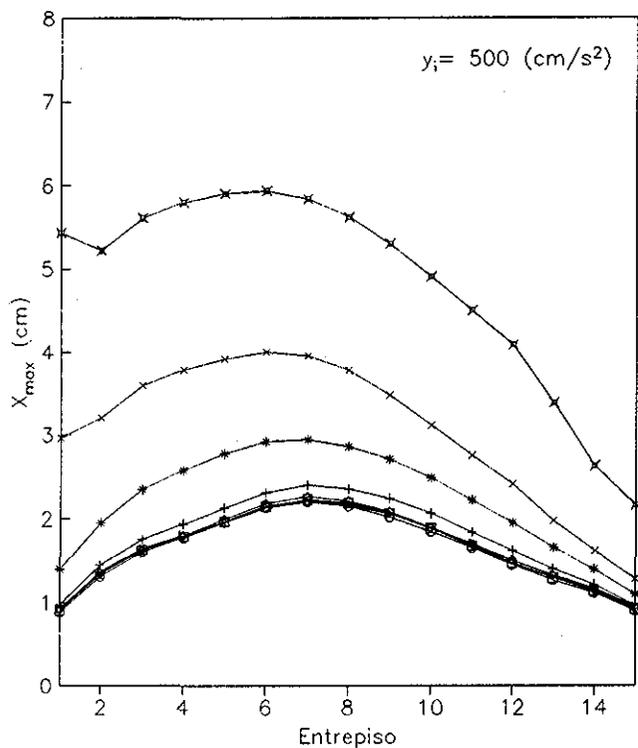
□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	⋈ $y_i-S4 - y_i=1177$

Fig 7.3 - Deformación máxima ( $X_{max}$ ) esperada de entrepiso  
Edif de 10 niveles,  $C=0.4$ , modelo bilineal



□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_f=500$	* $y_i-S2 - y_f=680$	x $y_i-S3 - y_f=981$	× $y_i-S4 - y_f=1177$

Fig 7.4 - Deformación máxima ( $X_{max}$ ) esperada de entreciso  
Edif de 10 niveles,  $C=0.5$ , modelo bilineal.



□ $y_i$ -S1	▷ $y_i$ -S2	○ $y_i$ -S3	◇ $y_i$ -S4
+ $y_i$ -S1 - $y_i=500$	* $y_i$ -S2 - $y_i=680$	x $y_i$ -S3 - $y_i=981$	⊠ $y_i$ -S4 - $y_i=1177$

Fig 7.5 - Deformación máxima ( $X_{max}$ ) esperada de entrepiso  
Edif de 15 niveles,  $C=0.3$ , modelo bilineal

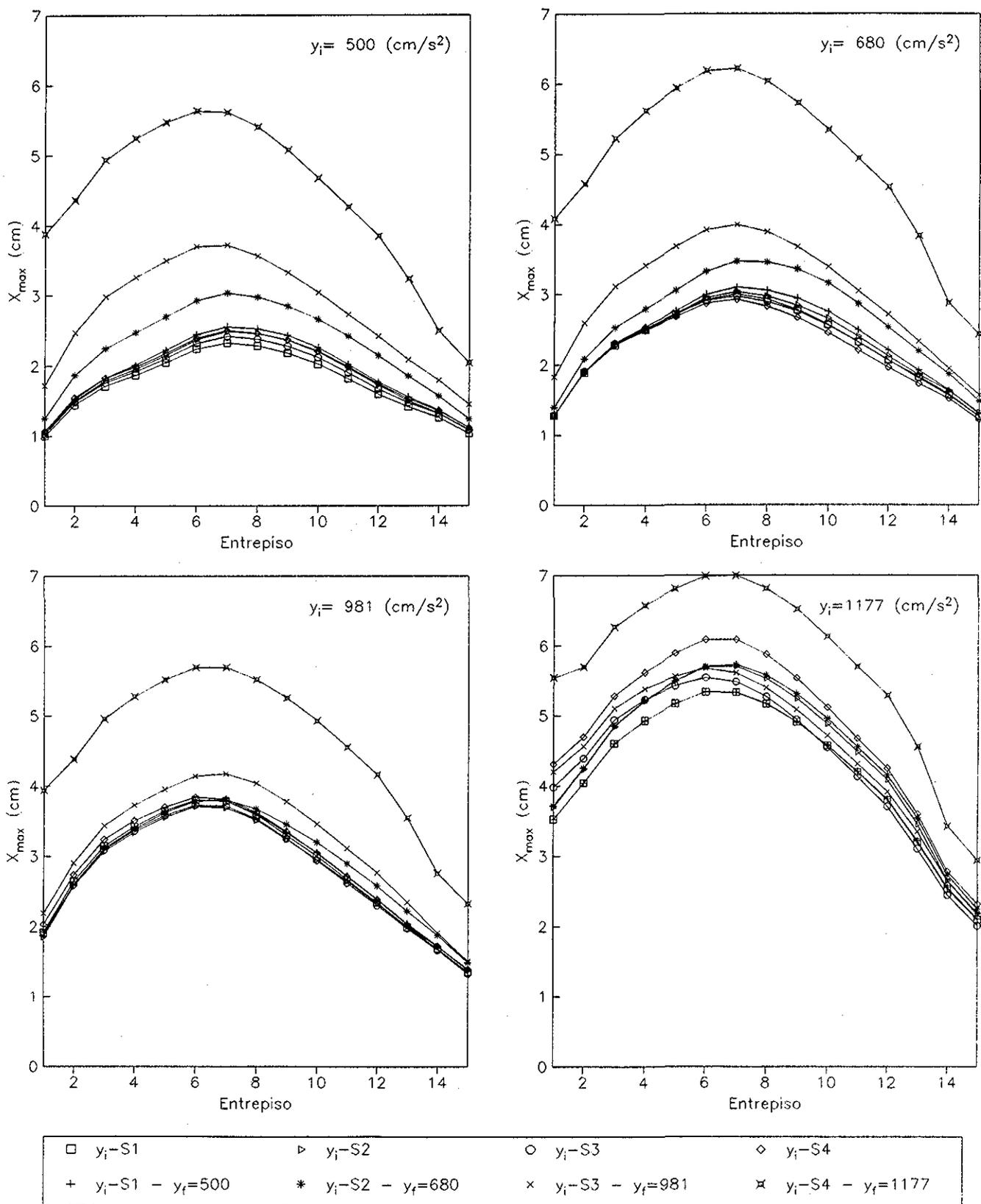
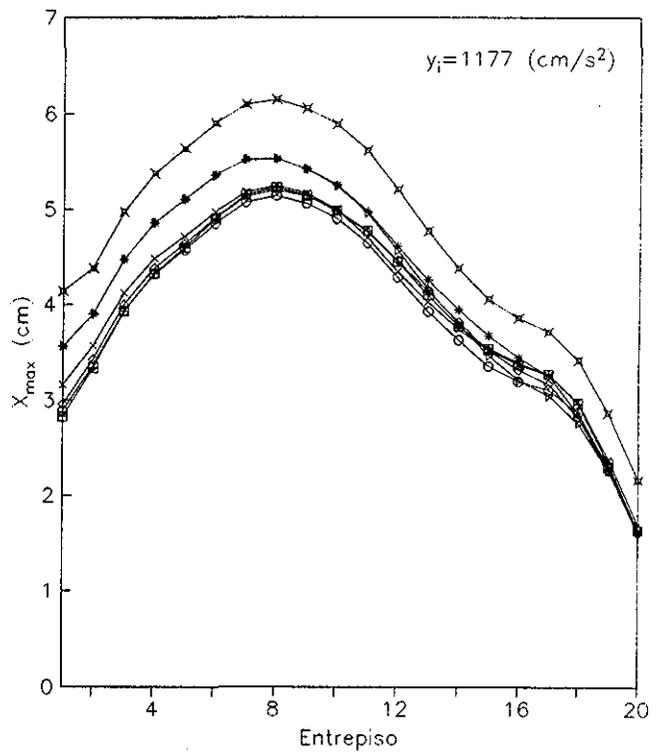
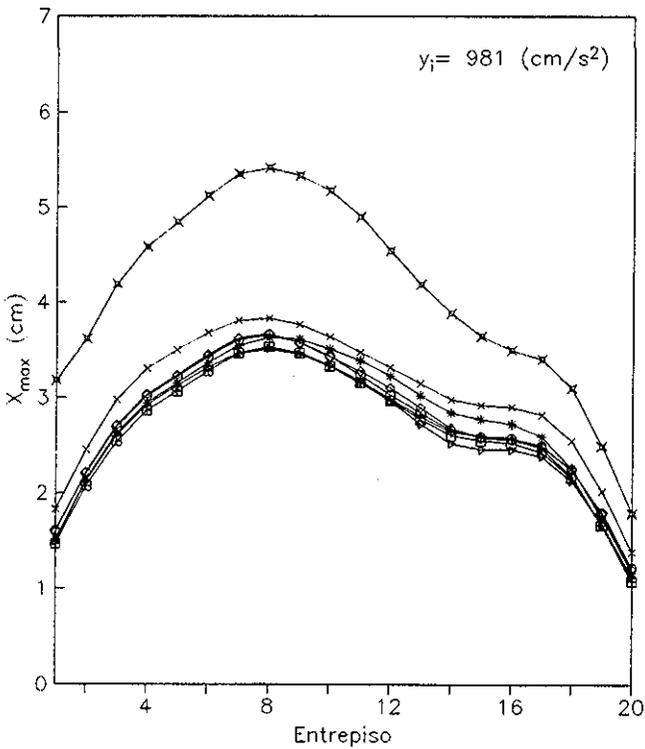
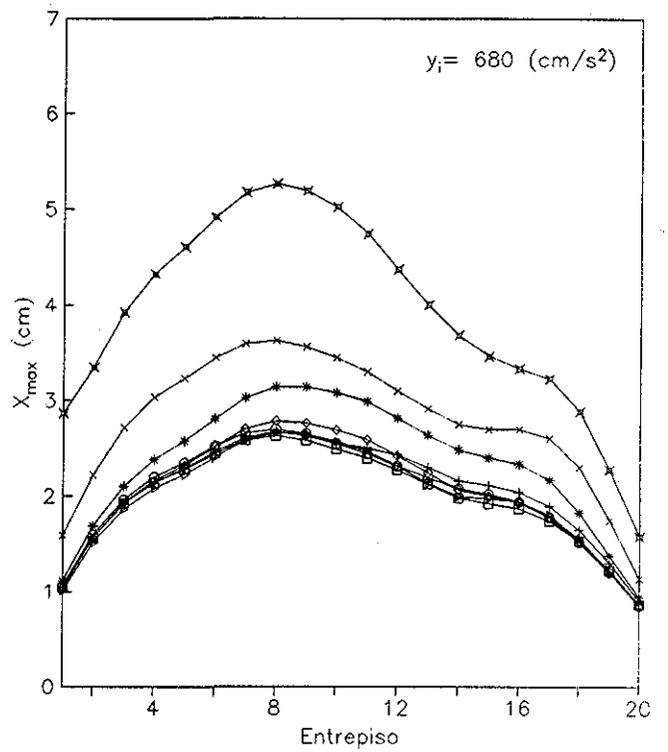
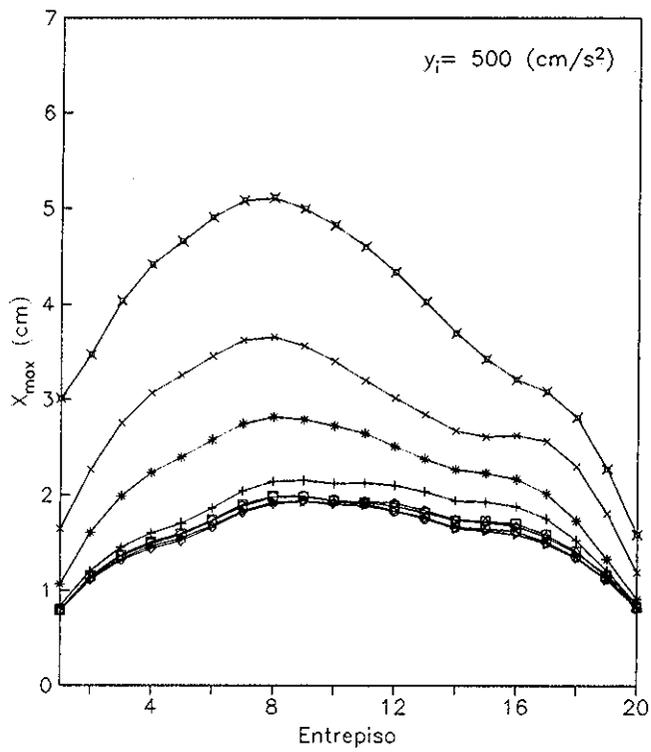
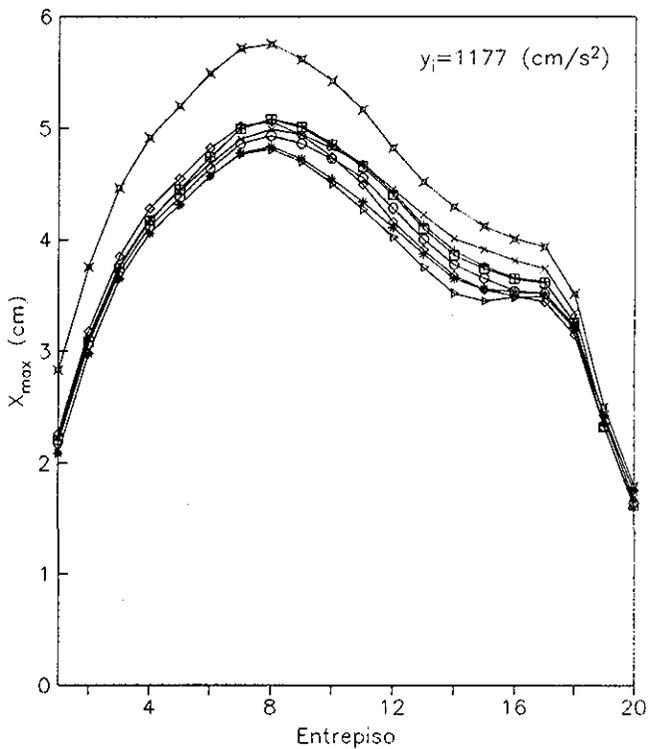
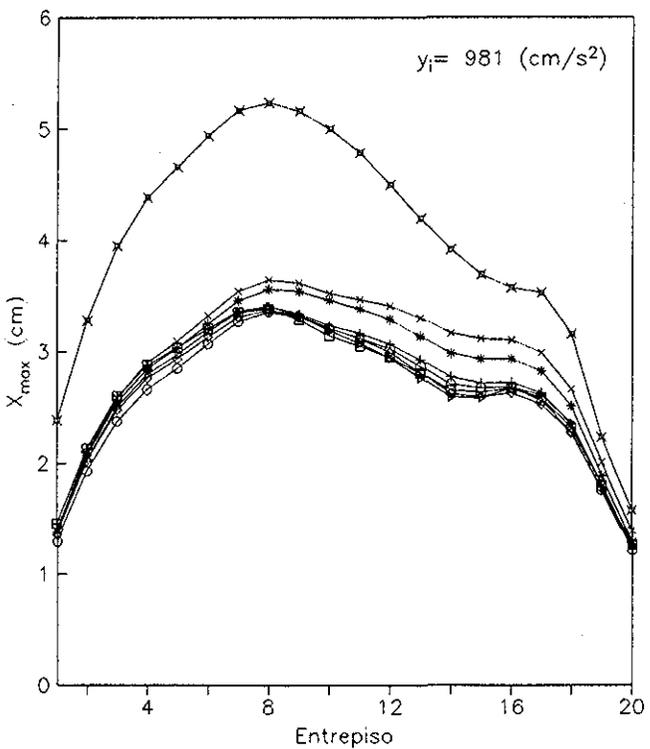
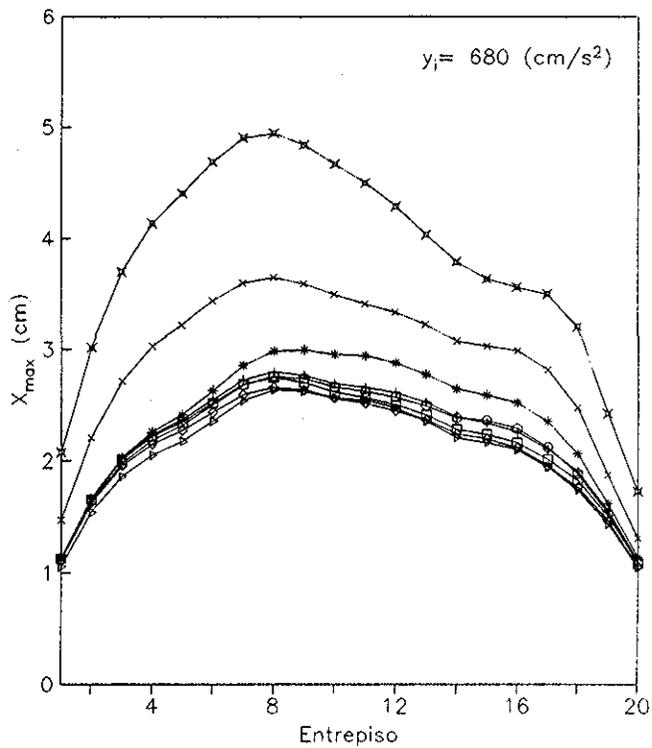
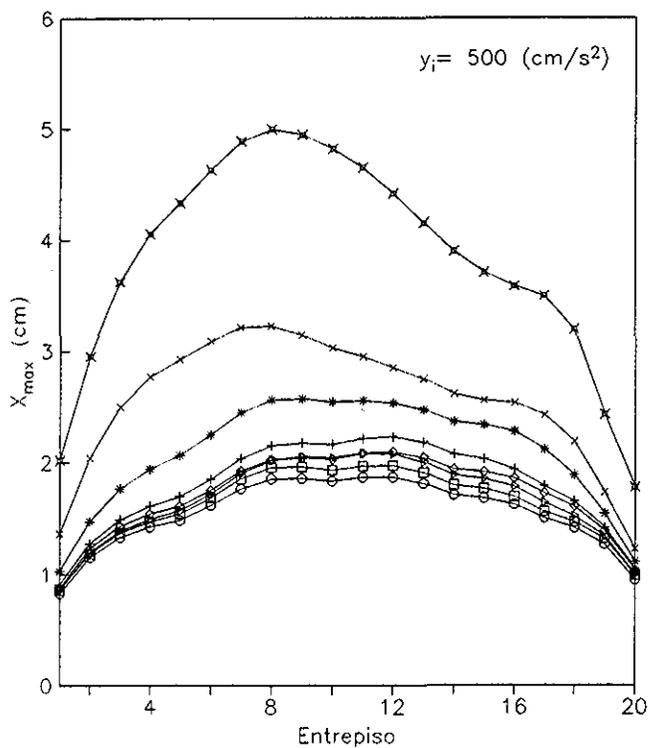


Fig 7.6.- Deformación máxima ( $X_{max}$ ) esperada de entrepiso  
Edif. de 15 niveles,  $C=0.4$ , modelo bilineal.



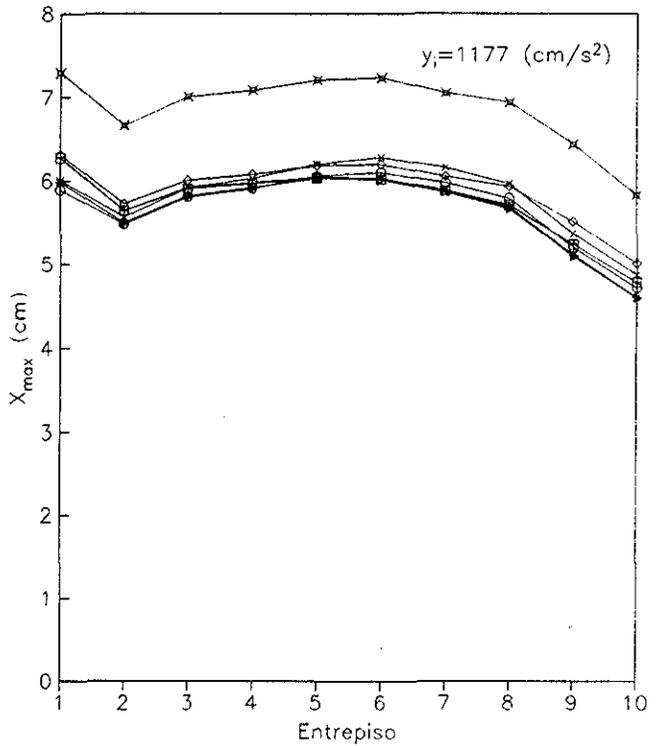
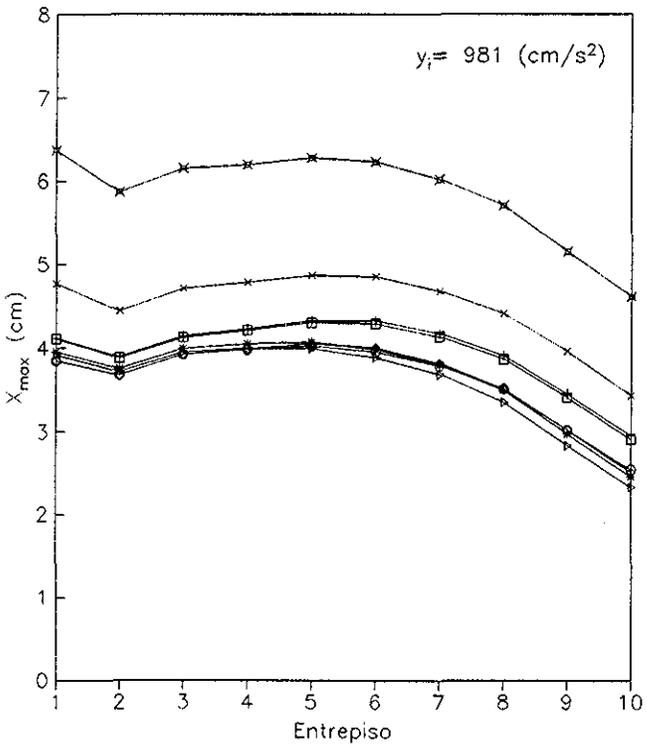
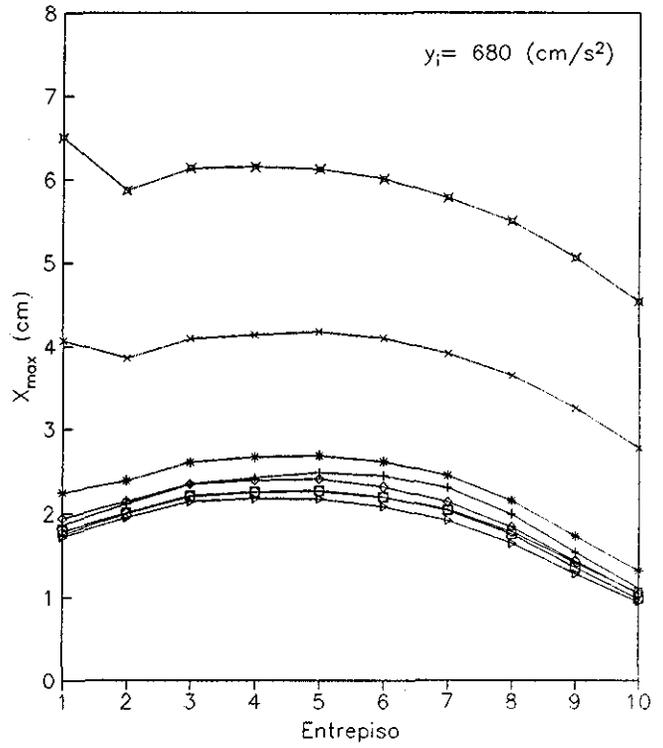
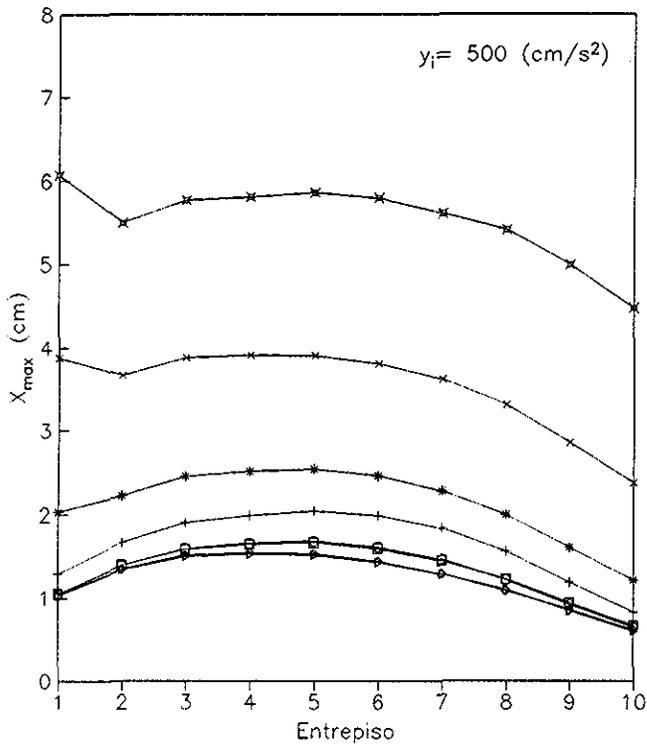
□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	⋈ $y_i-S4 - y_i=1177$

Fig 77 - Deformación máxima ( $X_{max}$ ) esperada de entrepiso  
Edif de 20 niveles,  $C=0.3$ , modelo bilineal



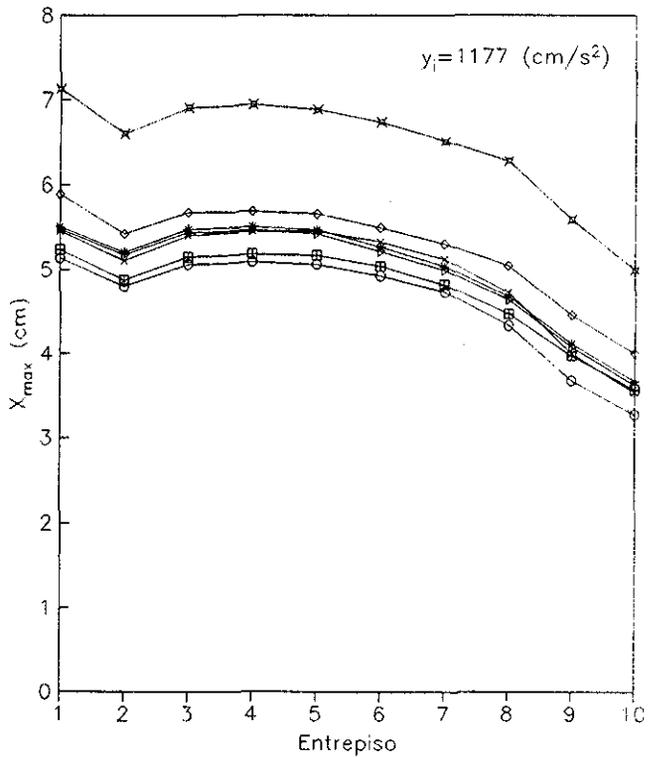
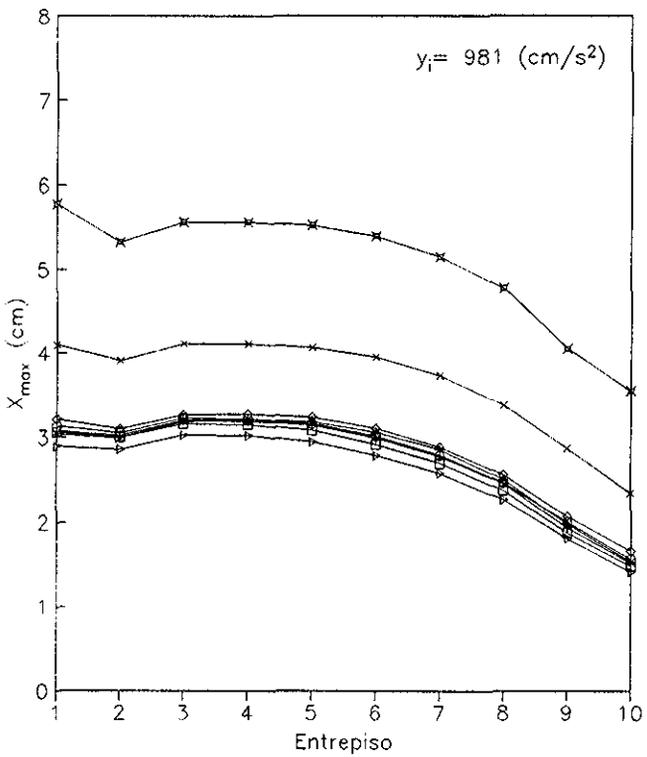
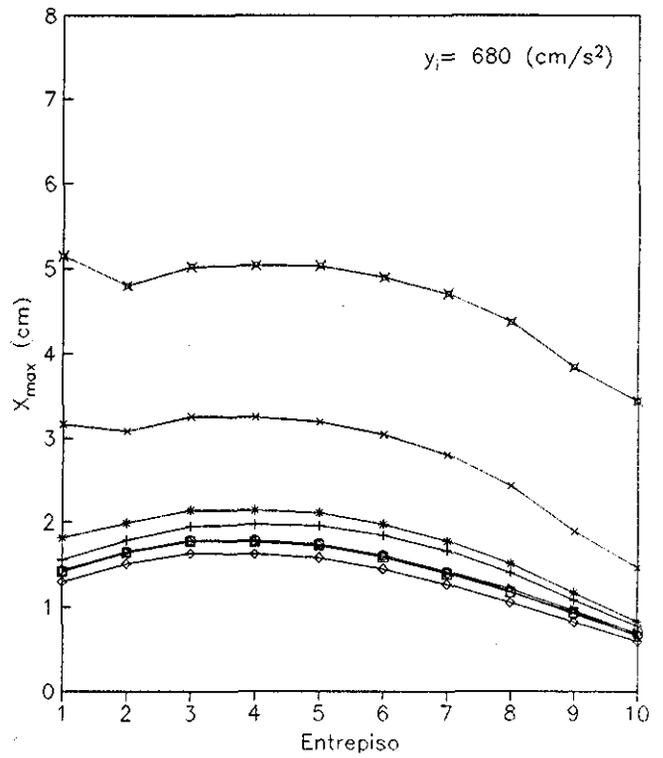
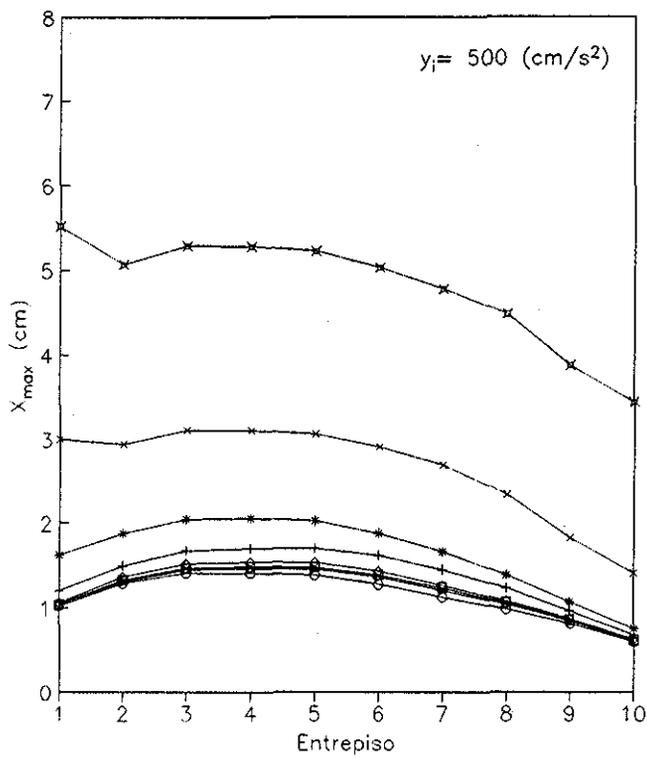
□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	⊠ $y_i-S4 - y_i=1177$

Fig 7 8 – Deformación máxima ( $X_{max}$ ) esperada de entrepiso  
Edif. de 20 niveles,  $C=0.4$ , modelo bilineal



□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	⊠ $y_i-S4 - y_i=1177$

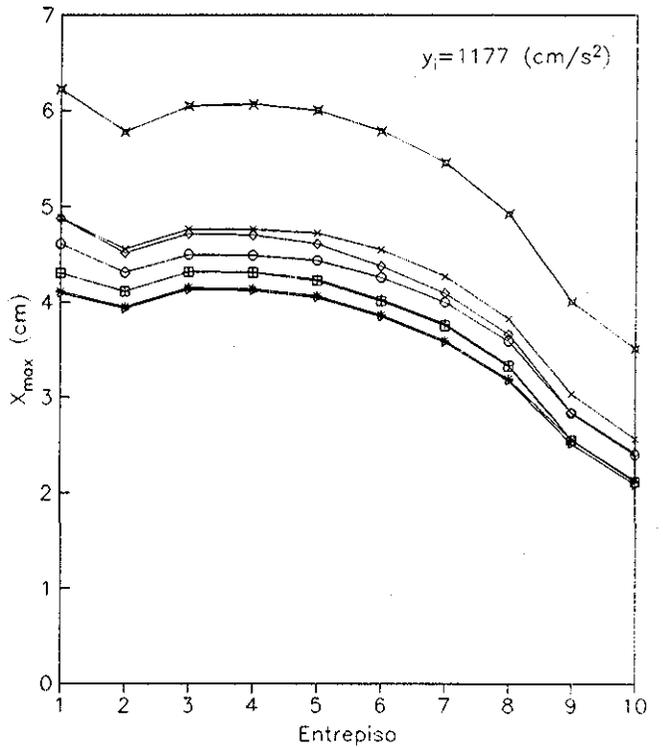
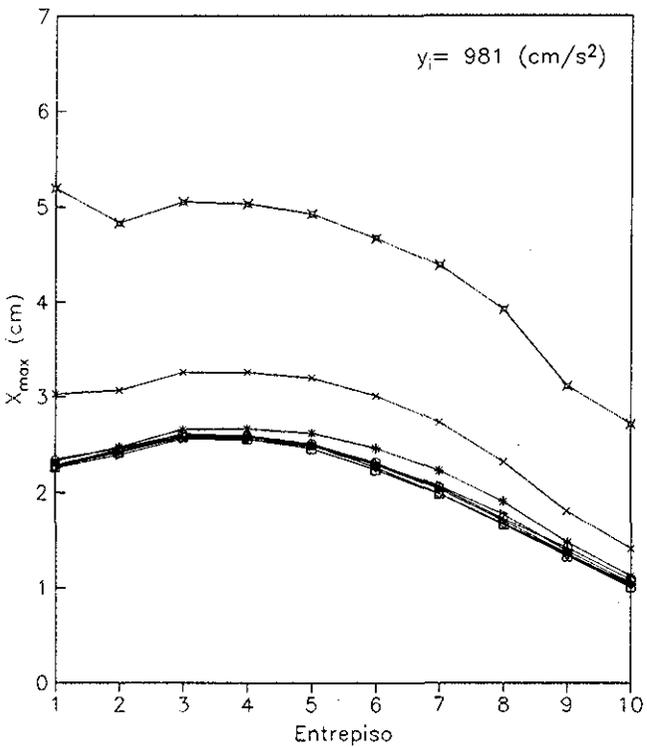
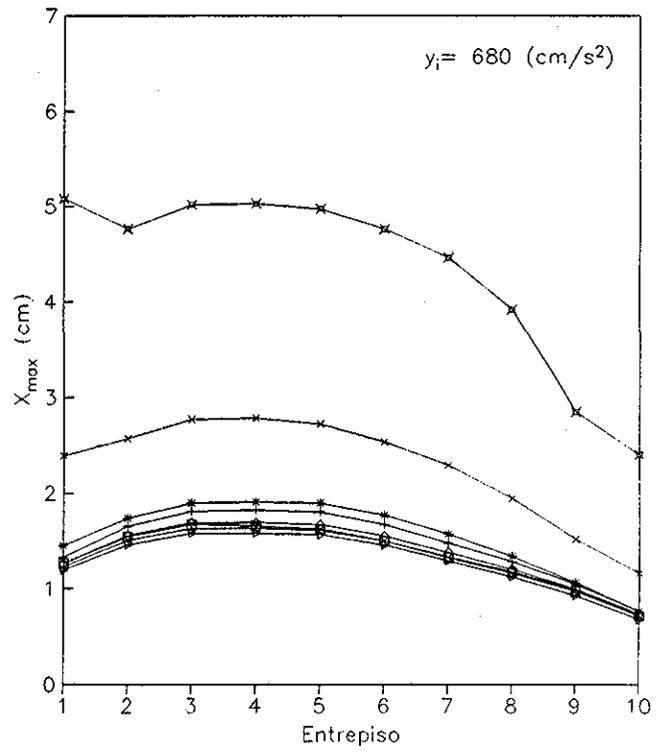
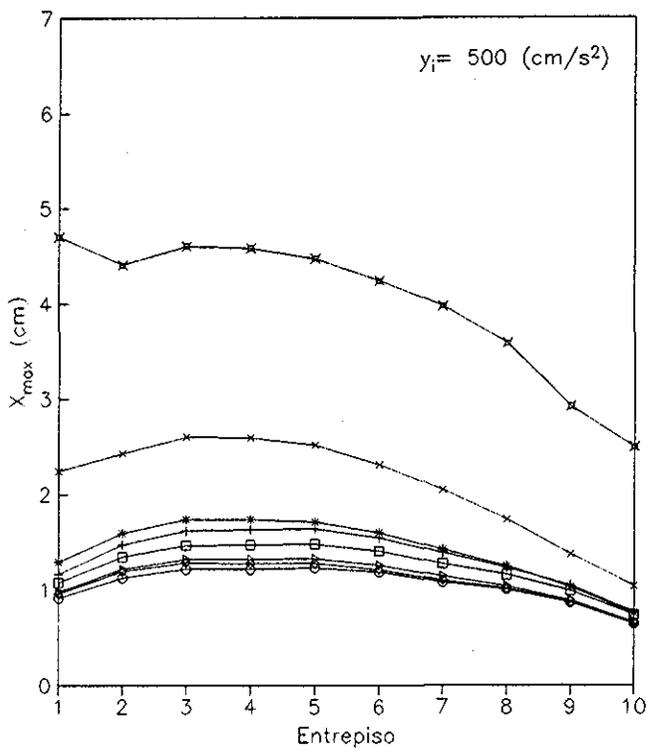
Fig 7.9 - Deformación máxima ( $X_{max}$ ) esperada de entrepiso  
Edif de 10 niveles,  $C=0.3$ , modelo de Takeda



□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	⊠ $y_i-S4 - y_i=1177$

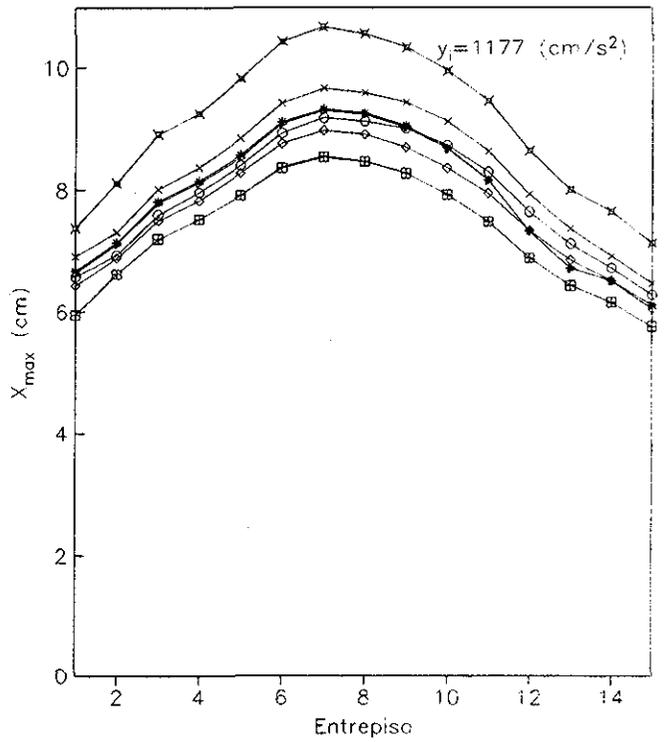
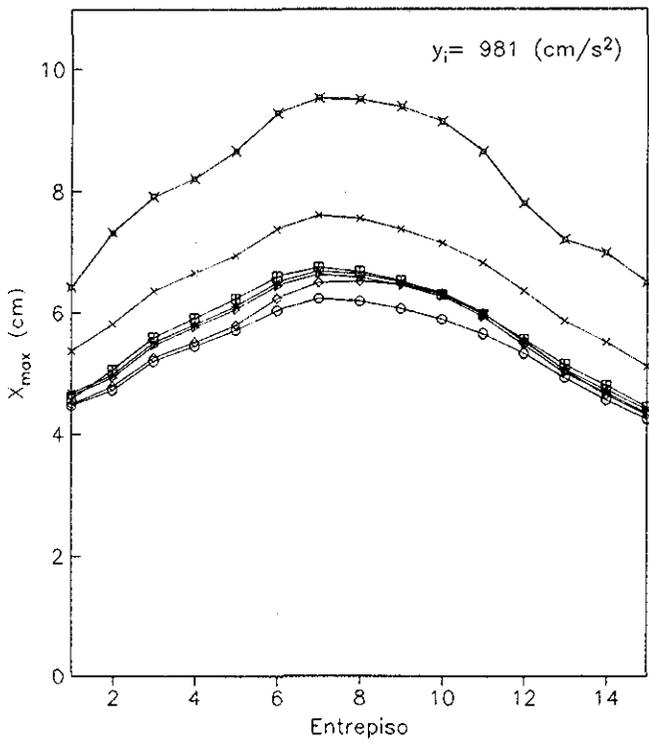
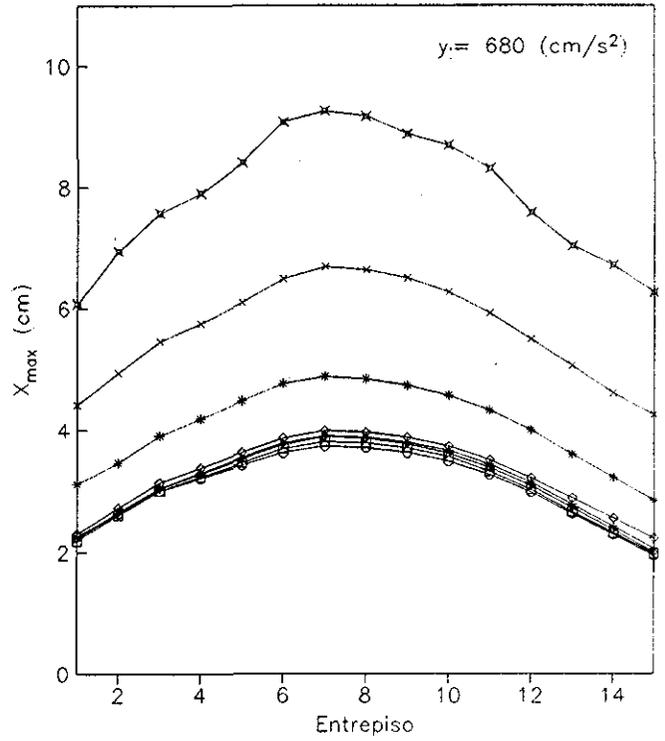
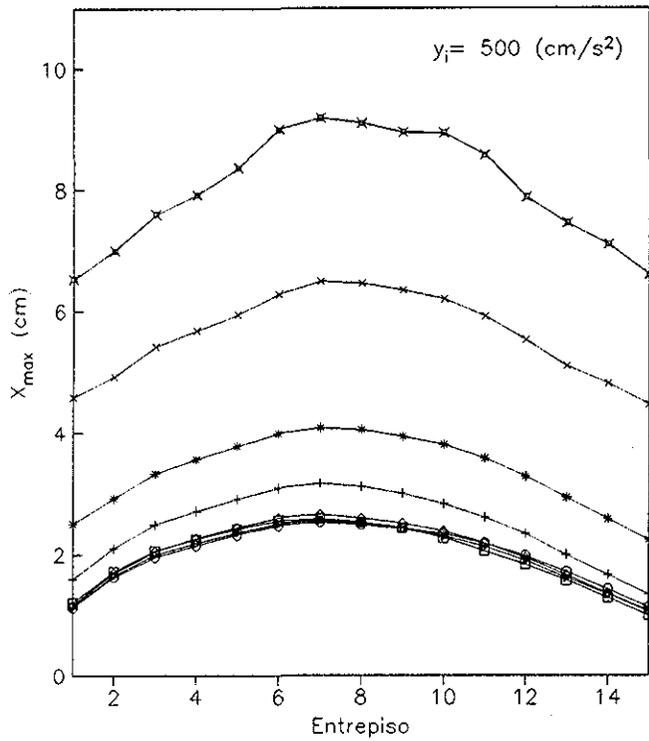
Fig 7 10 - Deformación máxima ( $X_{max}$ ) esperada de entrepiso Edif. de 10 niveles,  $C=0.4$ , modelo de Takeda.





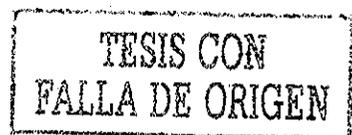
□ $y_i$ -S1	▷ $y_i$ -S2	○ $y_i$ -S3	◇ $y_i$ -S4
+ $y_i$ -S1 - $y_i=500$	* $y_i$ -S2 - $y_i=680$	× $y_i$ -S3 - $y_i=981$	⋈ $y_i$ -S4 - $y_i=1177$

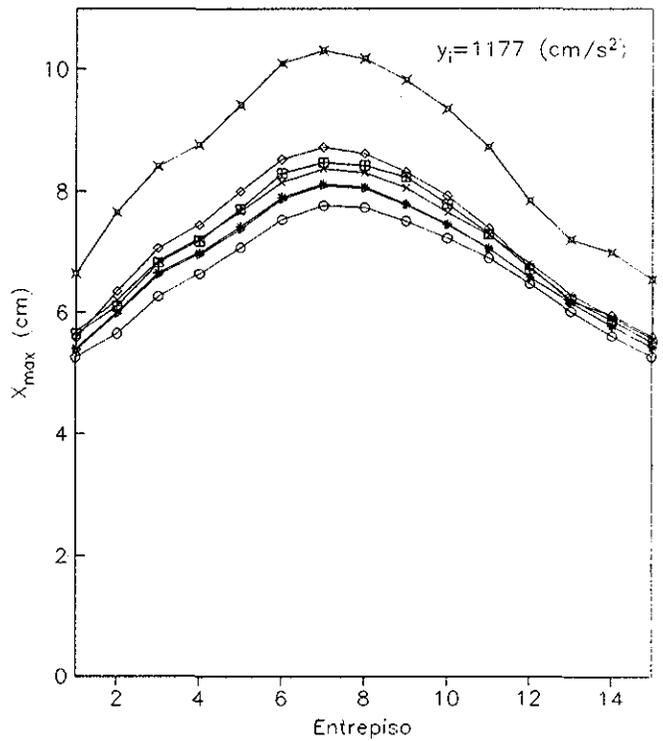
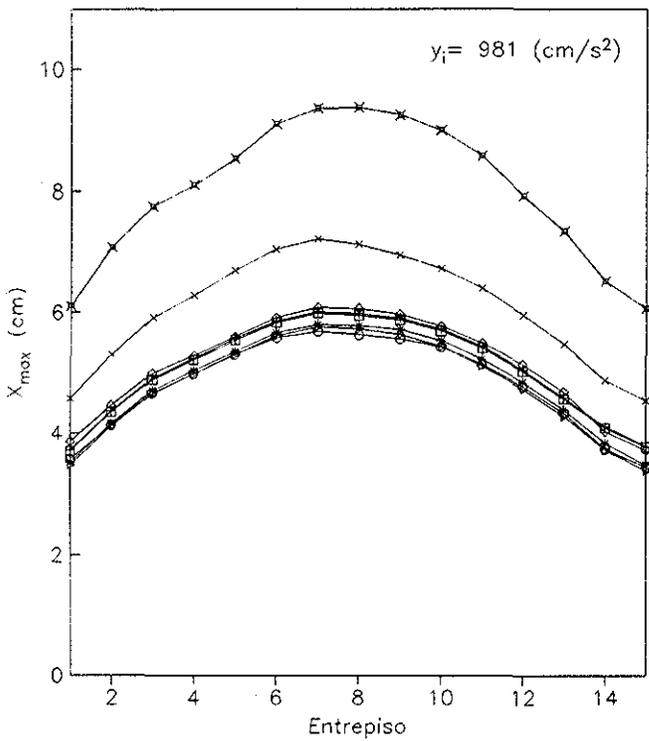
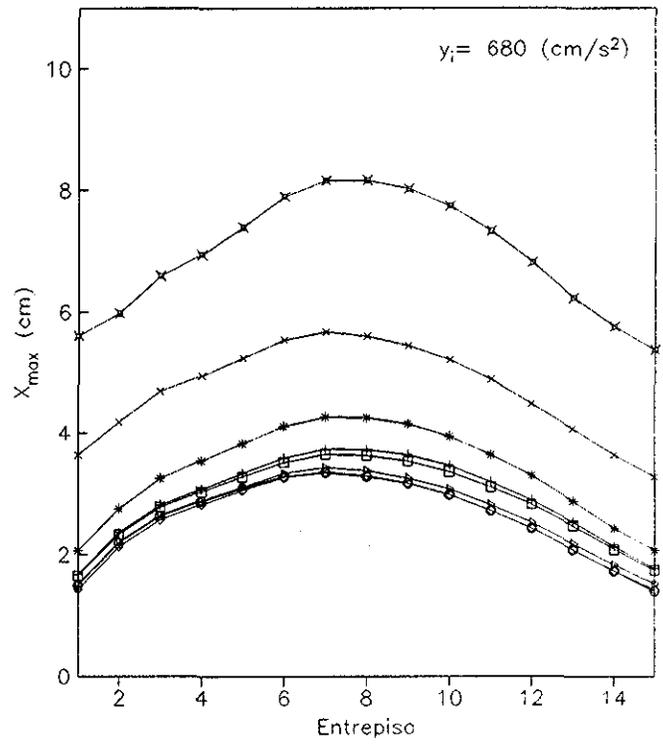
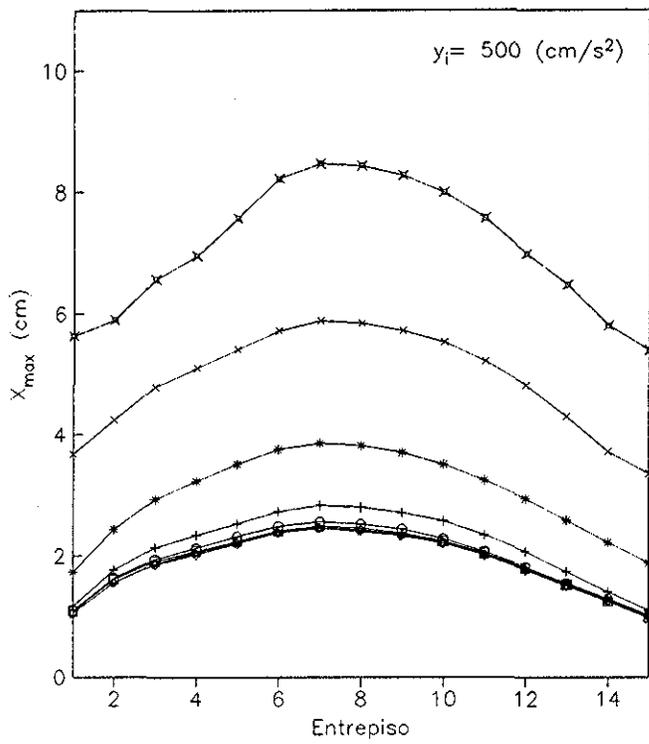
Fig 7.11 - Deformación máxima ( $X_{max}$ ) esperada de entrepiso.  
Edif de 10 niveles,  $C=0.5$ , modelo de Takeda.



□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	⊠ $y_i-S4 - y_i=1177$

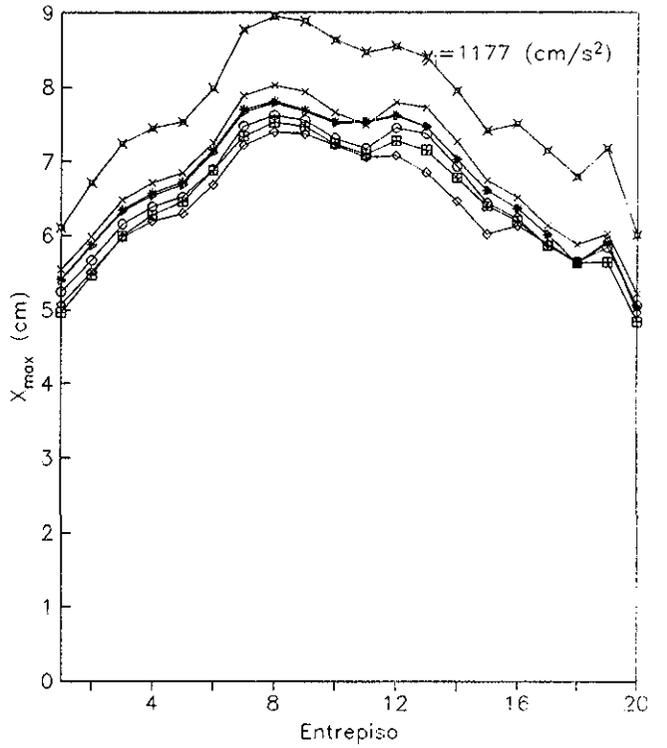
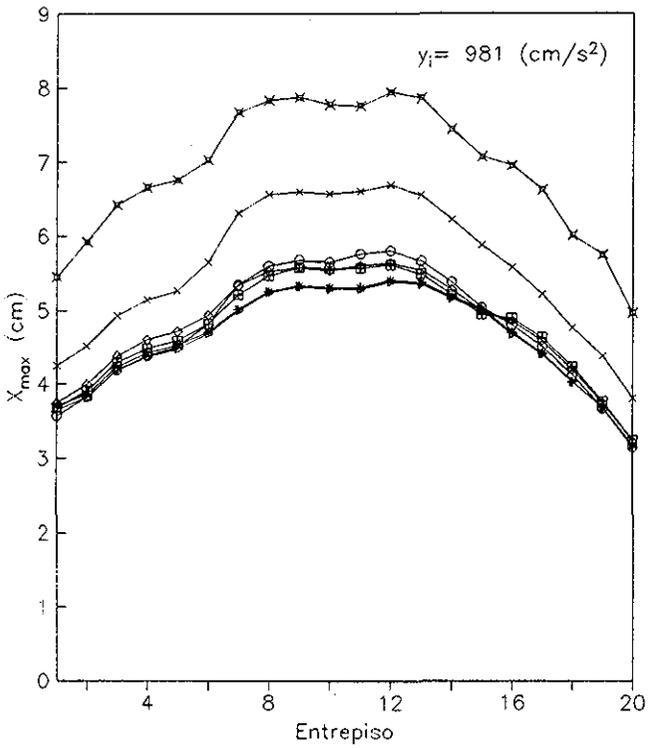
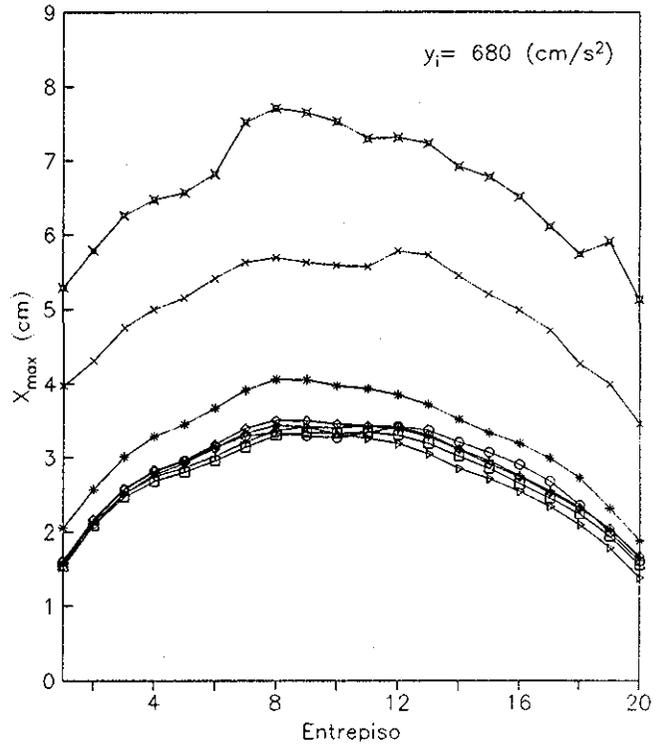
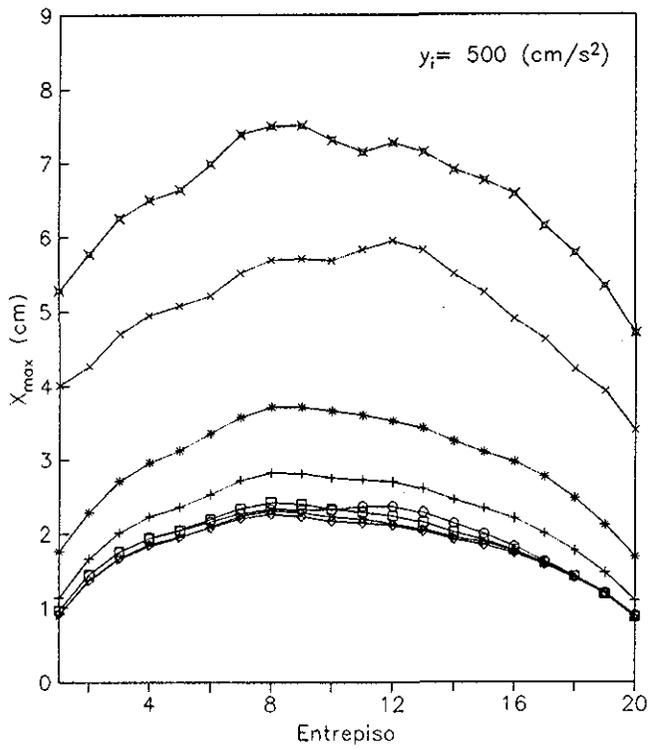
Fig 7.12.- Deformación máxima ( $X_{max}$ ) esperada de entrepiso  
Edif de 15 niveles,  $C=0.3$ , modelo de Takeda





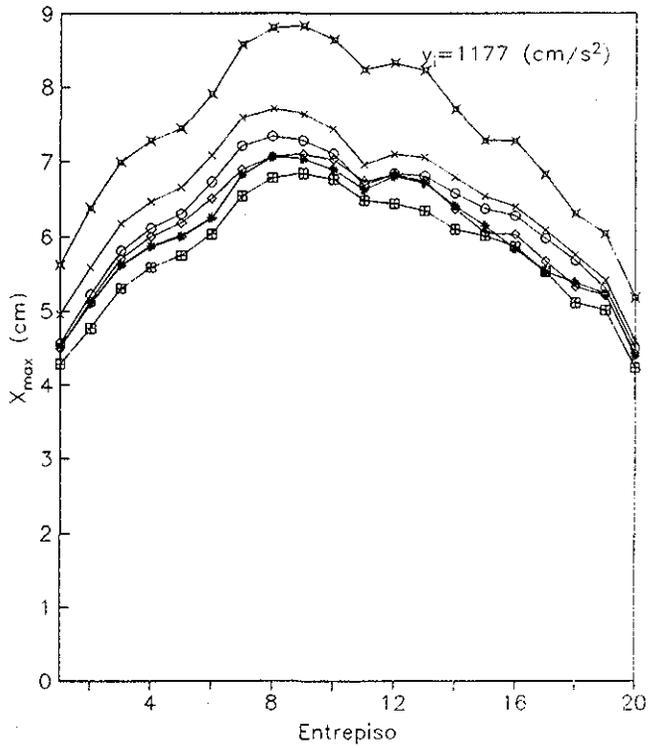
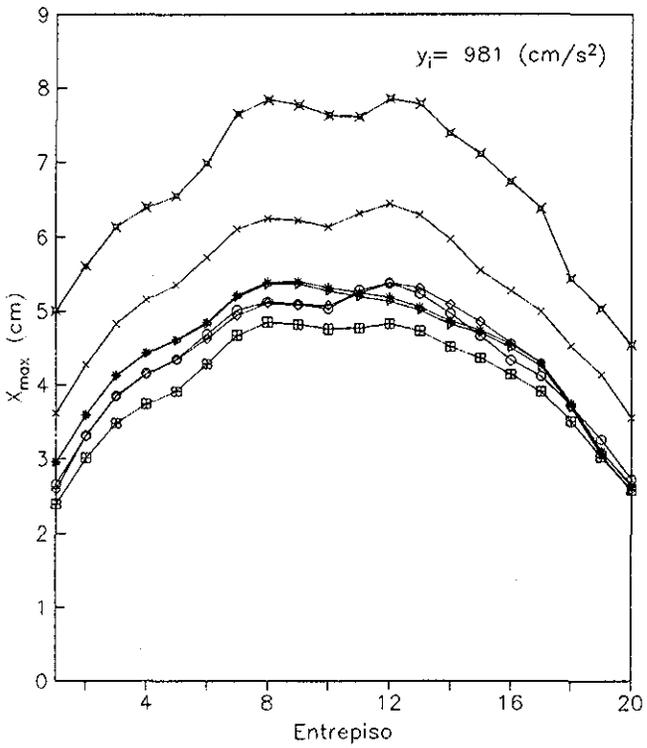
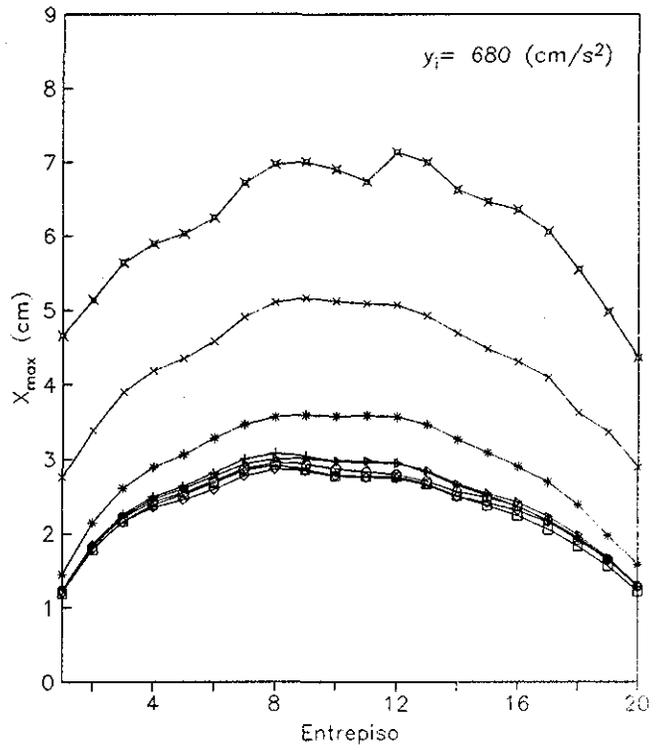
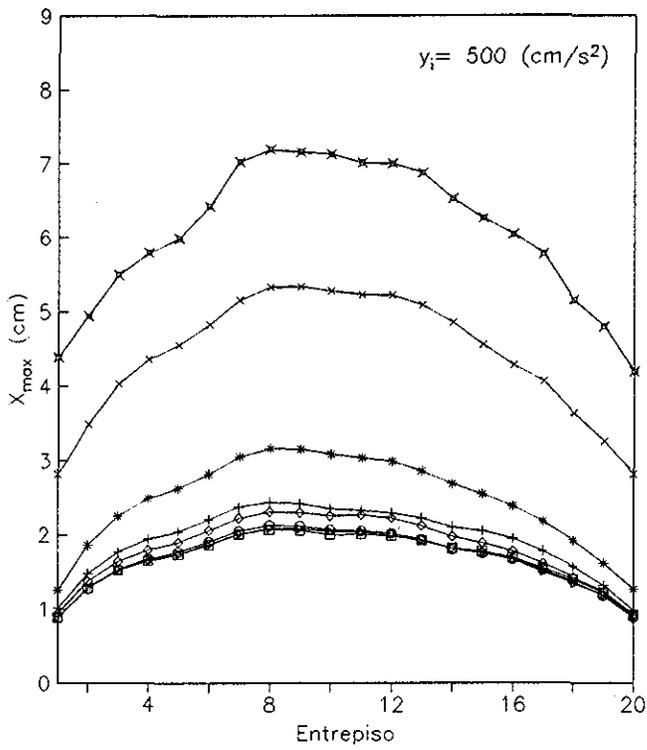
□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	⋈ $y_i-S4 - y_i=1177$

Fig 7.13 - Deformación máxima ( $X_{max}$ ) esperada de entrepiso  
Edif de 15 niveles,  $C=0.4$ , modelo de Takeda



□ $y_i$ -S1	▷ $y_i$ -S2	○ $y_i$ -S3	◇ $y_i$ -S4
+ $y_i$ -S1 - $y_f=500$	* $y_i$ -S2 - $y_f=680$	× $y_i$ -S3 - $y_f=981$	✕ $y_i$ -S4 - $y_f=1177$

Fig 7 14 - Deformación máxima ( $X_{max}$ ) esperada de entrepiso.  
Edif de 20 niveles,  $C=0.3$ , modelo de Takeda.



□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_f=500$	* $y_i-S2 - y_f=680$	× $y_i-S3 - y_f=981$	⋈ $y_i-S4 - y_f=1177$

Fig 7.15 - Deformación máxima ( $X_{max}$ ) esperada de entrepiso  
Edif de 20 niveles,  $C=0.4$ , modelo de Takeda

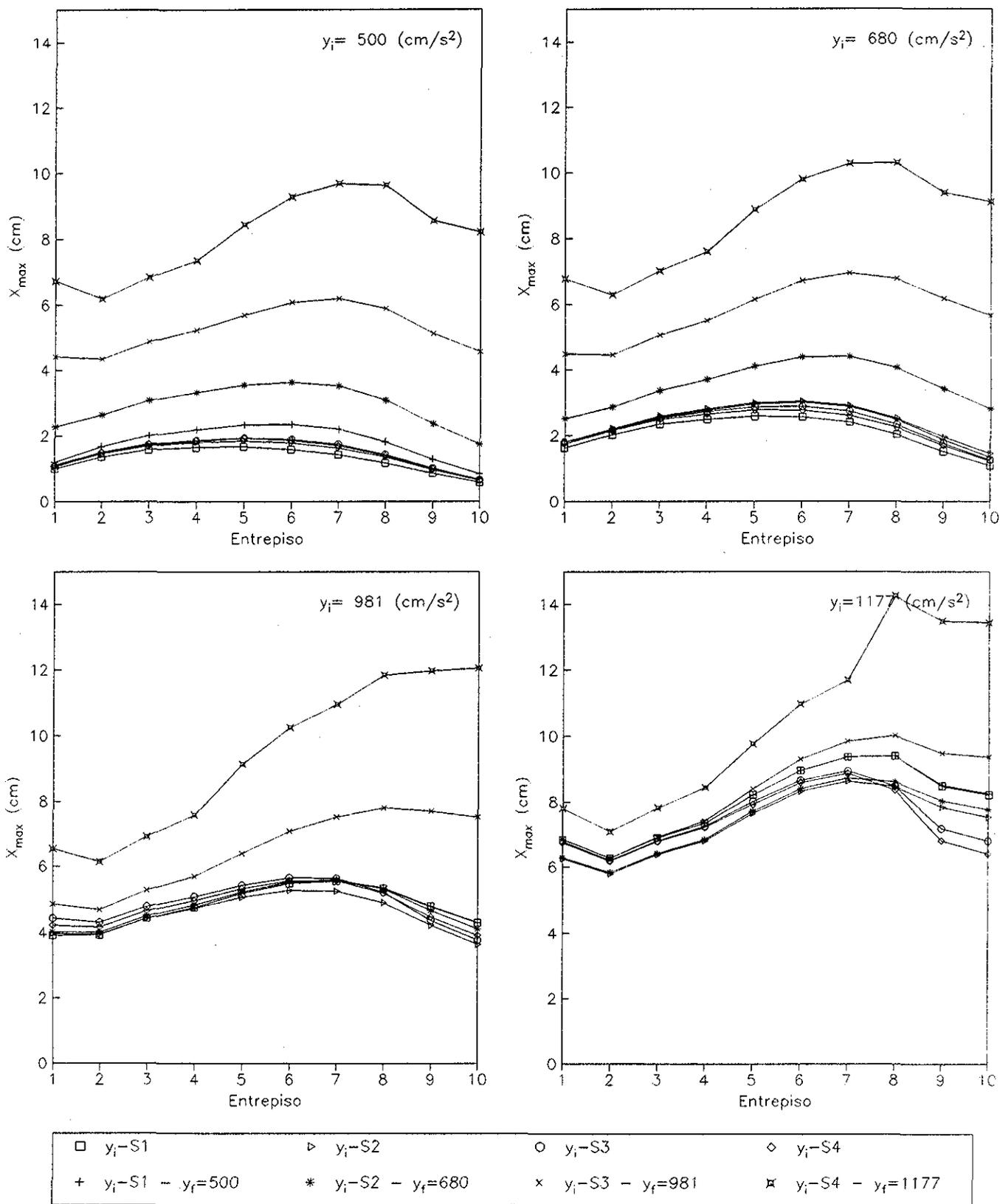
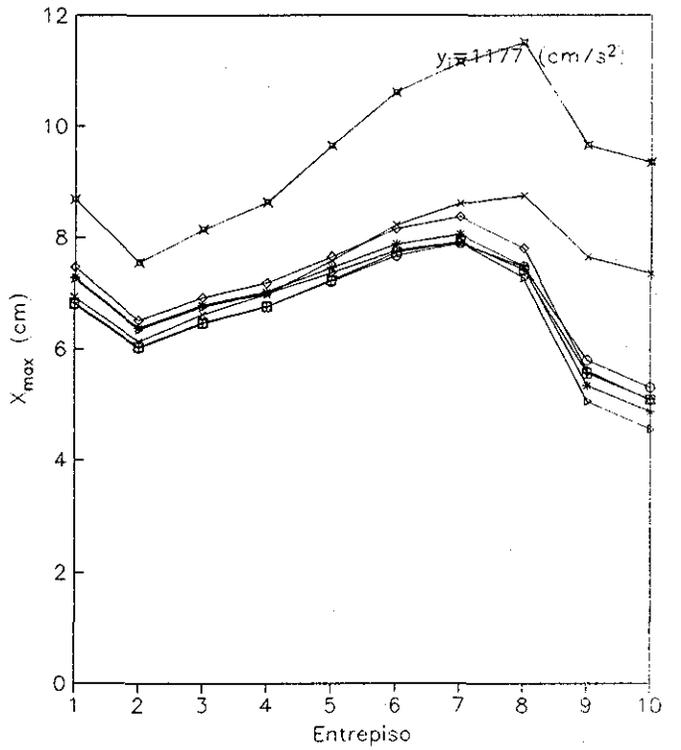
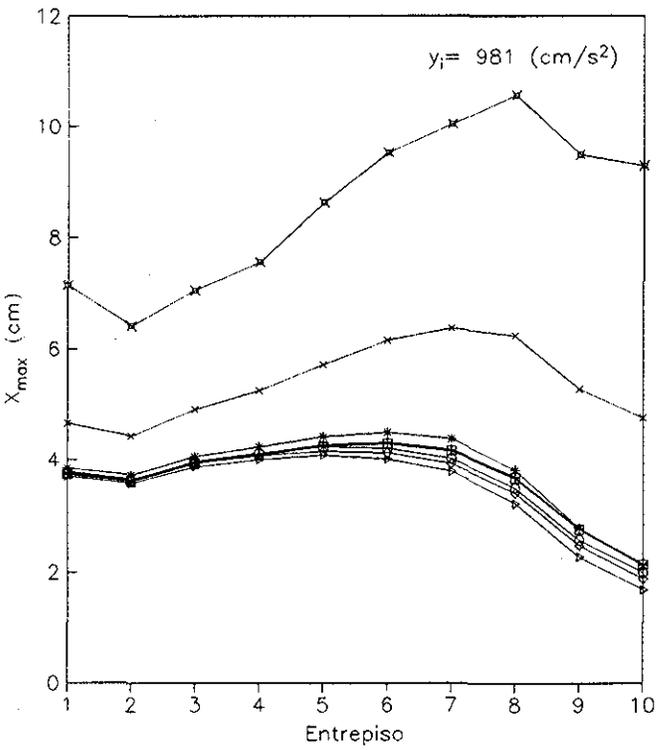
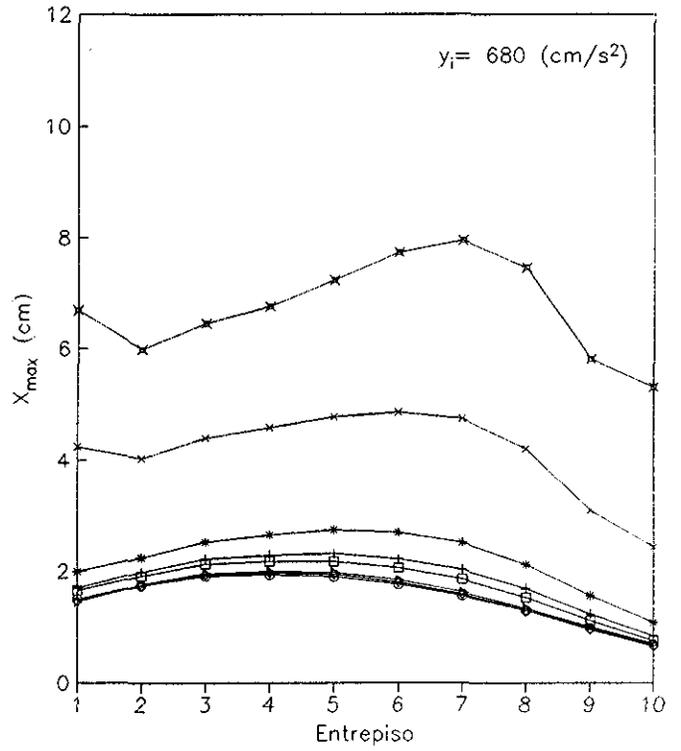
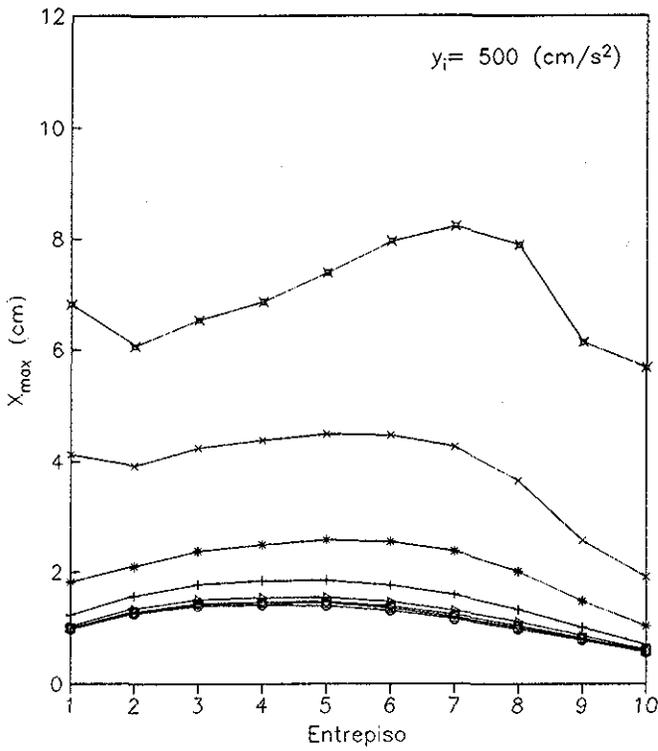
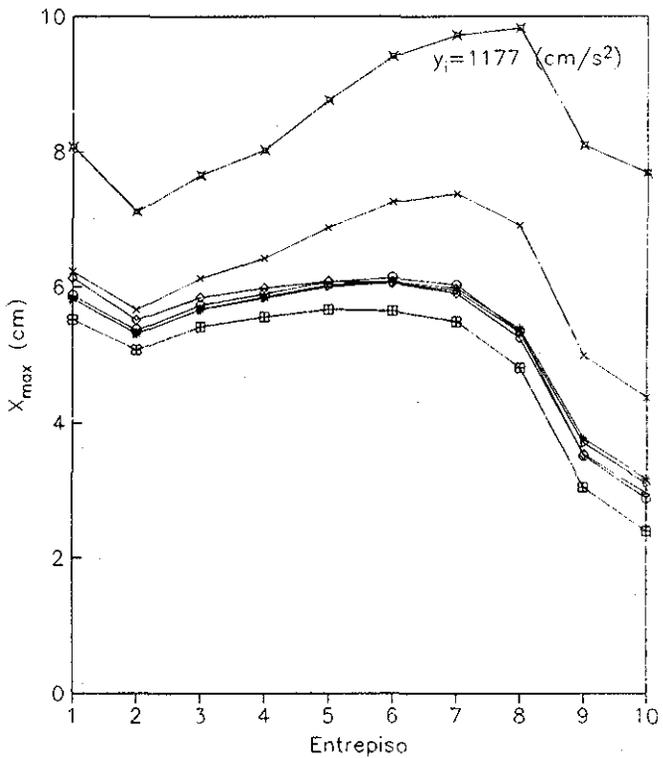
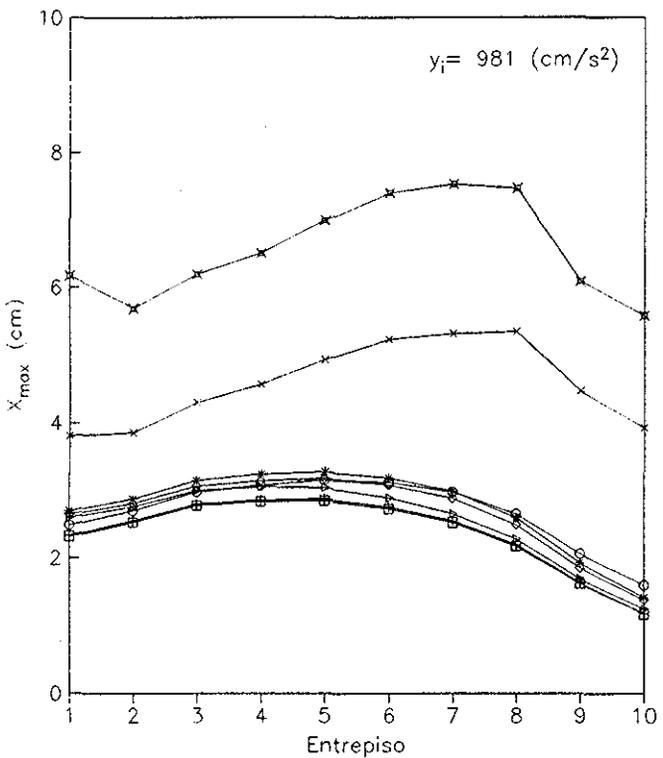
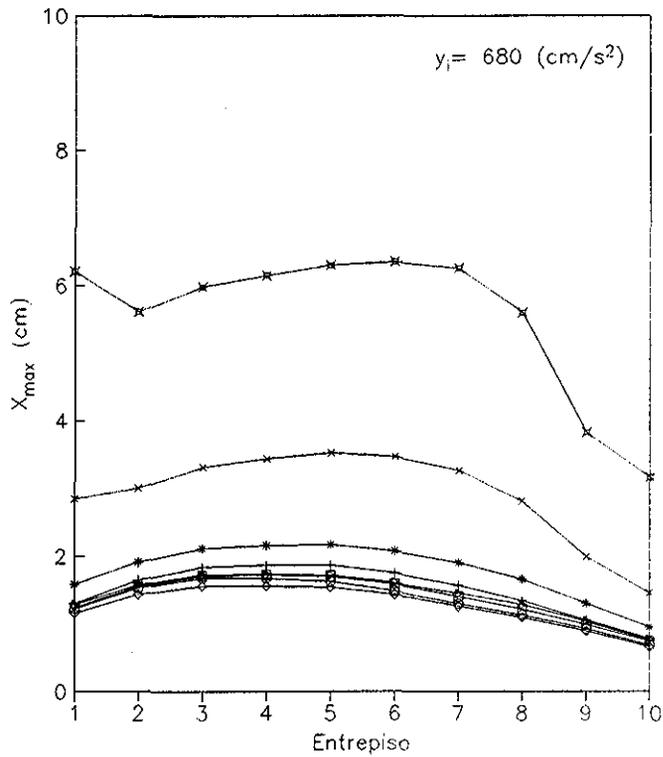
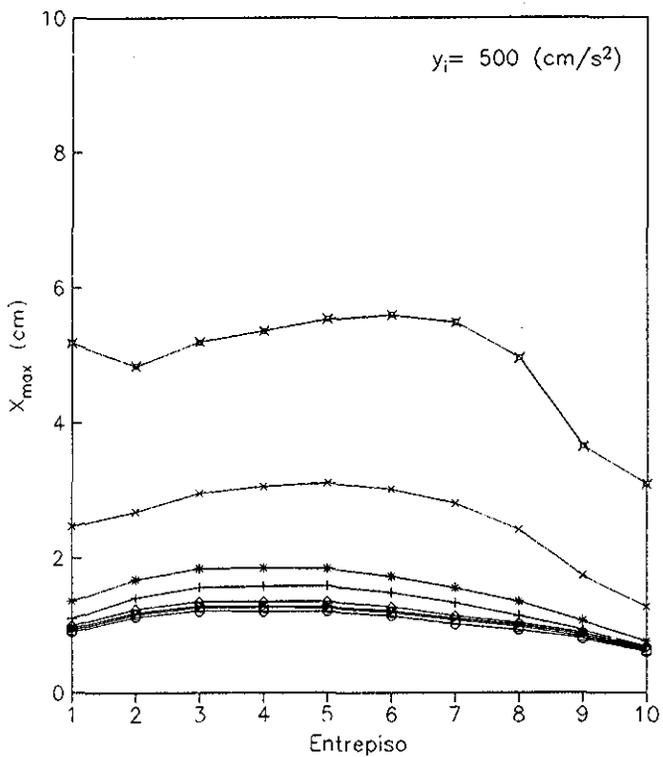


Fig 7 16 - Deformación máxima ( $X_{\max}$ ) esperada de entrepiso  
Edif de 10 niveles,  $C=0.3$ , modelo con deterioro de resistencia



□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	⋈ $y_i-S4 - y_i=1177$

Fig 7 17 - Deformación máxima ( $X_{max}$ ) esperada de entrepiso  
Edif de 10 niveles,  $C=0.4$ , modelo con deterioro de resistencia



□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	⋈ $y_i-S4 - y_i=1177$

Fig 7 18 – Deformación máxima ( $X_{max}$ ) esperada de entreciso.  
Edif. de 10 niveles,  $C=0.5$ , modelo con deterioro de resistencia

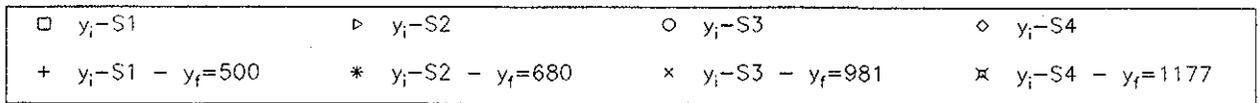
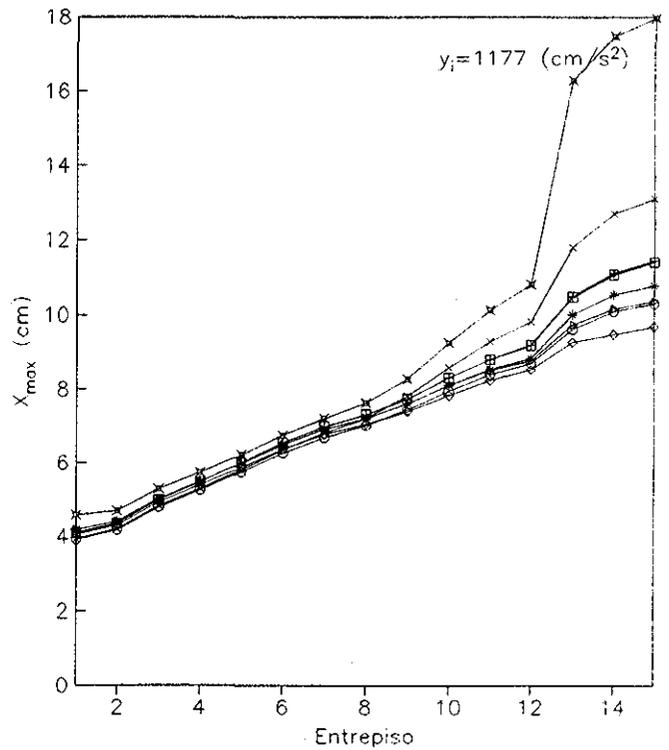
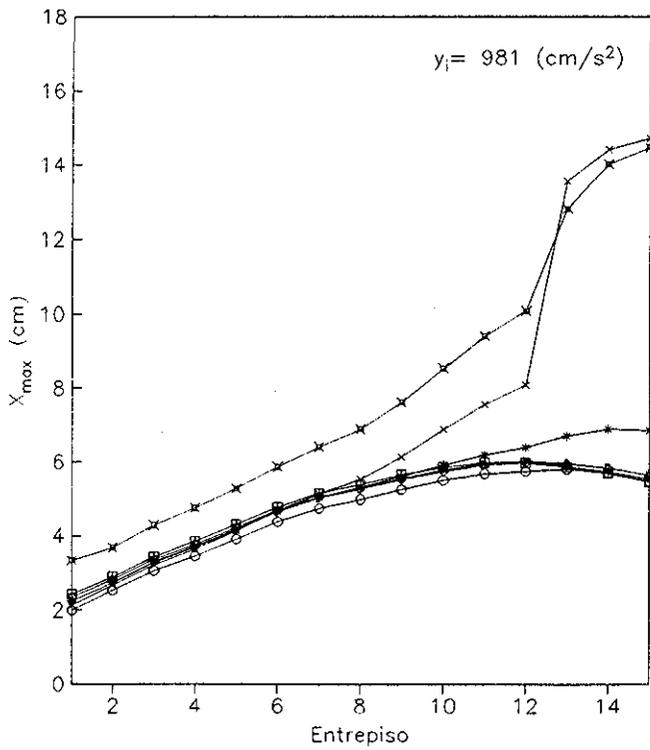
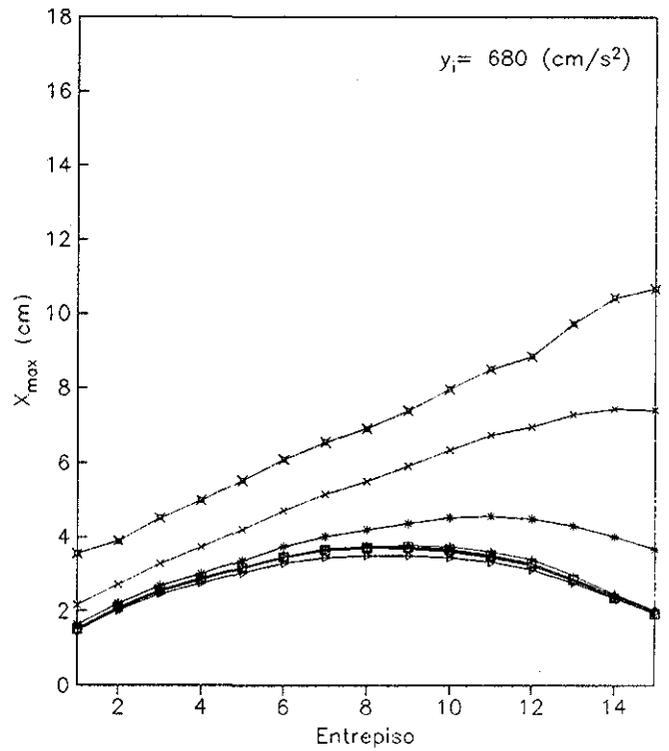
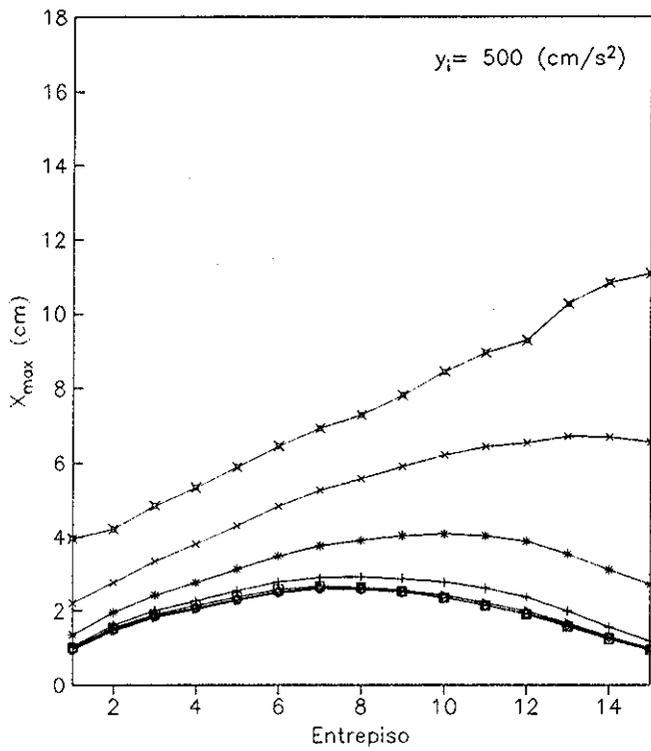
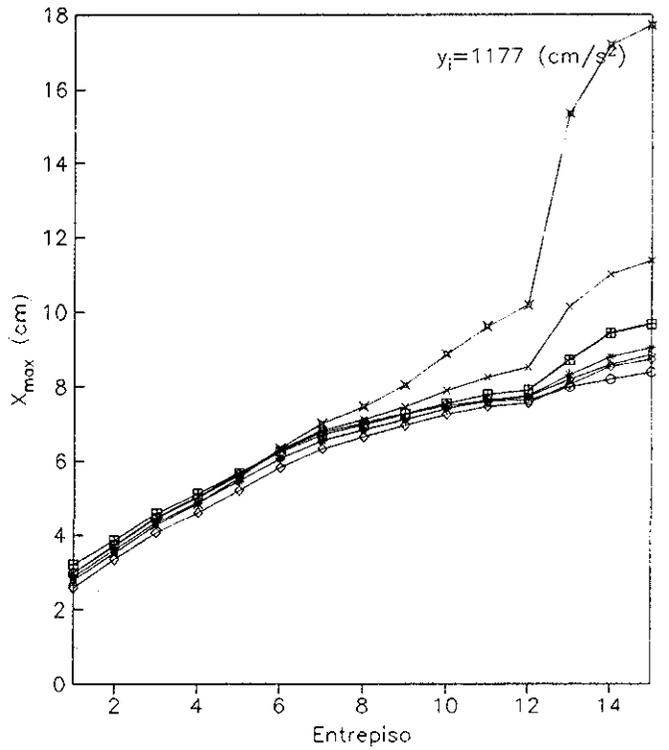
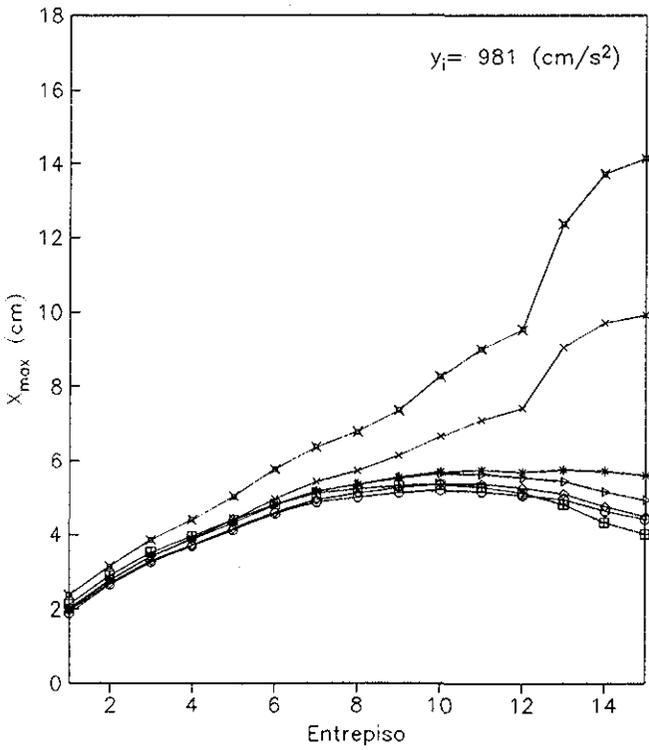
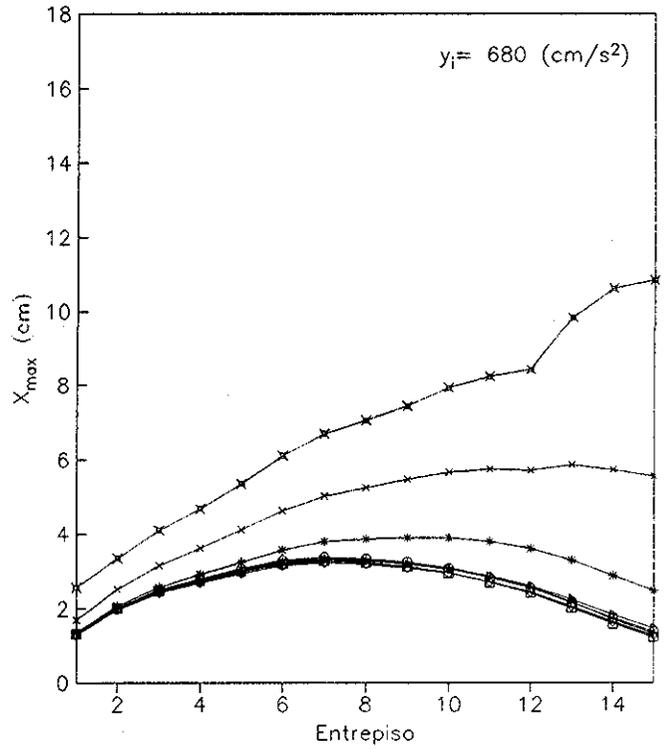
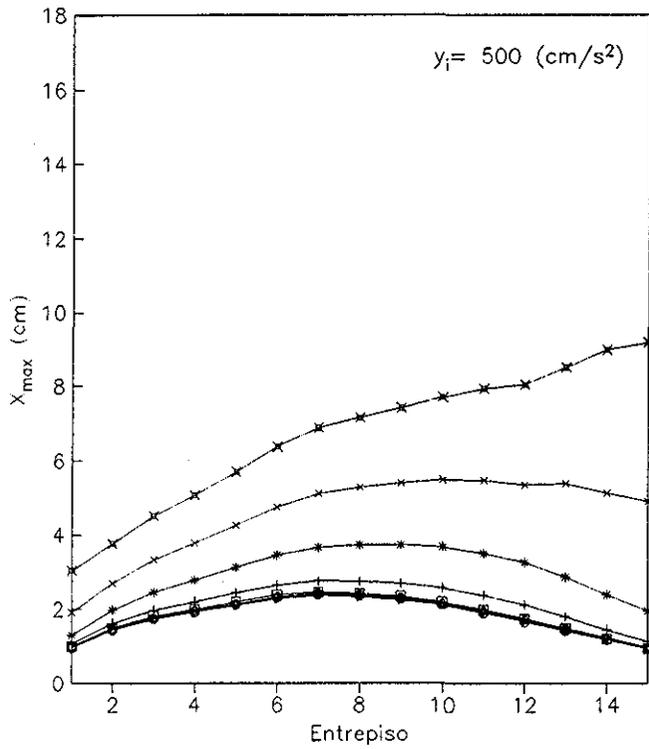
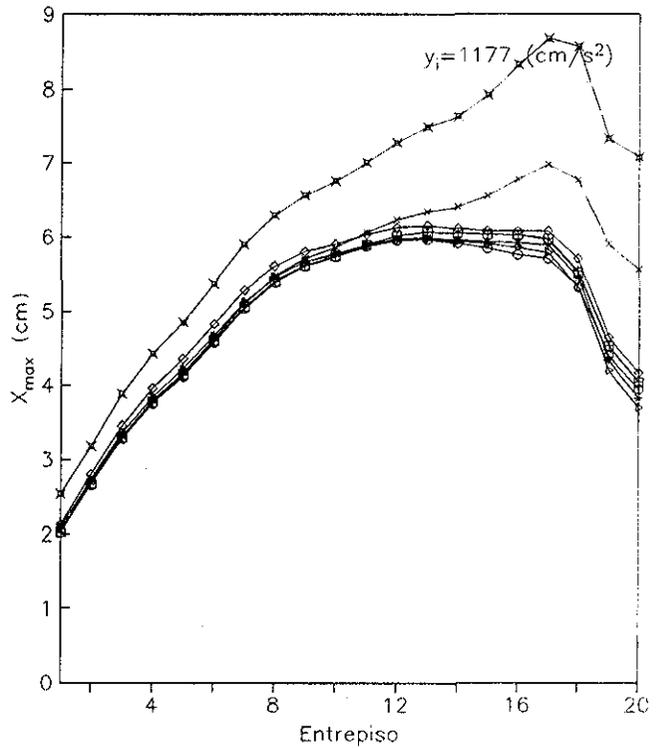
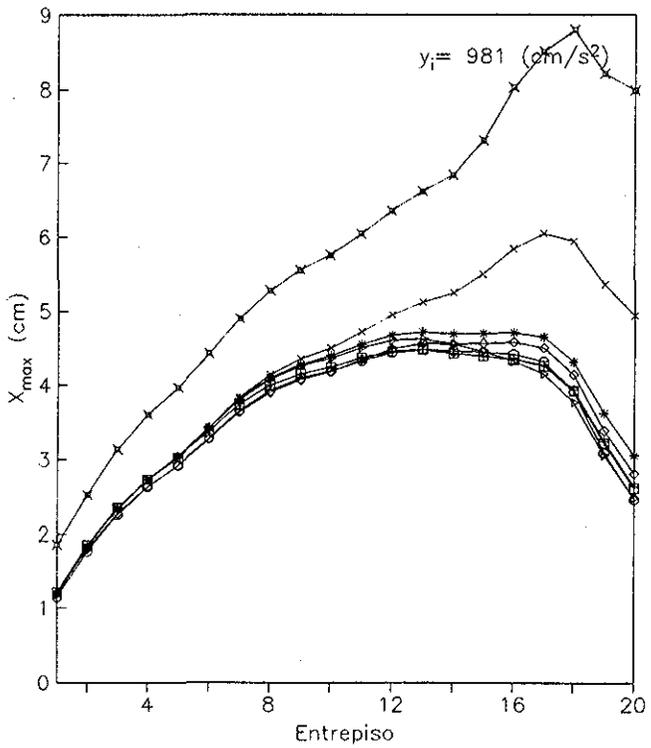
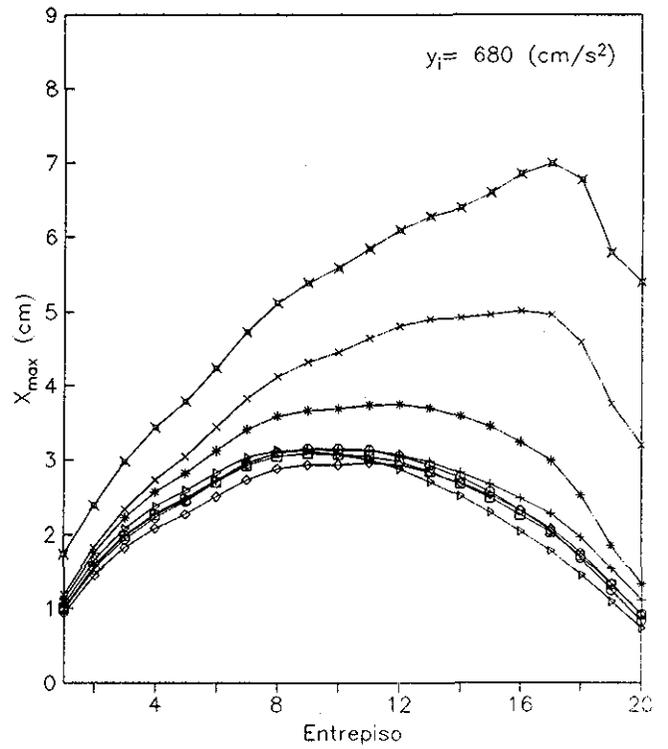
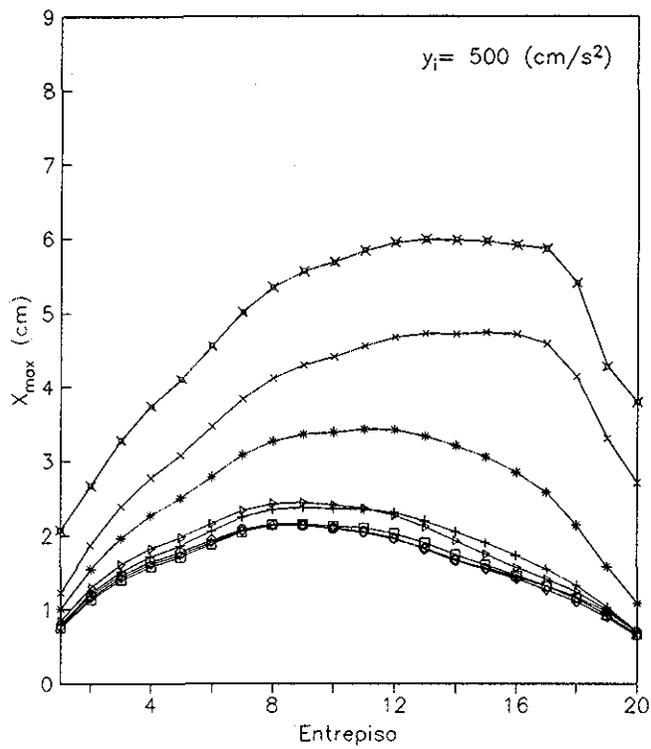


Fig 7 19 – Deformación máxima ( $X_{max}$ ) esperada de entrepiso  
Edif de 15 niveles,  $C=0.3$ , modelo con deterioro de resistencia.



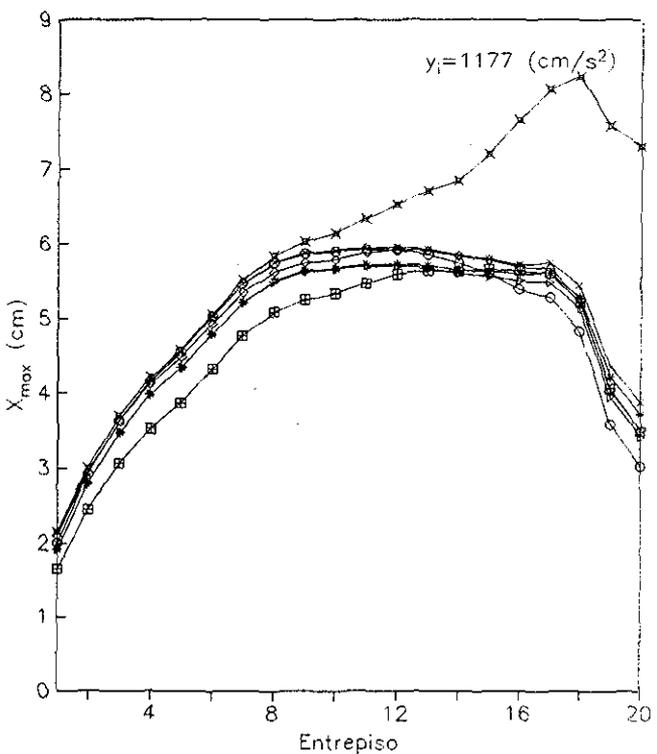
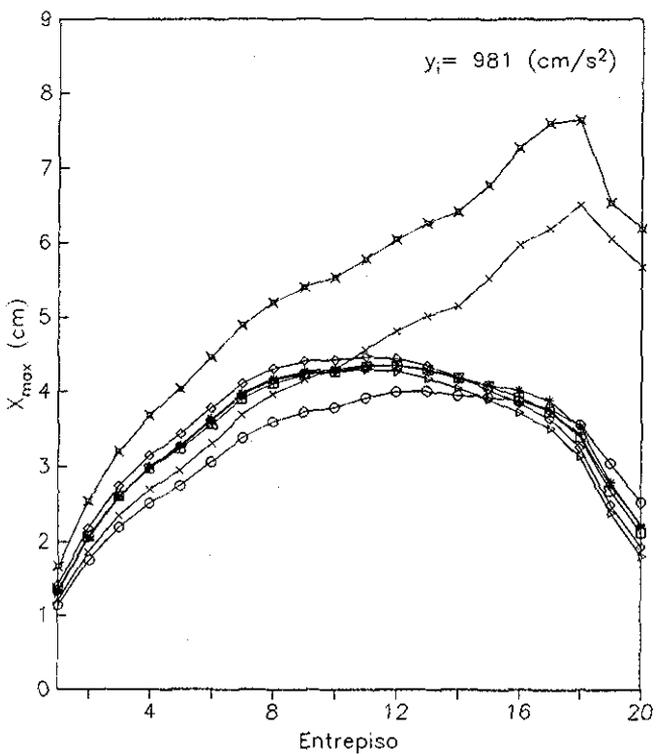
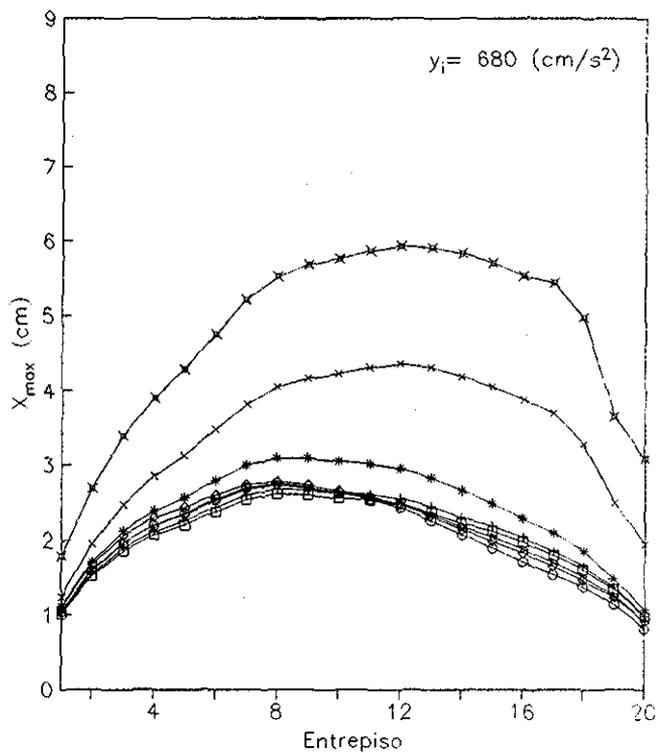
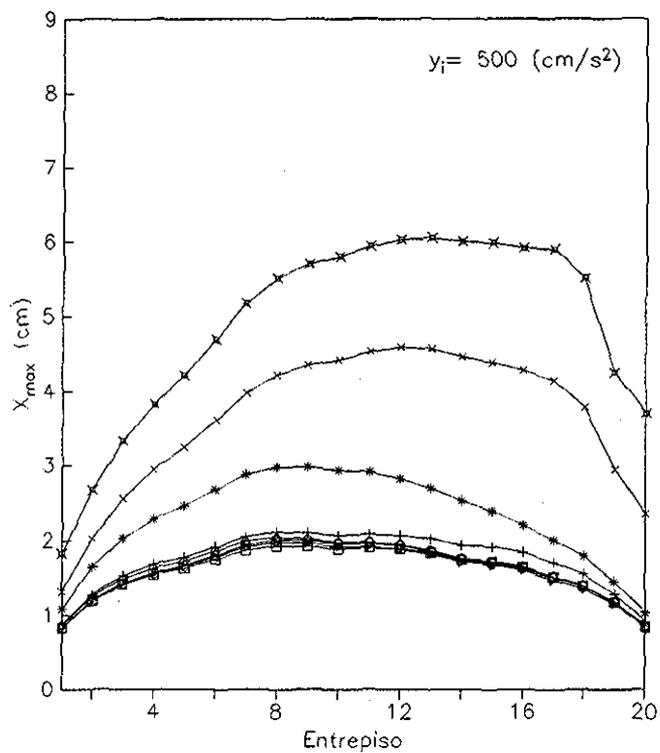
□ $y_i$ -S1	▷ $y_i$ -S2	○ $y_i$ -S3	◇ $y_i$ -S4
+ $y_i$ -S1 - $y_i=500$	* $y_i$ -S2 - $y_i=680$	× $y_i$ -S3 - $y_i=981$	⊠ $y_i$ -S4 - $y_i=1177$

Fig 7 20 - Deformación máxima ( $X_{max}$ ) esperada de entrepiso  
Edif de 15 niveles,  $C=0.4$ , modelo con deterioro de resistencia



□ $y_i$ -S1	▷ $y_i$ -S2	○ $y_i$ -S3	◇ $y_i$ -S4
+ $y_i$ -S1 - $y_i=500$	* $y_i$ -S2 - $y_i=680$	× $y_i$ -S3 - $y_i=981$	⊠ $y_i$ -S4 - $y_i=1177$

Fig 7 21 - Deformación máxima ( $X_{max}$ ) esperada de entrepiso.  
Edif de 20 niveles,  $C=0.3$ , modelo con deterioro de resistencia



□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	⊠ $y_i-S4 - y_i=1177$

Fig 7 22 - Deformación máxima ( $X_{max}$ ) esperada de entrepiso  
Edif de 20 niveles,  $C=0.4$ , modelo con deterioro de resistencia

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

## 7.1.2 Factor de seguridad

En esta sección se analiza la distribución, en los entrepisos de los edificios, del factor de seguridad definido anteriormente. Como ya se mencionó, el análisis se hace para los dos criterios con los que se calcularon las deformaciones de falla de entrepiso, los cuales fueron presentados al inicio de este capítulo.

Los resultados se presentan en función del valor esperado de este factor de seguridad,  $\frac{1}{\bar{q}}$ , que viene a ser el inverso del índice de daño esperado,  $\bar{q}$ . De acuerdo con la definición del índice  $q$  (ec 3.1), los valores de  $\frac{1}{\bar{q}}$  mayores que 1.0 representan a sistemas simulados que exceden su límite de desempeño, manejado aquí como falla. En este caso, en que se presenta el valor esperado de ese factor de seguridad, obtenido de una muestra, el hablar de valores mayores que 1.0 no significa la falla de la estructura, aunque sí una posibilidad importante de que ésta suceda. La nomenclatura y simbología observada en las figuras de esta sección es la misma que se empleó para las deformaciones máximas de entrepiso.

### 7.1.2.1 Primer criterio

Al emplear la ecuación 7.2 para obtener el valor medio de las ductilidades disponibles de entrepiso, y considerando el mecanismo asociado a este criterio para el cálculo de la deformación de fluencia de entrepiso  $X_y$ , se observan los siguientes resultados para el factor de seguridad esperado.

#### a) Estructuras con comportamiento bilineal

En las figuras 7.23 a 7.29 se presentan los resultados para este tipo de estructuras. Al igual que para las deformaciones máximas esperadas de entrepiso las gráficas corresponden al caso de sistemas sujetos a un sismo inicial de intensidad dada,  $y_i$ , seguido de un sismo final con intensidad dada,  $y_f$ .

Las figuras 7.23 a 7.25 muestran los resultados para las estructuras de 10 niveles. Respecto a los efectos del coeficiente de diseño sísmico y de la intensidad sísmica, en estos resultados se puede decir que en general la variación de  $\frac{1}{\bar{q}}$ , ante la acción de los temblores inicial y final al que son sometidas las estructuras, sigue las mismas tendencias que el caso de las deformaciones máximas esperadas de entrepiso. Esto al hablar de la magnitud de la respuesta.

La forma en que se distribuye en la altura el valor de  $\frac{1}{\bar{q}}$  en los entrepisos, presenta una variación parecida a la de la deformación máxima esperada de entrepiso, aunque el comportamiento que presenta es el de ir aumentando y disminuyendo considerablemente a lo largo de los entrepisos. En esta distribución se tienen tres picos principales en los entrepisos 2, 5 y 8. El mayor valor de  $\frac{1}{\bar{q}}$  se tiene en el entrepiso 2 en todos los casos.

Los resultados muestran que para  $C=0.3$  se tiene valores de  $\frac{1}{q}$  mayores que 1.0 cuando se somete a la estructura a un primer o segundo sismo de intensidad alta ( $1177 \text{ cm/s}^2$ ) y cuando la intensidad del primer evento es también alta. Para  $C=0.4$  solo se tienen valores de  $\frac{1}{q}$  mayores que 1.0 cuando los sistemas se someten a un segundo sismo de intensidad  $y=1177 \text{ cm/s}^2$ . Cuando  $C=0.5$  el valor esperado de  $\frac{1}{q}$  muestra valores mucho menores que 1.0. Lo anterior indica pocas fallas esperadas en los sistemas de 10 niveles.

Las figuras 7.26 y 7.27 muestran los resultados para las estructuras de 15 niveles. También aquí se mantienen las tendencias generales de la magnitud de la respuesta con respecto al coeficiente de diseño sísmico e intensidad, que para el caso de las deformaciones máximas esperadas de entrepiso.

La distribución de  $\frac{1}{q}$  de los entrepisos en la altura muestra una variación que aumenta del primero al segundo entrepiso para luego ir disminuyendo hacia los entrepisos superiores en forma más rápida conforme aumenta la intensidad sísmica. Al igual que en el sistema de 10 niveles, esta variación hacia un valor cada vez menor presenta una serie de altibajos a lo largo de los entrepisos, con picos en los entrepisos 2, 5, 9 y 11. En general el máximo valor de  $\frac{1}{q}$  se presenta en el segundo entrepiso, excepto cuando se tienen intensidades iniciales y finales bajas ( $500 \text{ cm/s}^2$  y  $680 \text{ cm/s}^2$ ) en donde el máximo se presenta en un entrepiso más alto (5 a 7). El primer entrepiso muestra valores bastante más bajos que el máximo encontrado.

Este comportamiento en la variación de la relación de las capacidades de deformación con las deformaciones demandadas difiere un poco con el comportamiento observado en las gráficas que representan únicamente la deformación esperada de entrepiso (Figs. 7.5 y 7.6), en donde las deformaciones máximas esperadas suceden en los entrepisos 4 a 8, aproximadamente.

En las estructuras de 20 niveles (Figs. 7.28 y 7.29) la variación de la magnitud de la respuesta respecto al coeficiente de diseño sísmico e intensidad, mantiene el comportamiento que se ha señalado para las deformaciones máximas esperadas de entrepiso. Como en los edificios de 15 niveles la distribución en los entrepisos de  $\frac{1}{q}$  muestra una variación que aumenta significativamente del primero al segundo entrepiso, aunque en este caso, para los entrepisos superiores y hasta el entrepiso 9, su valor se mantiene aumentando y disminuyendo con un máximo en casi todos los casos en el entrepiso 6. Para los entrepisos 10 en adelante los valores son cada vez menores, aunque conservando ese comportamiento de aumento y disminución a lo largo de los entrepisos. Los picos de mayor valor se presentan en los entrepisos 2, 6, 11, 15 y 18. Para estas estructuras se tienen valores de  $\frac{1}{q}$  mayores que 1.0 solo en 3 casos de  $C=0.3$ : la muestra sometida a dos sismos subsecuentes con  $y_i=981 \text{ cm/s}^2$  y  $y_f=1177 \text{ cm/s}^2$  y los casos en que  $y_i=1177 \text{ cm/s}^2$  y  $y_f=981 \text{ cm/s}^2$  y  $y_f=1177 \text{ cm/s}^2$ .

## b) Estructuras con comportamiento de Takeda

En las figuras 7.30 a 7.36 se presentan los resultados para estructuras con comportamiento de Takeda. Al igual que para los sistemas con comportamiento bilineal, en todas las gráficas se presenta en general la misma variación de la magnitud de los resultados de  $\frac{1}{q}$  observada en las deformaciones máximas esperadas de entrepiso con respecto al coeficiente de diseño sísmico y a la intensidad de los temblores inicial y final a los que son sometidas las estructuras.

La distribución en los entrepisos de  $\frac{1}{q}$  en la altura para las estructuras de 10 niveles se da en las figuras 7.30 a 7.32. Al igual que en el caso bilineal la forma de esta distribución es aumentando y disminuyendo a través de los entrepisos con picos en los entrepisos 2, 5 y 8. El mayor valor se tiene en el entrepiso 2. Se encuentran diferencias muy pequeñas entre los valores de los picos comparados con los que se obtienen en el bilineal, por lo que la variación de  $\frac{1}{q}$  en los picos de las gráficas puede considerarse uniforme.

Para estas estructuras cuando  $C=0.3$ ,  $\frac{1}{q}$  alcanza ya valores máximos mayores que 1.0 (probabilidad importante de falla) cuando la estructura es sometida a un temblor inicial con intensidad alta ( $981 \text{ cm/s}^2$  y  $1177 \text{ cm/s}^2$ ). Cuando la intensidad inicial es baja ( $500 \text{ cm/s}^2$  y  $680 \text{ cm/s}^2$ ) los sistemas presentan valores de  $\frac{1}{q}$  por encima de 1.0 cuando son sometidos a la acción de un segundo temblor de intensidad alta ( $981 \text{ cm/s}^2$  y  $1177 \text{ cm/s}^2$ ). Para  $C=0.4$  cuando la intensidad del temblor inicial o final es alta ( $1177 \text{ cm/s}^2$ ) se tienen valores de  $\frac{1}{q}$  mayores que 1.0. Cuando  $C=0.5$  el valor máximo de  $\frac{1}{q}$  alcanza valores mayores que 1.0 solo en el caso en que  $y_i=y_f=1177 \text{ cm/s}^2$ .

En las estructuras de 15 niveles (Figs. 7.33 y 7.34)  $\frac{1}{q}$  aumenta considerablemente del primero al segundo entrepiso, después cuando las intensidades sísmicas son bajas no se tiene gran variación en los demás entrepisos hasta por el entrepiso 13 en donde empieza a disminuir su valor. Cuando las intensidades de un sismo inicial son altas se presenta una disminución importante del segundo entrepiso al siguiente aunque todavía muy por encima del valor del primer entrepiso. En los entrepisos siguientes, como en el caso de las estructuras con comportamiento bilineal, se presenta una variación de aumento y disminución de  $\frac{1}{q}$ , fluctuando alrededor de un cierto valor, para después empezar a disminuir en los últimos dos entrepisos. El valor mayor de  $\frac{1}{q}$  se presenta siempre en el entrepiso 2. Respecto a los valores  $\frac{1}{q} \geq 1.0$  de estas estructuras, para  $C=0.3$  estos se presentan ante la acción de un sismo inicial de intensidad baja ( $500 \text{ cm/s}^2$  y  $680 \text{ cm/s}^2$ ) seguido de la acción de un sismo de intensidad alta ( $981 \text{ cm/s}^2$  y  $1177 \text{ cm/s}^2$ ); y en aquellas sometidas a temblores iniciales de intensidades altas ( $981 \text{ cm/s}^2$  y  $1177 \text{ cm/s}^2$ ). Cuando  $C=0.4$ , las estructuras tienen altas probabilidades de falla cuando son sometidas a un temblor inicial o final, de intensidad  $1177 \text{ cm/s}^2$ .

Las estructuras de 20 niveles (Figs 7.35 y 7.36) presentan en general un comportamiento semejante a las de 15 niveles en lo que respecta a la distribución de  $\frac{1}{q}$  en los entrepisos. También en estos sistemas el máximo valor de  $\frac{1}{q}$  se tiene en el entrepiso 2. En estas estructuras encontramos que para  $C=0.3$  cuando la intensidad del primer temblor o del segundo temblor es alta ( $981 \text{ cm/s}^2$  y  $1177 \text{ cm/s}^2$ ) los sistemas pueden alcanzar la falla. En el caso de  $C=0.4$ , esto se presenta en sistemas analizados con intensidad, inicial o final, de  $1177 \text{ cm/s}^2$ ; y aún en el caso de  $y_i=981 \text{ cm/s}^2$  con  $y_f=981 \text{ cm/s}^2$ .

En estas estructuras con comportamiento de Takeda, es de notar que el primer entrepiso muestra valores de  $\frac{1}{q}$  muy bajos con respecto a los demás entrepisos, excepto quizá el último entrepiso; la diferencia aumenta con el número de niveles. Esto implica que el criterio utilizado para evaluar la deformación lateral de falla de los sistemas genera un valor sobresaliente de dicha capacidad en el primer entrepiso, respecto a los demás; fenómeno que no se pudo apreciar en los sistemas de comportamiento bilineal por las grandes deformaciones alcanzadas en dicho entrepiso.

### c) Estructuras con comportamiento con deterioro de resistencia.

Las figuras 7.37 a 7.43 presentan los resultados para estas estructuras. Tal y como se ha observado en las estructuras con comportamiento bilineal y de Takeda, la variación de la magnitud de los resultados de  $\frac{1}{q}$ , con respecto al coeficiente de diseño sísmico y a la intensidad de los temblores inicial y final a los que son sometidas las estructuras, mantiene en general la misma tendencia que para las deformaciones máximas esperadas de entrepiso. Asimismo, como en aquellos modelos, la variación de  $\frac{1}{q}$  en los entrepisos con valores pico es en general semejante a la forma en que varía la deformación máxima esperada de entrepiso, pero se presentan esas caídas y subidas drásticas que no se observaban en el valor de dicha deformación respecto a la altura de entrepiso.

En las estructuras de 10 niveles (Figs 7.37 a 7.39) la respuesta ante un sismo inicial de intensidad menor o igual a  $680 \text{ cm/s}^2$  presenta poca variación en los entrepisos 2 a 9 con un máximo generalmente en el entrepiso 5. Cuando esa intensidad inicial es de  $981 \text{ cm/s}^2$  la variación en los valores de  $\frac{1}{q}$  en los entrepisos es mayor aunque en general el máximo se mantiene en el entrepiso 5. Cuando la intensidad es de  $1177 \text{ cm/s}^2$  el valor de  $\frac{1}{q}$  tiende a irse incrementando hasta el entrepiso 8 para después disminuir drásticamente en los últimos dos entrepisos. Cuando se aplica un segundo sismo de intensidad  $y_f=1177 \text{ cm/s}^2$  a las estructuras después de haber sido sometidas a un temblor inicial, en forma general  $\frac{1}{q}$  va creciendo hasta alcanzar su máximo en el entrepiso 8, excepto el caso  $C=0.5$  con intensidades iniciales pequeñas. Este incremento de  $\frac{1}{q}$  con la altura también se observa (aunque con más excepciones) cuando  $y_f=981 \text{ cm/s}^2$ .

Cuando  $C=0.3$  las estructuras presentan valores de  $\frac{1}{q}$  mayores que 1.0 cuando la intensidad del sismo inicial es alta ( $981 \text{ cm/s}^2$  y  $1177 \text{ cm/s}^2$ ). Para estructuras sometidas a un sismo inicial de intensidad baja ( $500 \text{ cm/s}^2$  y  $680 \text{ cm/s}^2$ ) las posibilidades de falla son importantes cuando son sometidas a un segundo sismo de intensidades mayores o iguales que  $680 \text{ cm/s}^2$ . Los valores de  $\frac{1}{q}$  mayores que 1.0 para  $C=0.4$  se dan ante un sismo inicial con intensidad de  $1177 \text{ cm/s}^2$ , y cuando se aplica un segundo sismo de intensidades mayores o iguales que  $981 \text{ cm/s}^2$  sin importar la intensidad del sismo inicial. Finalmente, en estructuras diseñadas con  $C=0.5$  existe posibilidad alta de falla en los sistemas sometidos a sismos iniciales con intensidades de  $1177 \text{ cm/s}^2$ , y en los que están ante una combinación de sismos inicial y final del tipo  $y_i=981 \text{ cm/s}^2$  con  $y_f=981 \text{ cm/s}^2$  y  $1177 \text{ cm/s}^2$ ; y  $y_i=681 \text{ cm/s}^2$  con  $y_f=1177 \text{ cm/s}^2$ .

Para estructuras de 15 niveles (Figs. 7.40 y 7.41) ante sismos iniciales con intensidades bajas ( $500 \text{ cm/s}^2$  y  $680 \text{ cm/s}^2$ ) las estructuras muestran valores de  $\frac{1}{q}$  muy parecidos en los entrepisos 2 a 13, siendo menores en los demás entrepisos. Cuando la intensidad es mayor  $\frac{1}{q}$  va aumentando en la altura de los entrepisos con un salto importante en el entrepiso 13 en el cual se tiene el máximo valor. Este último comportamiento es el que se tiene cuando las estructuras son sometidas a un segundo temblor (salvo el caso  $y_i=y_f=500 \text{ cm/s}^2$ ). Para estructuras diseñadas con  $C=0.3$ ,  $\frac{1}{q}$  alcanza valores mayores que 1.0 cuando la intensidad del sismo inicial es mayor o igual que  $981 \text{ cm/s}^2$ . Cuando la intensidad es de  $1177 \text{ cm/s}^2$ , solo el primer entrepiso no supera ese valor. Para estructuras ante sismos consecutivos con intensidades iniciales bajas ( $500 \text{ cm/s}^2$  y  $680 \text{ cm/s}^2$ ),  $\frac{1}{q}$  excede el valor de 1.0 solo cuando se les somete a un segundo sismo con intensidades mayores o iguales que  $981 \text{ cm/s}^2$ . Cuando  $C=0.4$  el factor de seguridad esperado es mayor que 1.0 en los sistemas sometidos a una intensidad inicial o final mayor o igual que  $981 \text{ cm/s}^2$ .

Las estructuras de 20 niveles (Figs. 7.42 y 7.43) presentan en general una variación de  $\frac{1}{q}$  en la altura aproximadamente igual a la de los sistemas de 10 y 15 niveles (con incremento en los valores pico al aumentar el nivel de entrepiso), aunque no se tiene ese salto tan acentuado que se presenta en uno de los últimos entrepisos de las estructuras de 15 niveles. Los valores de  $\frac{1}{q}$  mayores a 1.0 en este caso se presentan en las siguientes condiciones: a) En estructuras con  $C=0.3$  cuando la intensidad del sismo inicial o final es de  $1177 \text{ cm/s}^2$ ; cuando se somete a la estructura a una combinación de sismos inicial y final del tipo  $y_i=681 \text{ cm/s}^2$ ,  $y_f=981 \text{ cm/s}^2$  y  $y_i=981 \text{ cm/s}^2$ ,  $y_f=681 \text{ cm/s}^2$ ,  $981 \text{ cm/s}^2$ ; b) Para  $C=0.4$ , cuando la intensidad del sismo inicial o final es de  $1177 \text{ cm/s}^2$ , y cuando se somete a la estructura a una combinación de sismos inicial y final del tipo  $y_i=y_f=981 \text{ cm/s}^2$ .

#### 7.1.2.2 Deformación de fluencia

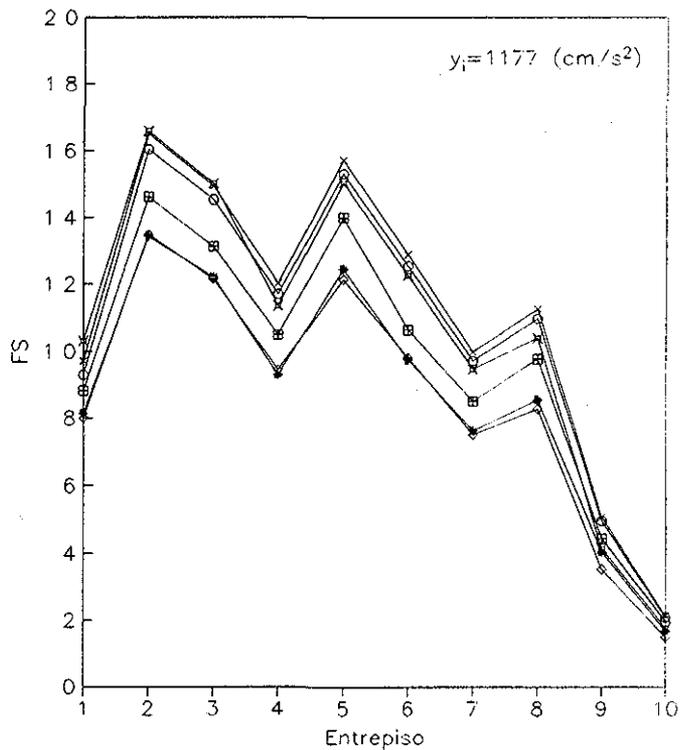
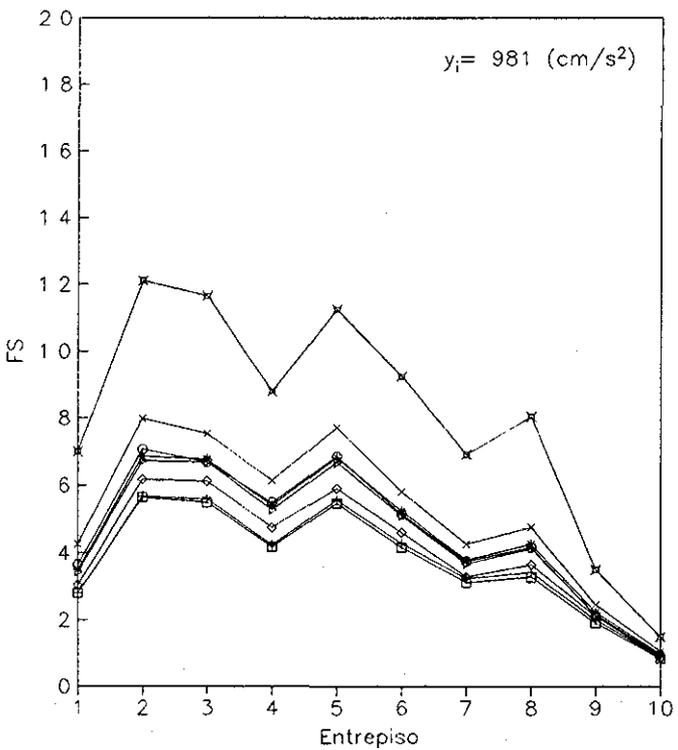
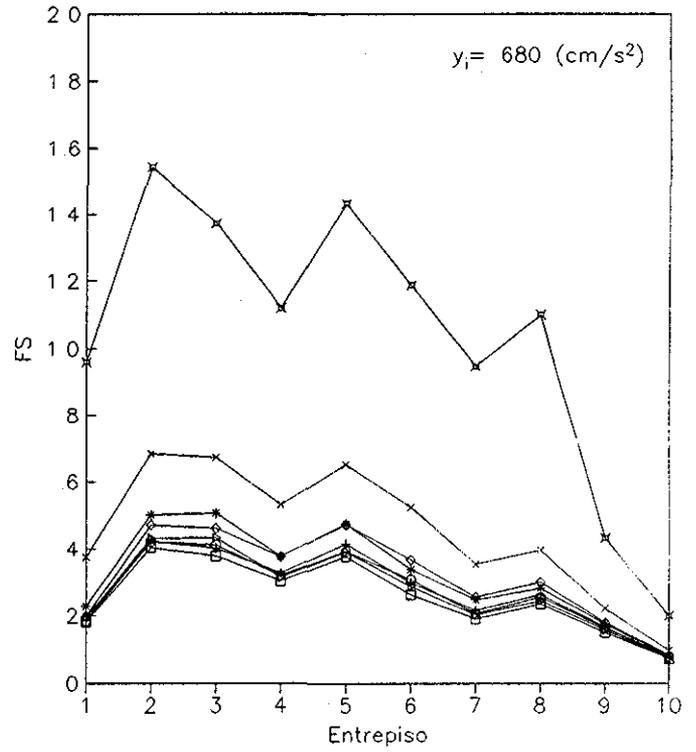
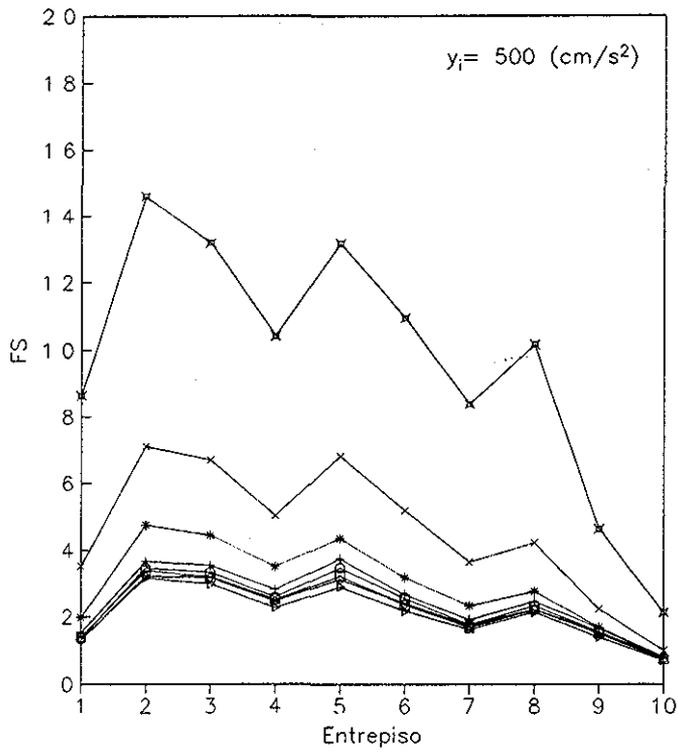
Los resultados presentados anteriormente sobre el valor de  $\frac{1}{q}$  en las estructuras de 10, 15 y 20 niveles con diferentes comportamiento de los elementos estructurales, nos muestran una variación de ese valor en los entrepisos con un comportamiento que aumenta y

disminuye en determinados entrepisos de las estructuras. Un comportamiento de este tipo sólo se puede presentar si alguna de las variables que intervienen en el cálculo de la respuesta presenta una variación apreciable en los valores de los entrepisos. Como se ha visto anteriormente, la deformación máxima esperada de entrepiso muestra una variación continua a lo largo de los entrepisos. De la misma forma, la capacidad de deformación dúctil de los entrepisos que se obtiene mediante la ec. 7.2 no proporciona variaciones tan apreciables en la ductilidad de los entrepisos cuando se simula esta capacidad.

Una revisión en el método que se utiliza en el primer criterio para obtener  $q$  en este trabajo, muestra que el cálculo de la deformación de fluencia  $X_y$  es el que genera el tipo de comportamiento encontrado en la distribución  $\frac{1}{q}$  a lo largo de los entrepisos.

En las figuras 7.44 a 7.50 se presentan los resultados de las deformaciones de fluencia de entrepiso medias,  $\bar{X}_y$ , para las estructuras de 10, 15 y 20 niveles. Estos corresponden al caso de las simulaciones que se obtienen en los sistemas con comportamiento bilineal. Solo se presentan los resultados para este caso dado que para los otros comportamientos los resultados son similares. Las figuras 7.44 a 7.46 muestran los resultados para los sistemas de 10 niveles. Para los tres coeficientes de diseño sísmico estudiados, se encuentra que  $\bar{X}_y$  muestra un comportamiento a lo largo de los entrepisos cuyo valor va aumentando y disminuyendo (en forma de línea quebrada). El primero y último entrepiso tienen los valores más altos de  $\bar{X}_y$ . Se presentan otros dos picos en los entrepisos 4 y 7 aunque con menores valores, siendo estas diferencias más pequeñas conforme se incrementa el valor de  $C$ . El análisis de los resultados muestra que, excepto el segundo entrepiso, los entrepisos en que se presentan mínimos de  $\bar{X}_y$  corresponden a aquellos en que se tiene un cambio en las secciones de las columnas. Para las estructuras de 15 niveles (Figs. 7.47 y 7.48) se presenta el mismo comportamiento que en las de 10 niveles. Nuevamente el primero y último entrepiso presentan los valores mayores. En los entrepisos intermedios se tienen picos altos en los entrepisos 4, 8 y 12. También aquí, los entrepisos con menores valores de  $\bar{X}_y$  entre dos picos altos corresponden a aquellos en que se tiene un cambio en las dimensiones de las columnas del entrepiso. Las estructuras de 20 niveles (Figs. 7.49 y 7.50) mantienen el mismo comportamiento que las de 10 y 15, con picos máximos en los entrepisos 5, 10, 14 y 17, y mínimos en los entrepisos 6, 11, 15 y 18, en los que se tiene un cambio en las dimensiones de las columnas.

Los resultados anteriores explican la forma en que se distribuye el valor de  $\frac{1}{q}$  en los entrepisos a lo largo de las estructuras. Los mismos nos permiten ver la influencia que tienen las hipótesis que se hacen, respecto al cálculo de algunas de las variables que se utilizan en el estudio, en los resultados que se encuentran. En este caso se piensa que el mecanismo de fluencia que se considera para calcular las deformaciones de fluencia en los entrepisos, así como la forma en que se distribuyen los momentos en las columnas, pudieron ser afectados, en parte, por la disminución de rigidez de entrepiso debida a los cambios de sección ya señalados, generándose un conjunto de resultados bastante peculiares. Es necesario realizar mayores estudios que nos lleven a establecer una mejor manera de evaluar estas deformaciones de fluencia en los entrepisos.



□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	⊠ $y_i-S4 - y_i=1177$

Fig 7 23 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso.  
 Edif. de 10 niveles,  $C=0.3$ , modelo bilineal  
 Primer criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

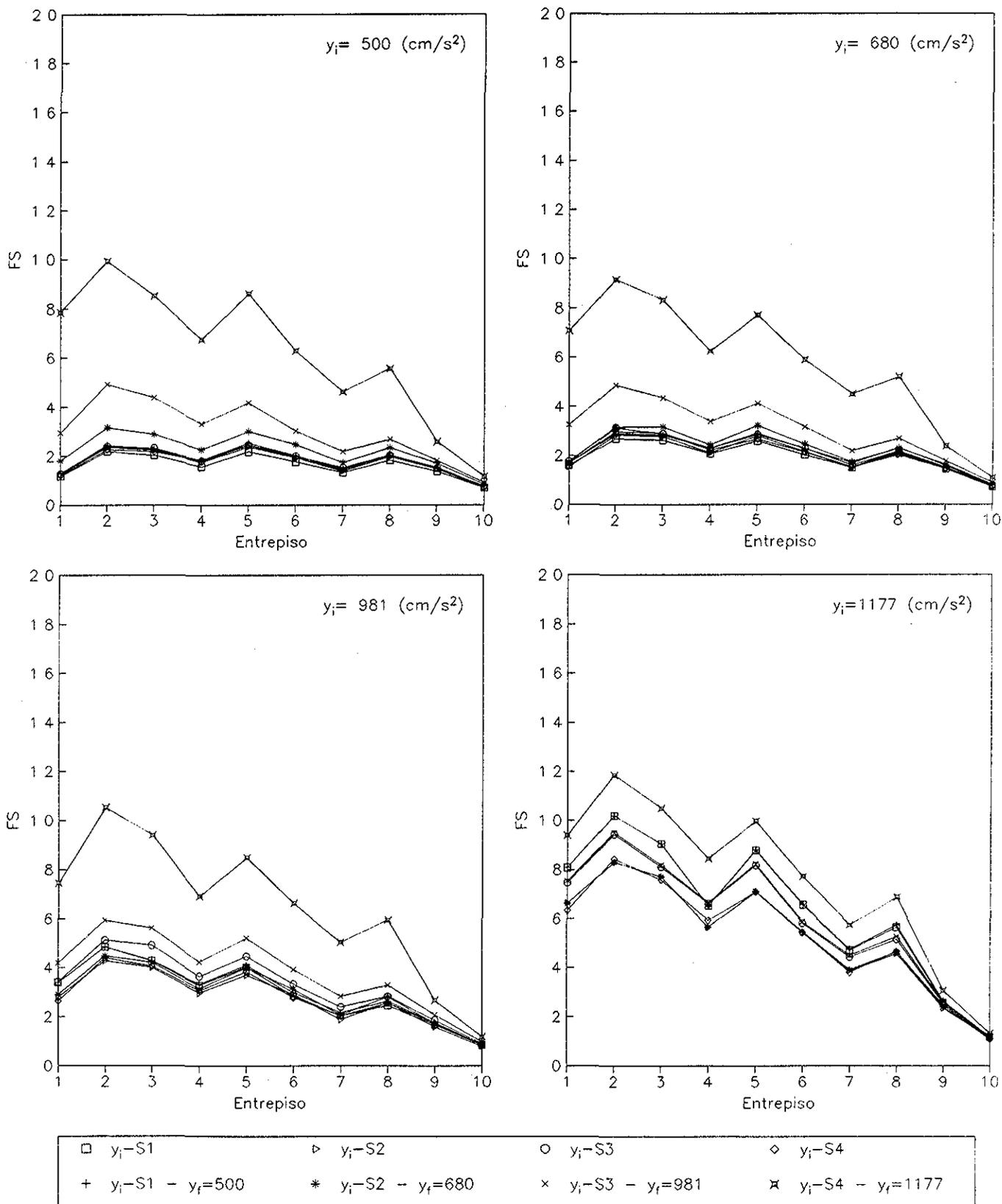
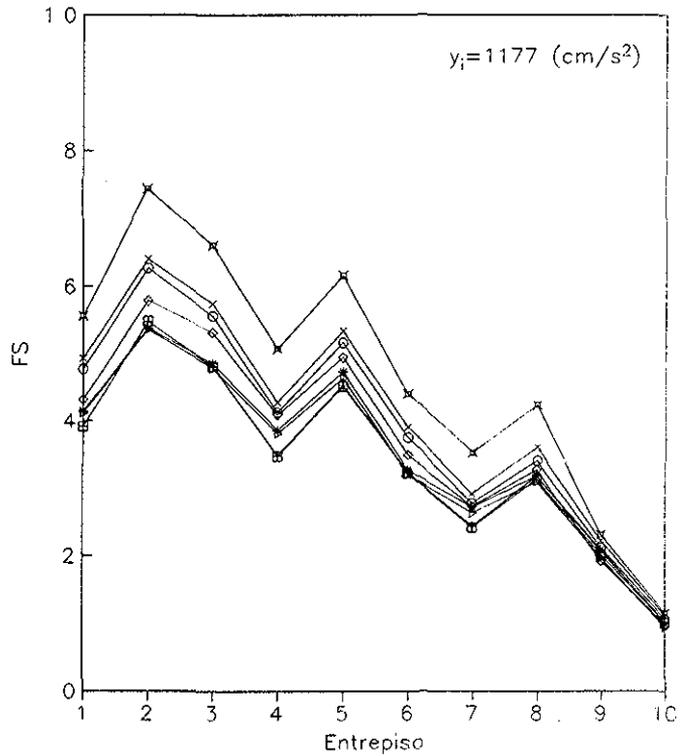
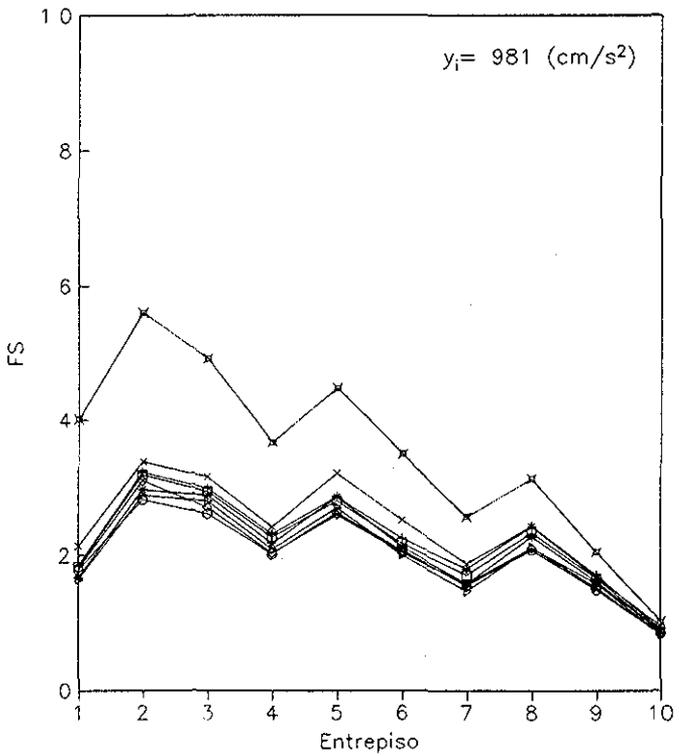
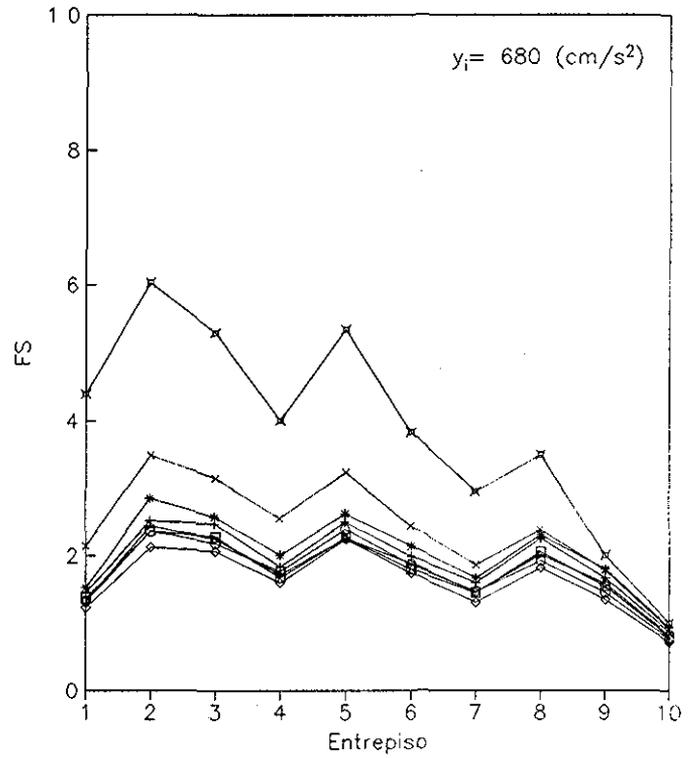
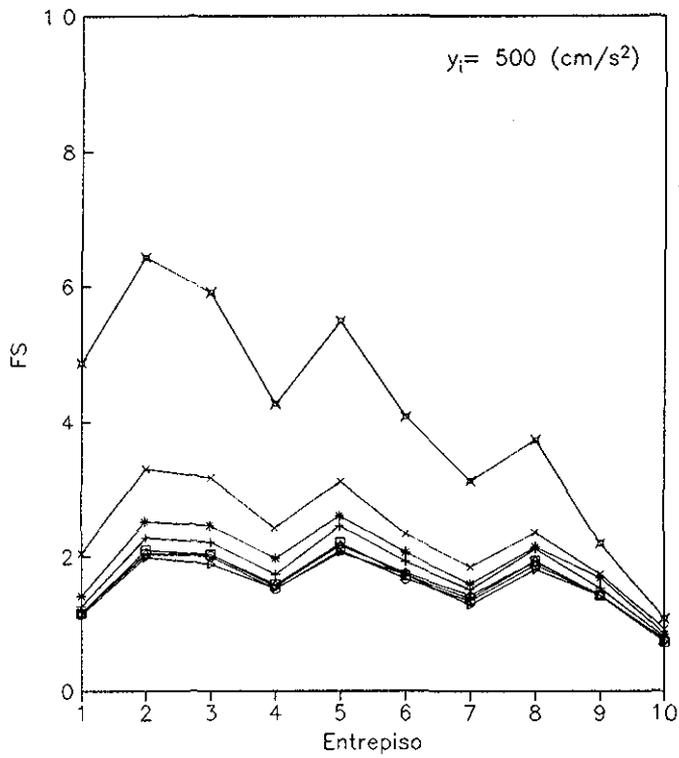


Fig 7.24. - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif de 10 niveles,  $C=0.4$ , modelo bilineal  
 Primer criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso



□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_f=500$	* $y_i-S2 - y_f=680$	× $y_i-S3 - y_f=981$	⊠ $y_i-S4 - y_f=1177$

Fig 7.25 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso.  
 Edif. de 10 niveles,  $C=0.5$ , modelo bilineal  
 Primer criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

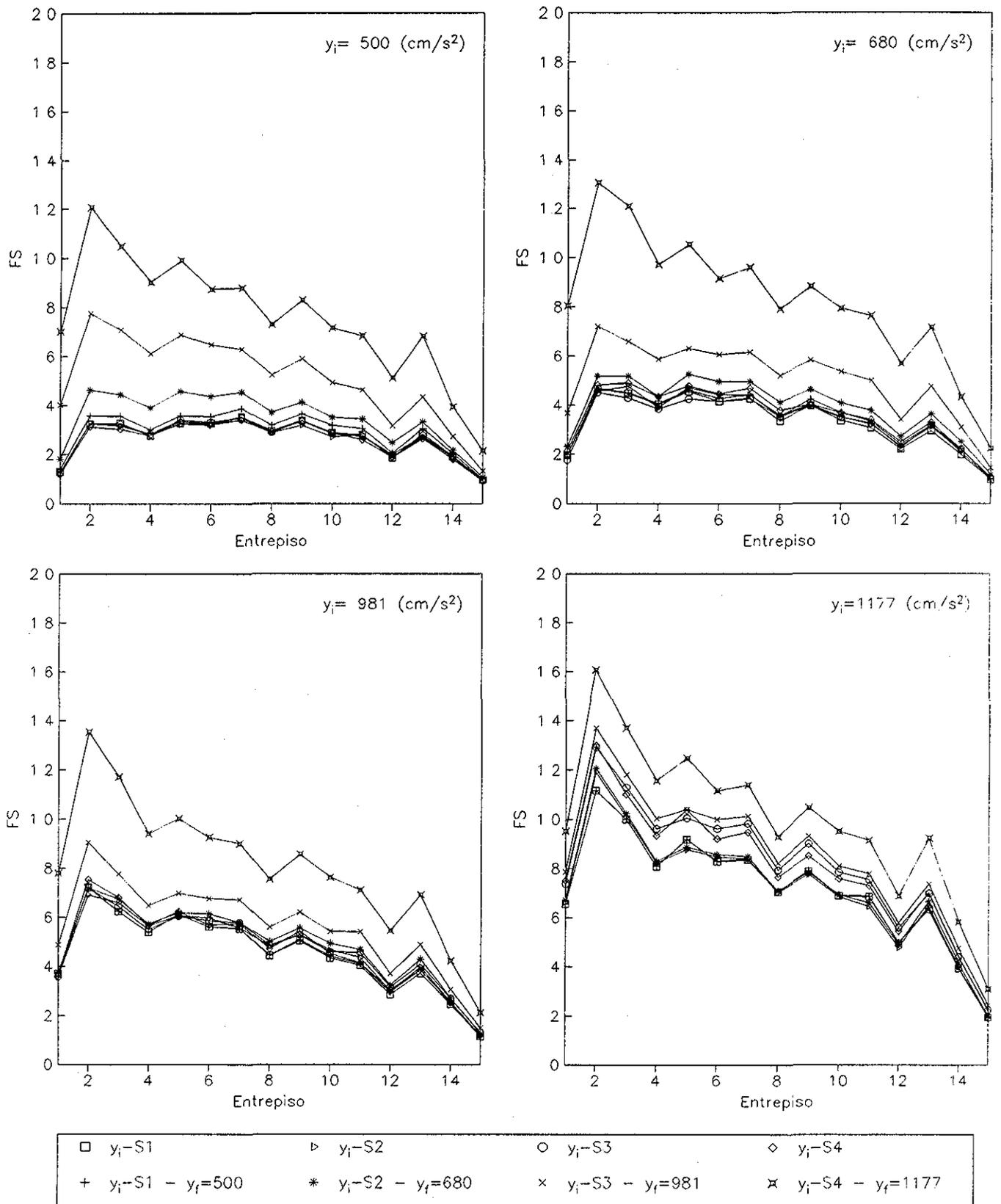
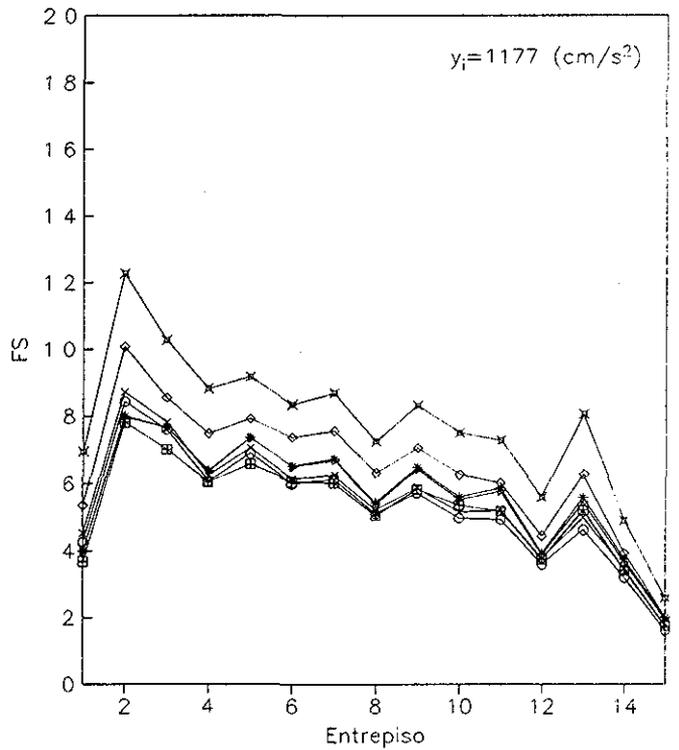
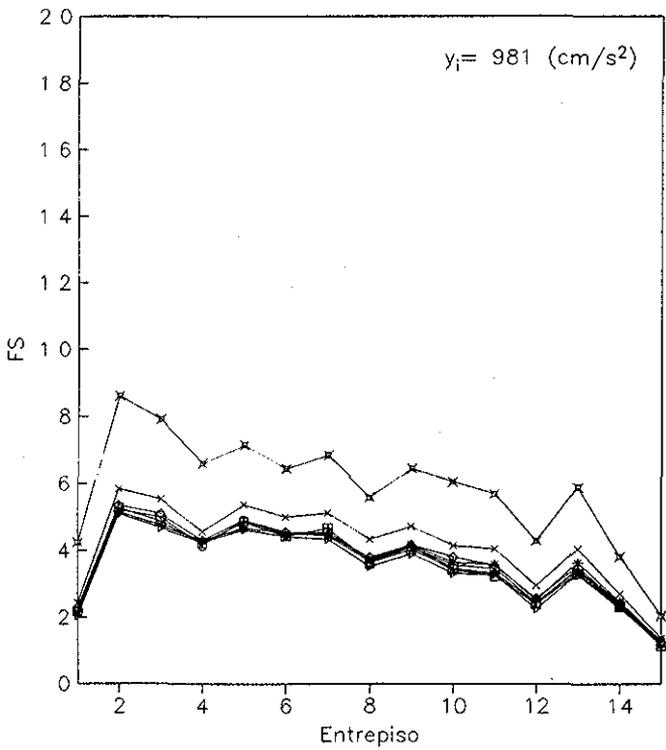
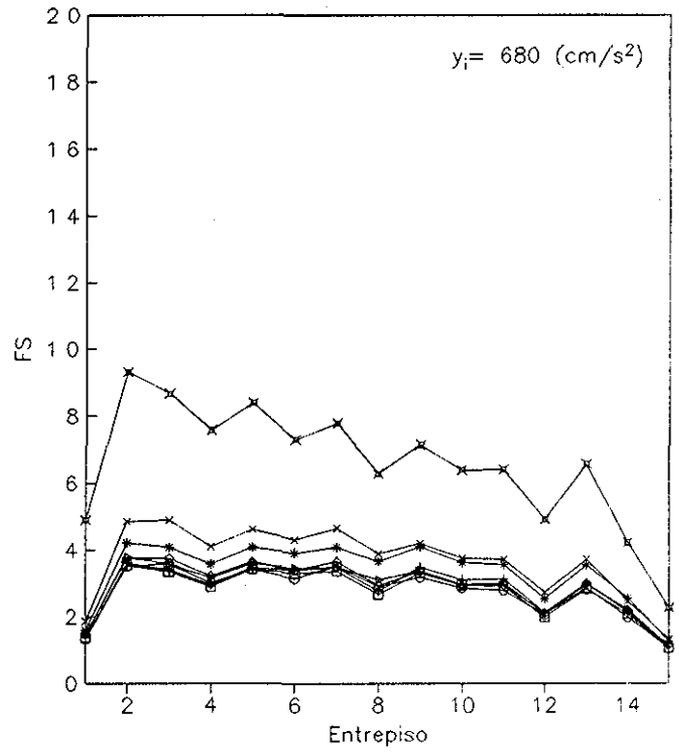
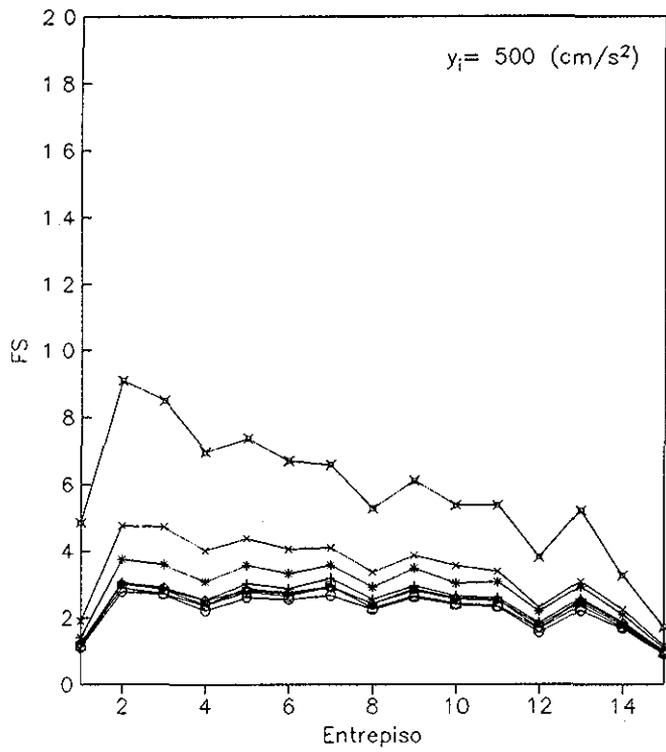
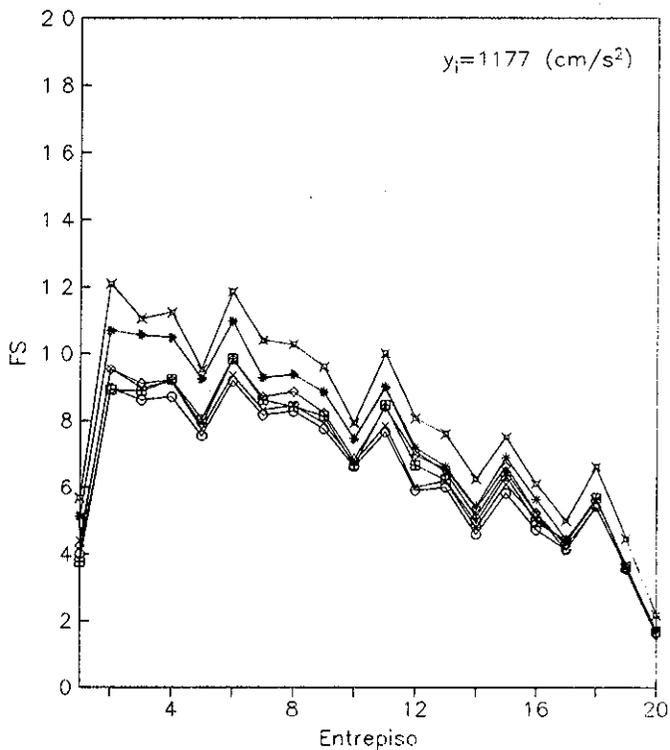
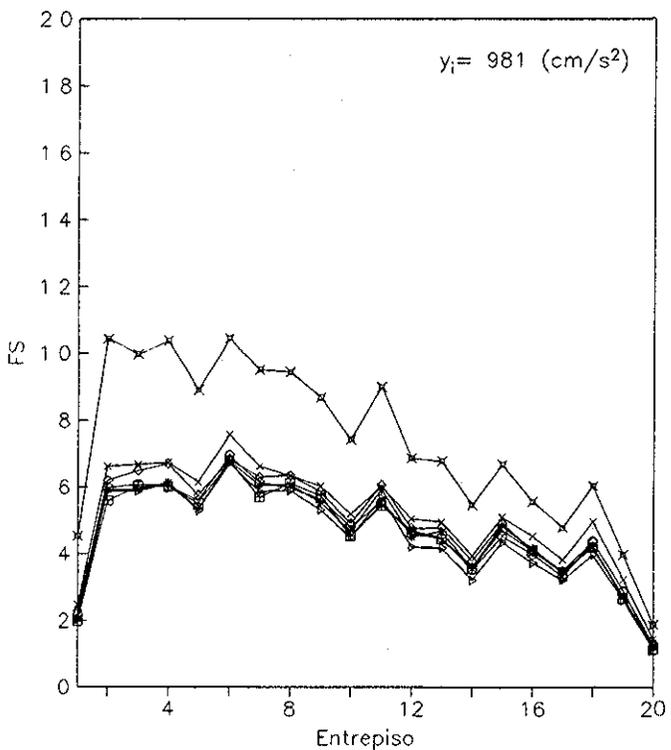
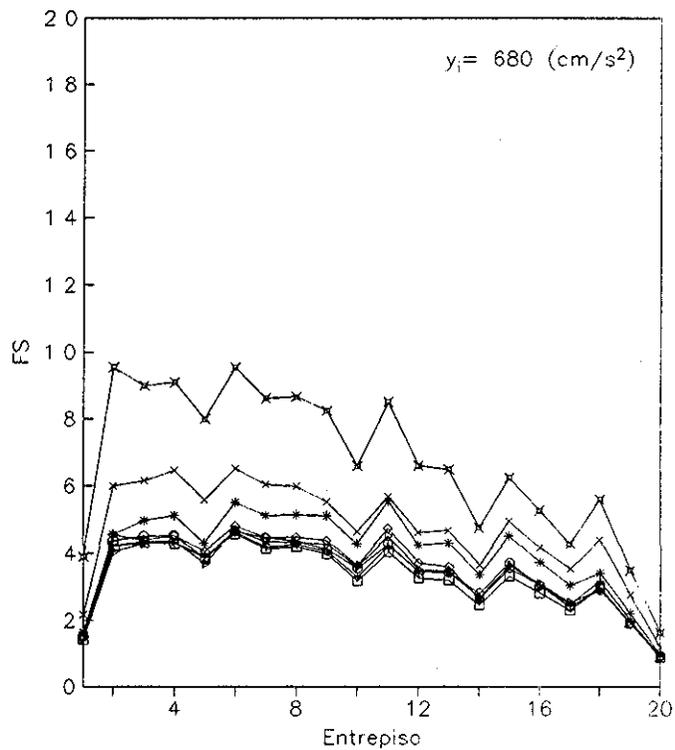
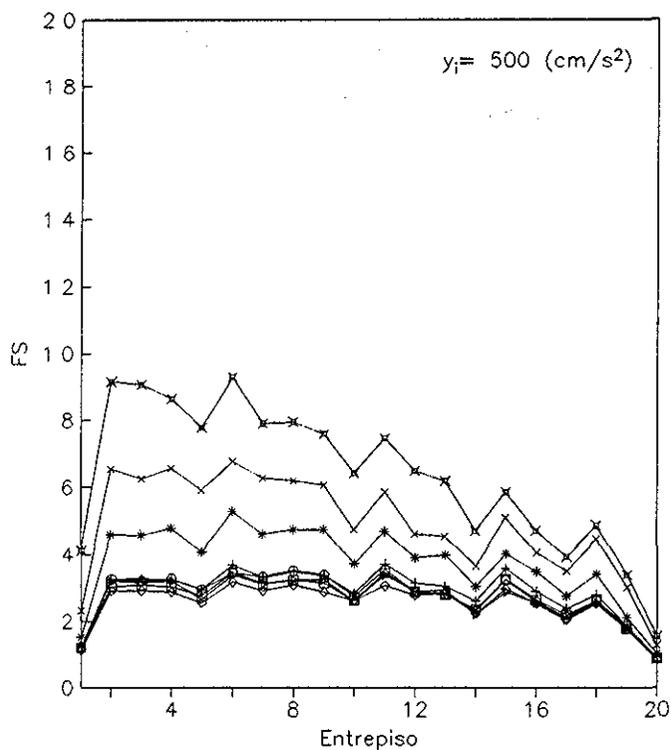


Fig 7.26.- Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso.  
 Edif de 15 niveles,  $C=0.3$ , modelo bilineal.  
 Primer criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso



□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_f=500$	* $y_i-S2 - y_f=680$	× $y_i-S3 - y_f=981$	⋈ $y_i-S4 - y_f=1177$

Fig 7 27 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif de 15 niveles,  $C=0.4$ , modelo bilineal.  
 Primer criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso



□ $y_i-S1$	◡ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◊ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	⋈ $y_i-S4 - y_i=1177$

Fig 7.28 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif. de 20 niveles,  $C=0.3$ , modelo bilineal.  
 Primer criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

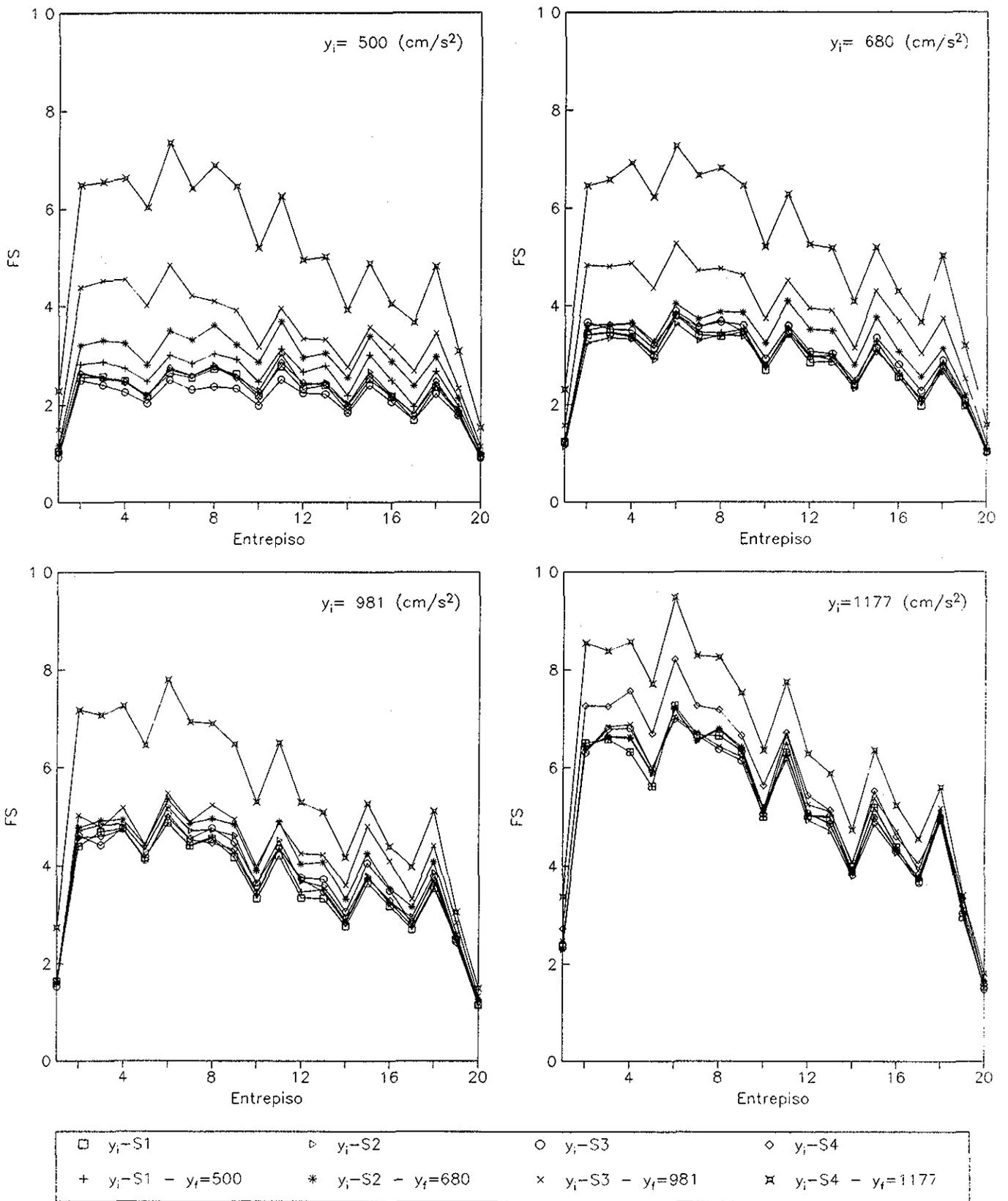
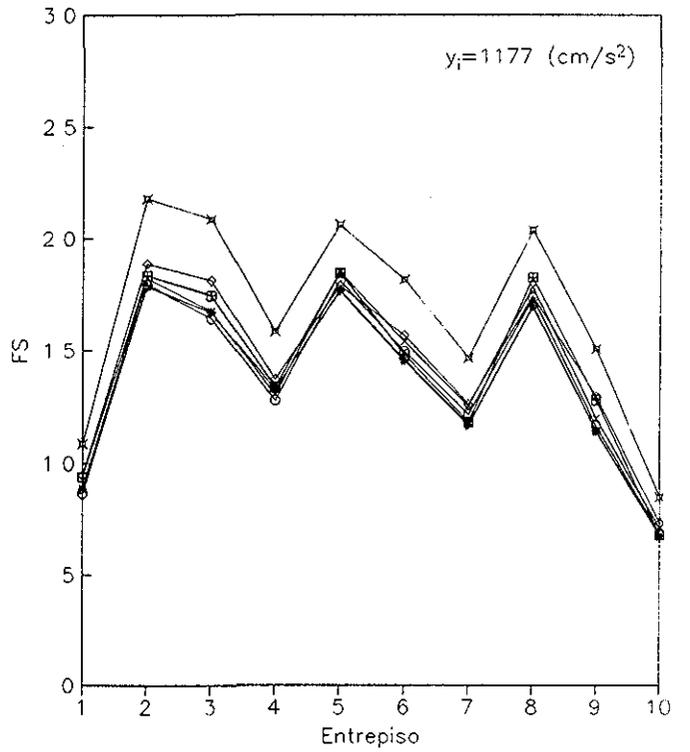
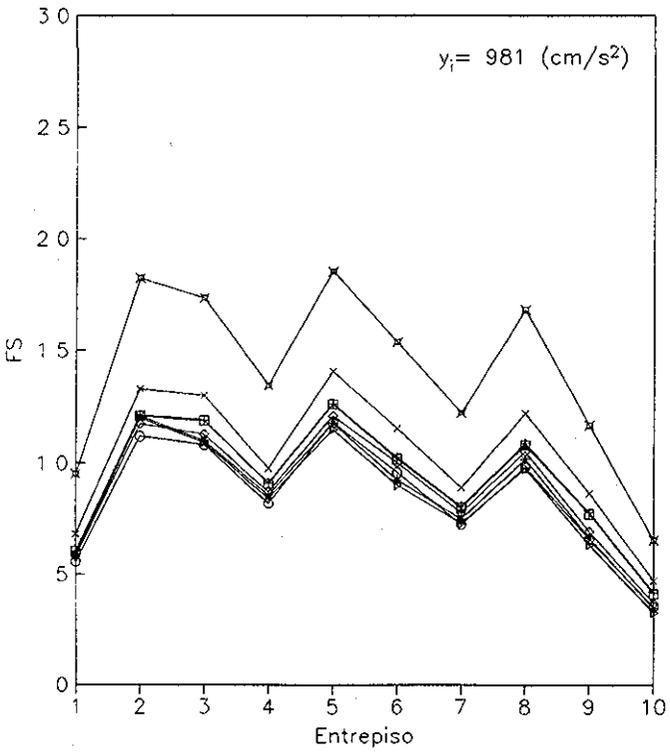
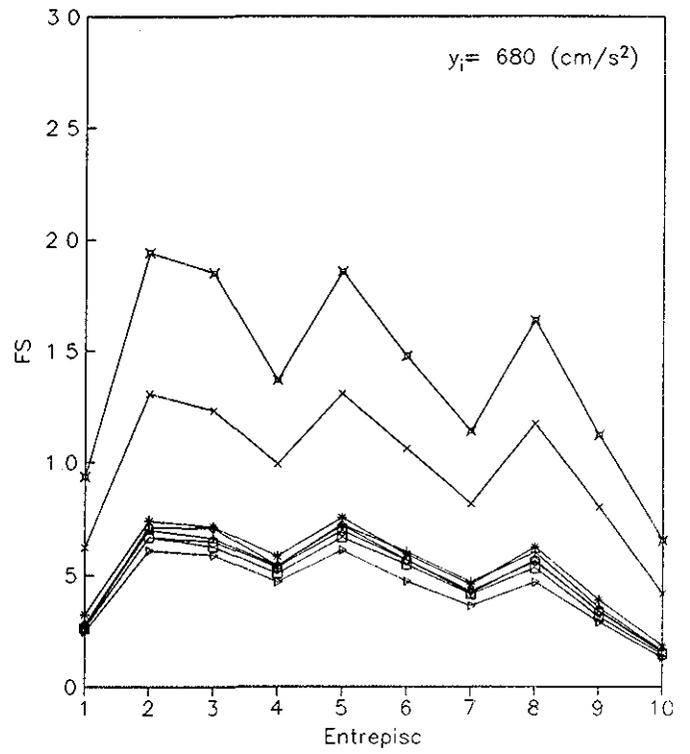
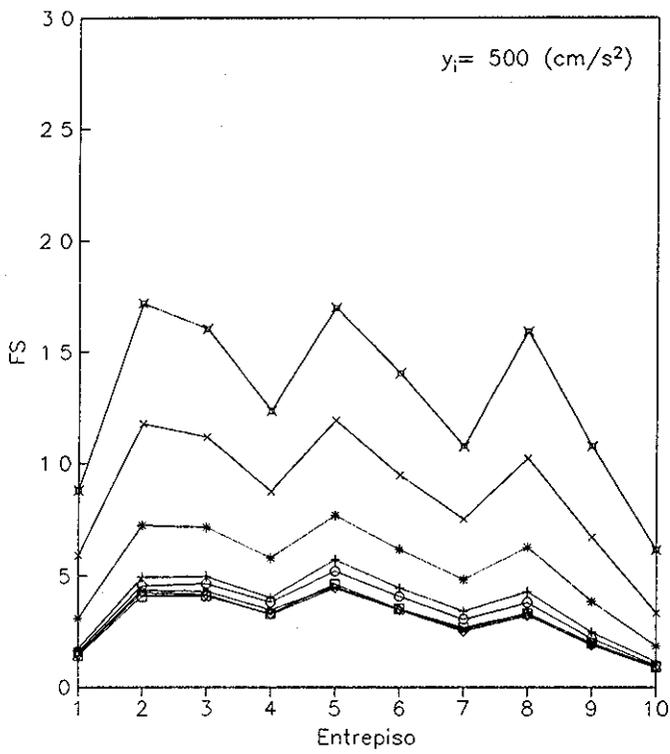


Fig 7 29 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso.  
 Edif de 20 niveles,  $C=0.4$ , modelo bilineal.  
 Primer criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso.



□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	⋈ $y_i-S4 - y_i=1177$

Fig 7.30 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif. de 10 niveles,  $C=0.3$ , modelo de Takeda  
 Primer criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

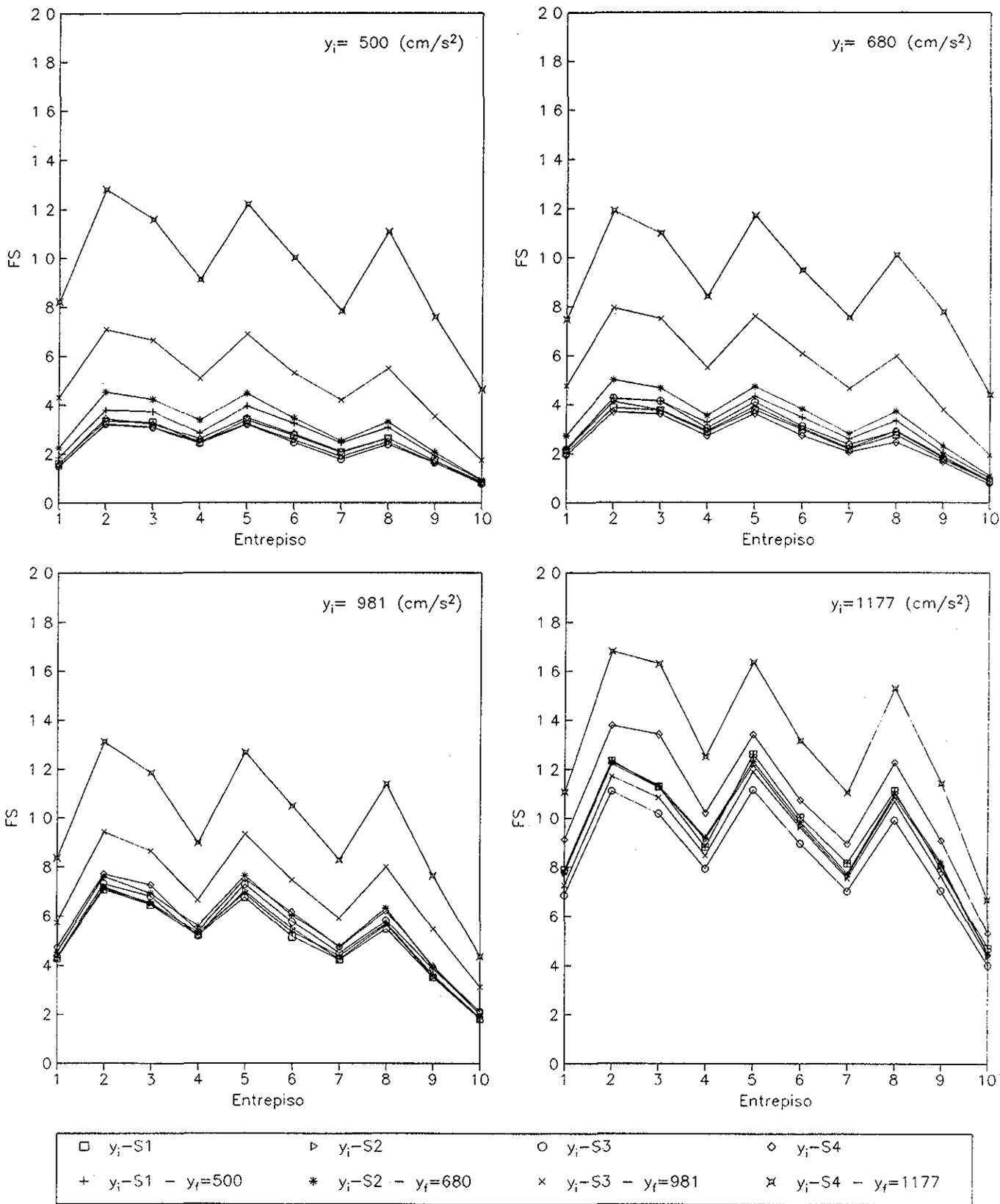
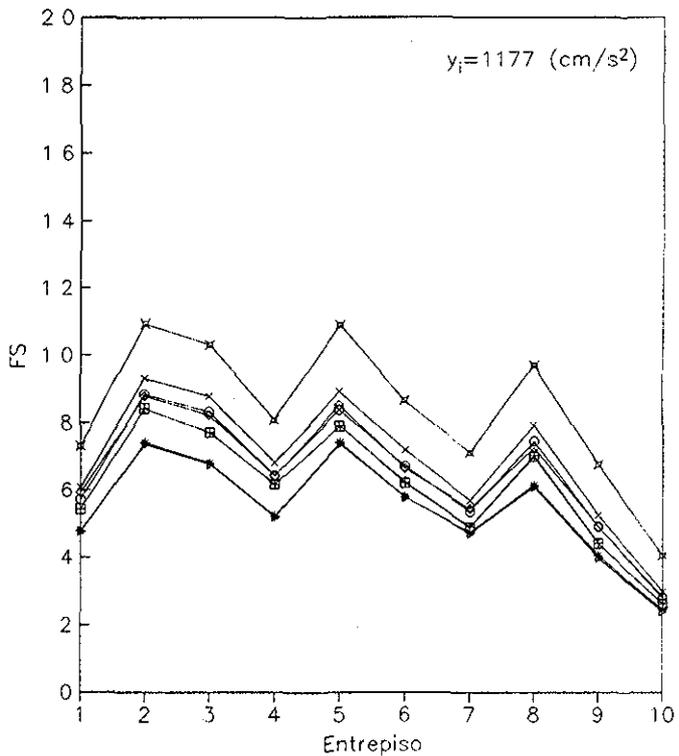
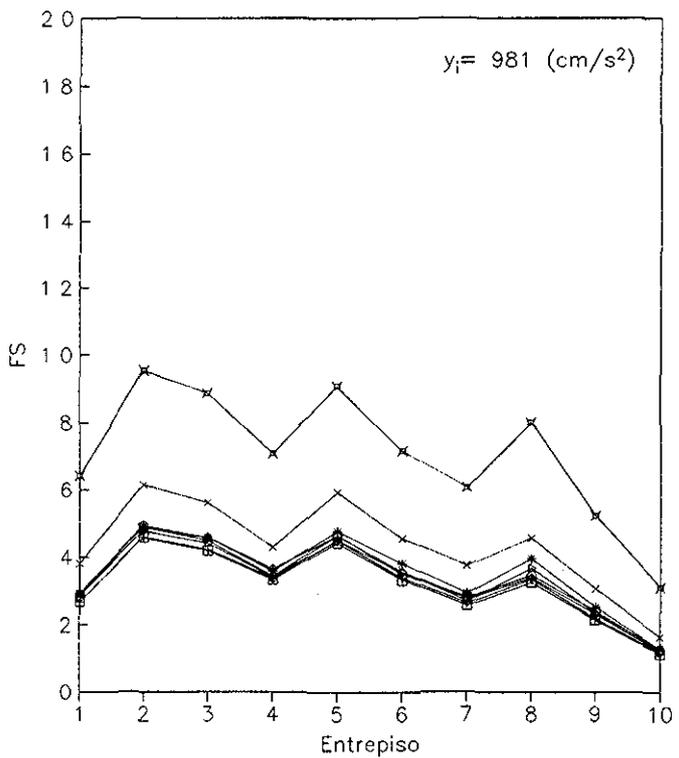
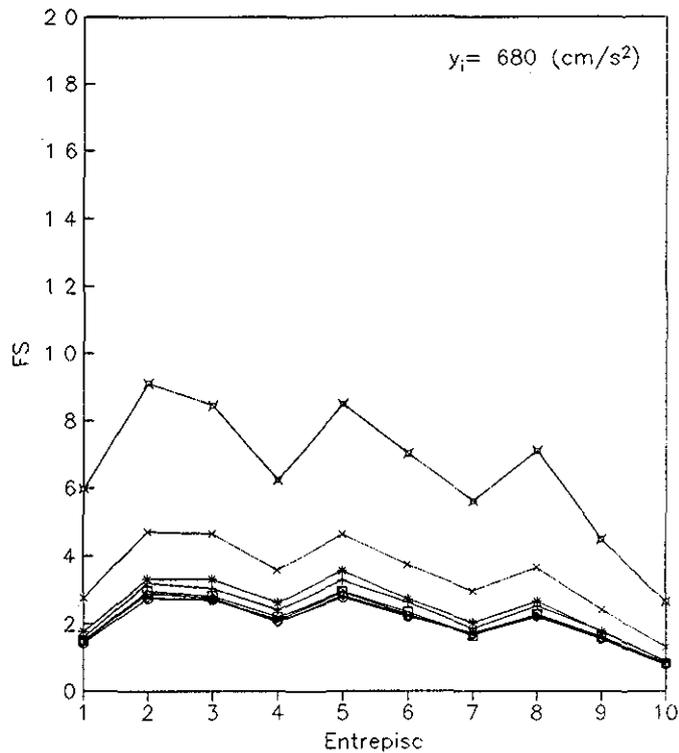
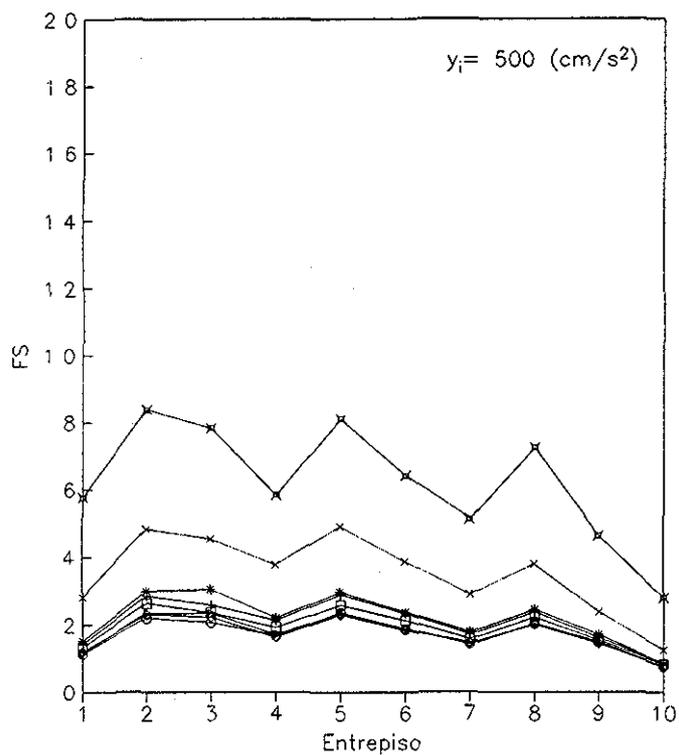
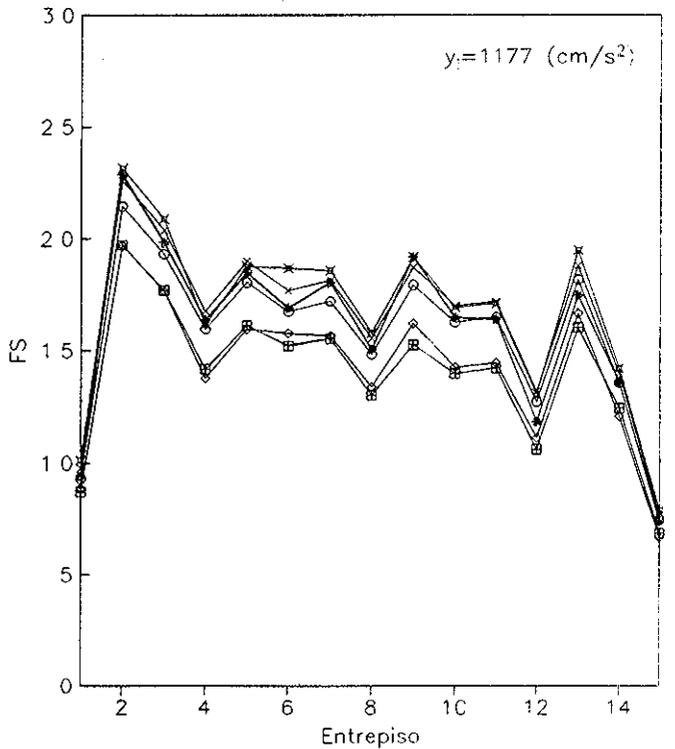
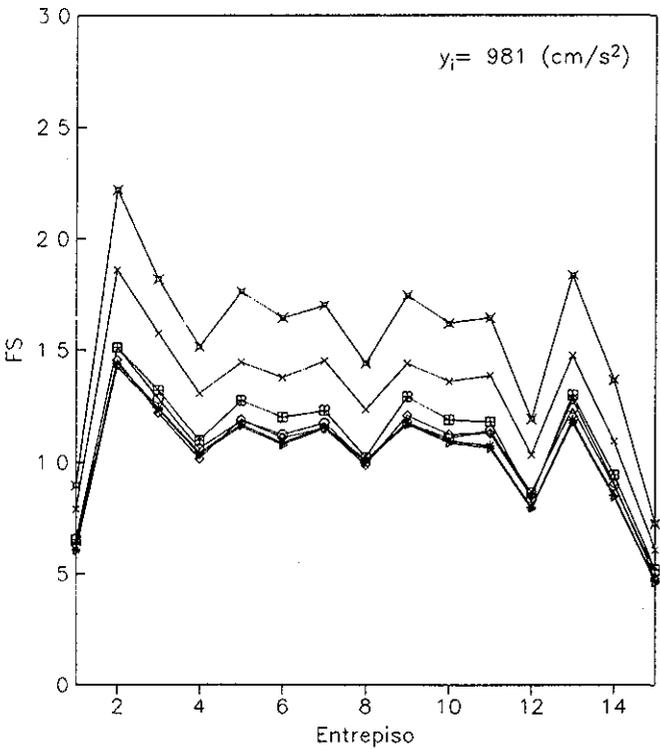
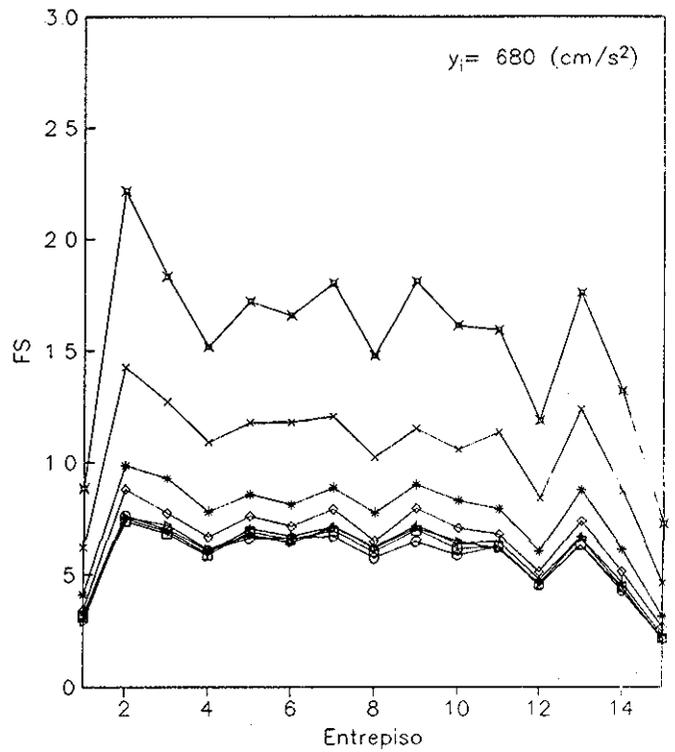
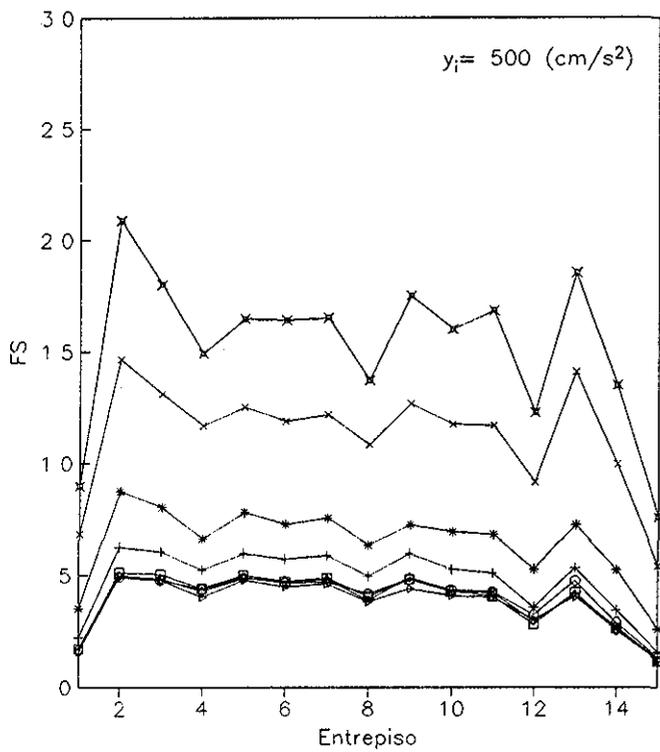


Fig 7.31 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif de 10 niveles,  $C=0.4$ , modelo de Takeda.  
 Primer criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso



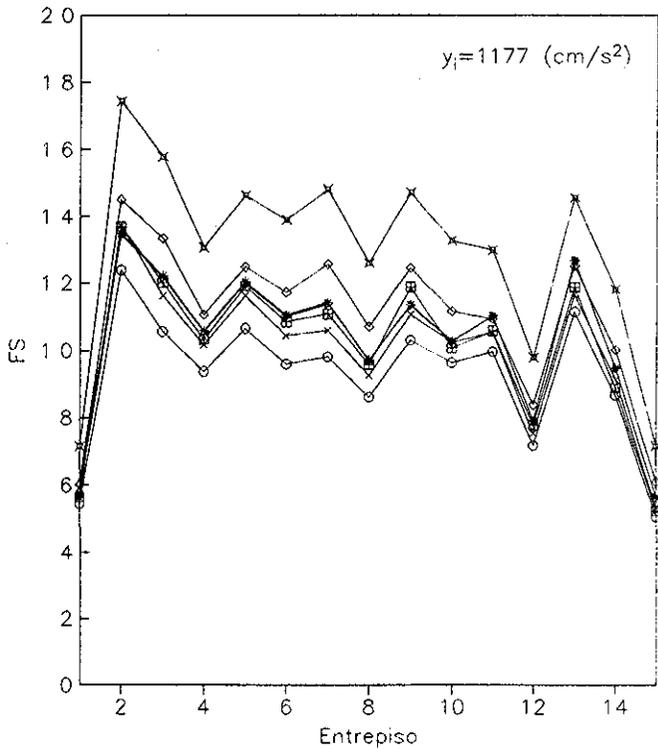
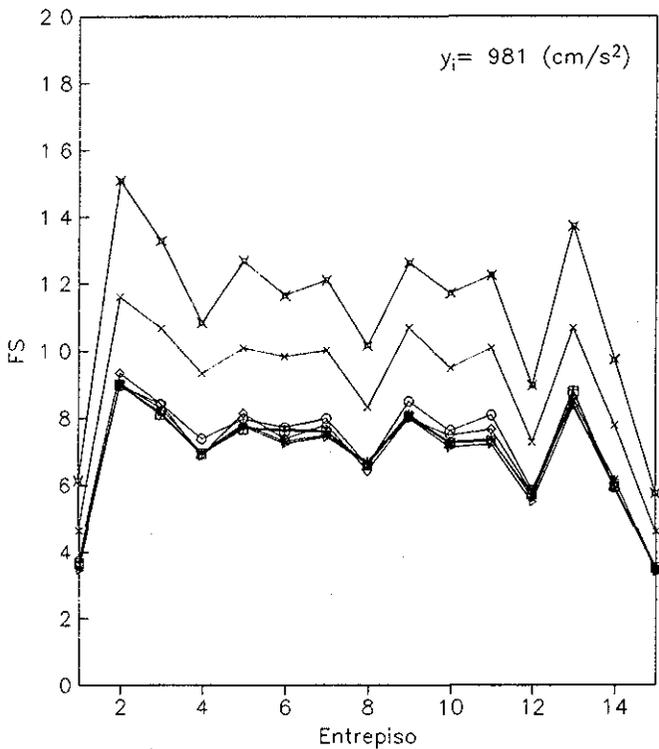
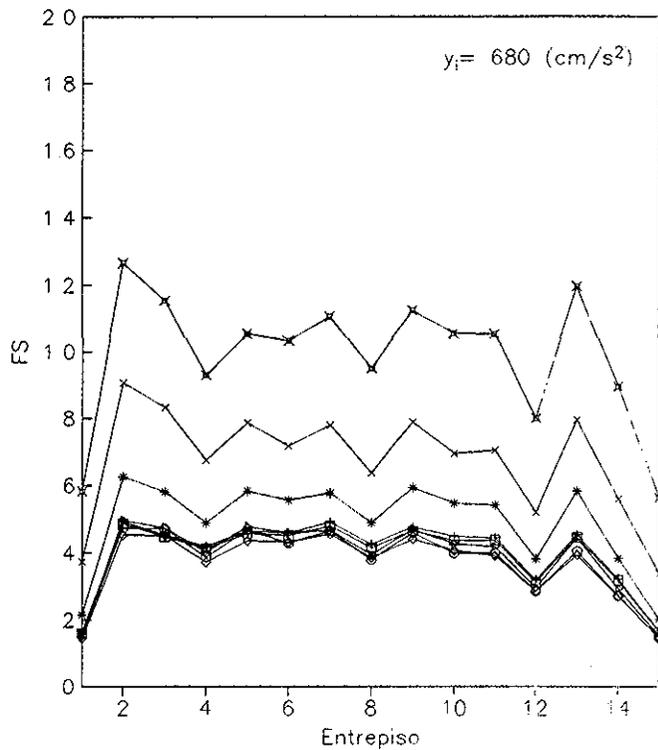
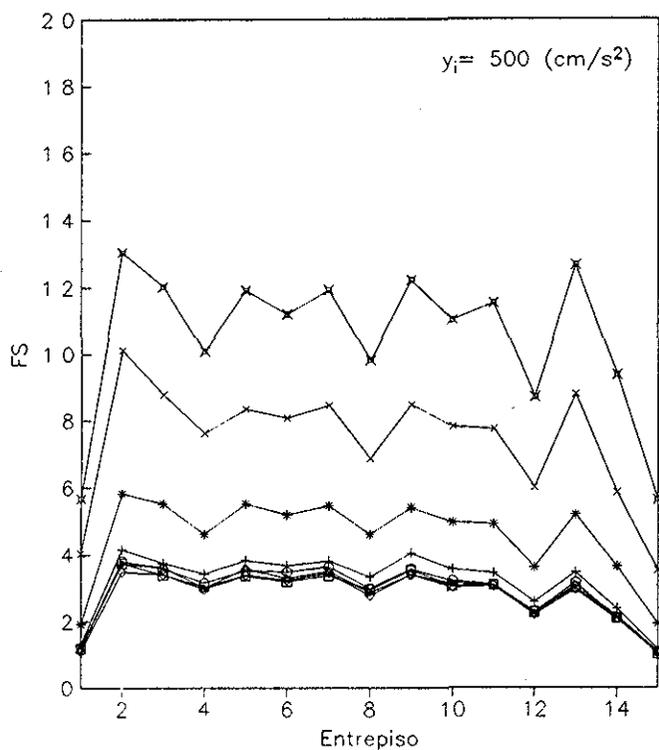
□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	⊠ $y_i-S4 - y_i=1177$

Fig 7.32 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif. de 10 niveles,  $C=0.5$ , modelo de Takeda  
 Primer criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso



□ $y_i-S1$	▴ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_f=500$	* $y_i-S2 - y_f=680$	× $y_i-S3 - y_f=981$	⊠ $y_i-S4 - y_f=1177$

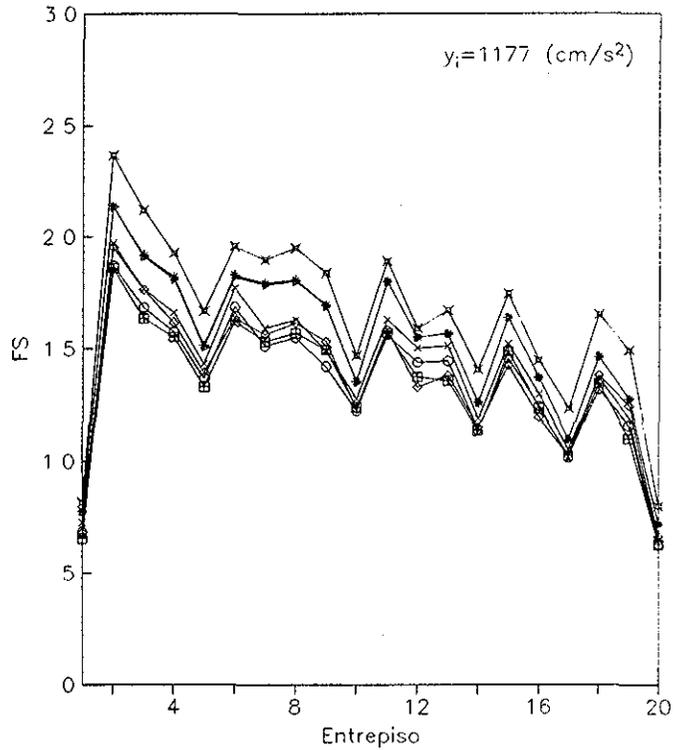
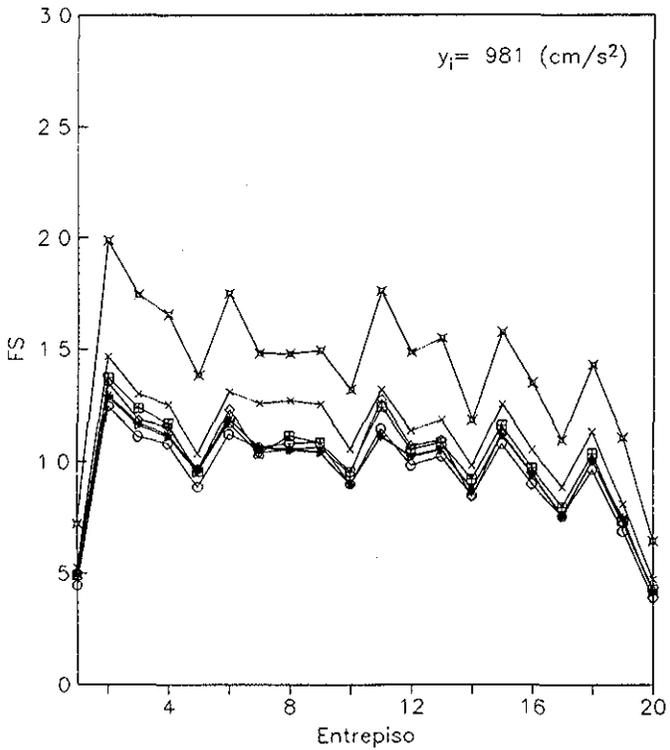
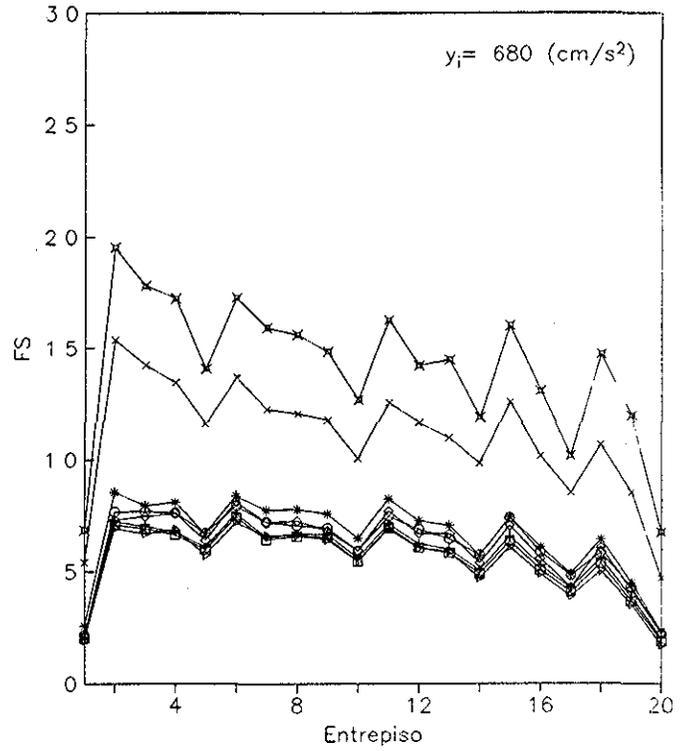
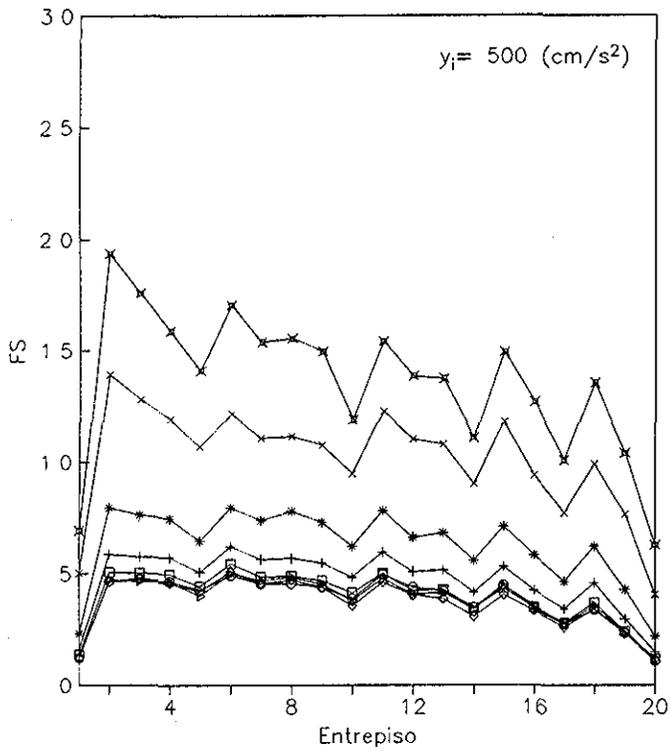
Fig 7.33 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif de 15 niveles,  $C=0.3$ , modelo de Takeda.  
 Primer criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso



□ $y_i-S1$	▴ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	⋈ $y_i-S4 - y_i=1177$

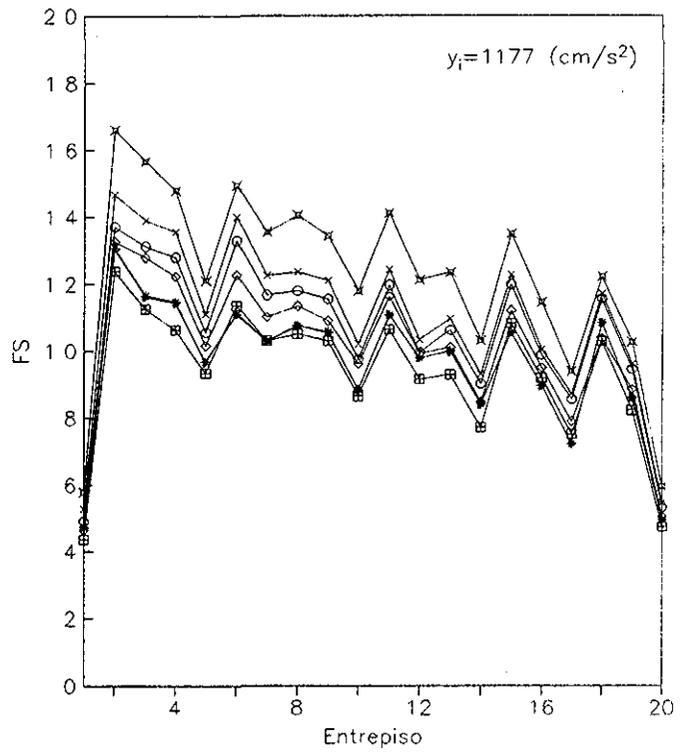
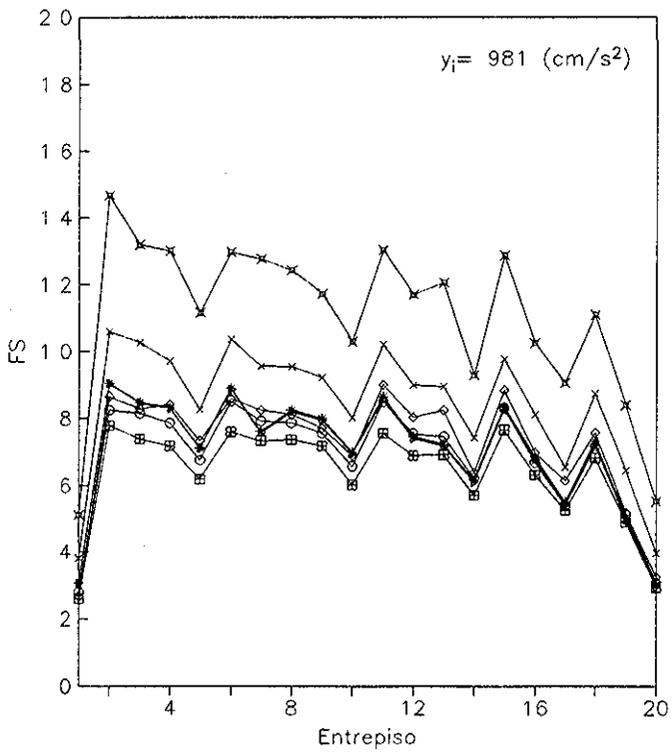
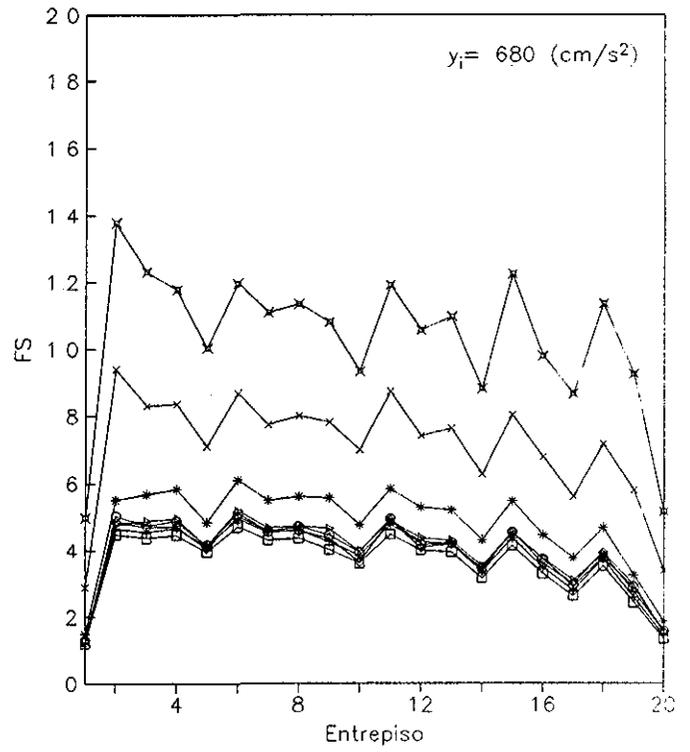
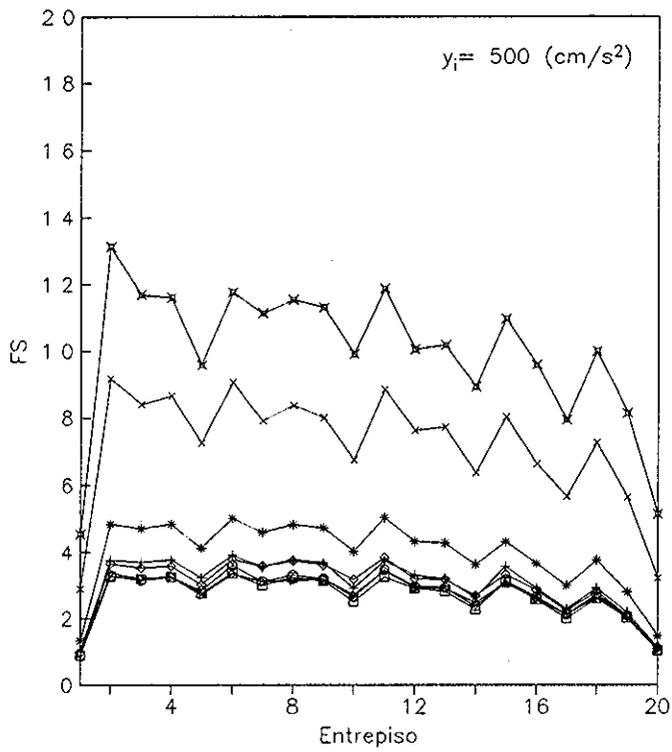
Fig 7.34 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif de 15 niveles,  $C=0.4$ , modelo de Takeda  
 Primer criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN



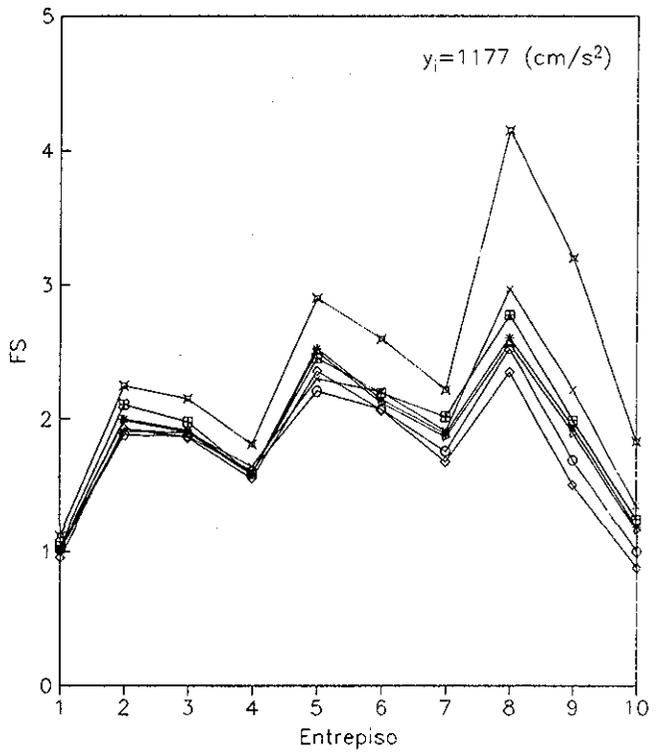
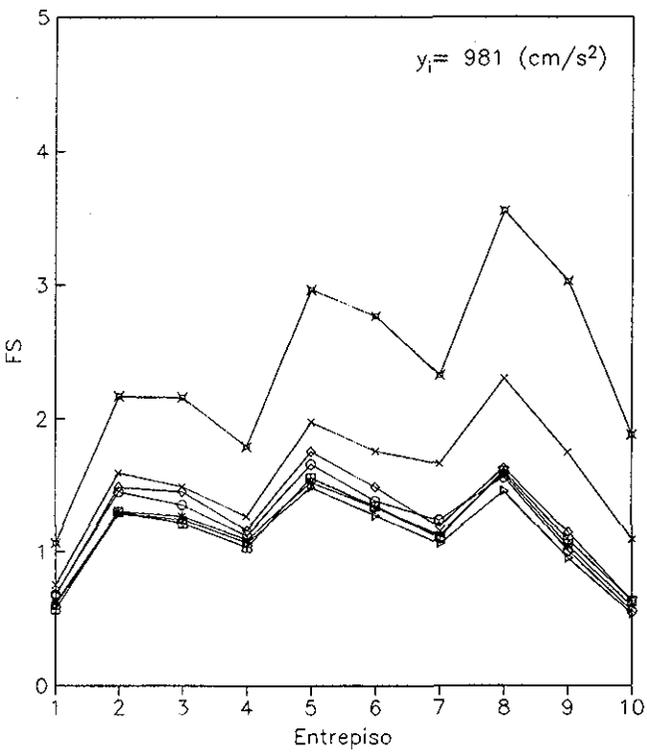
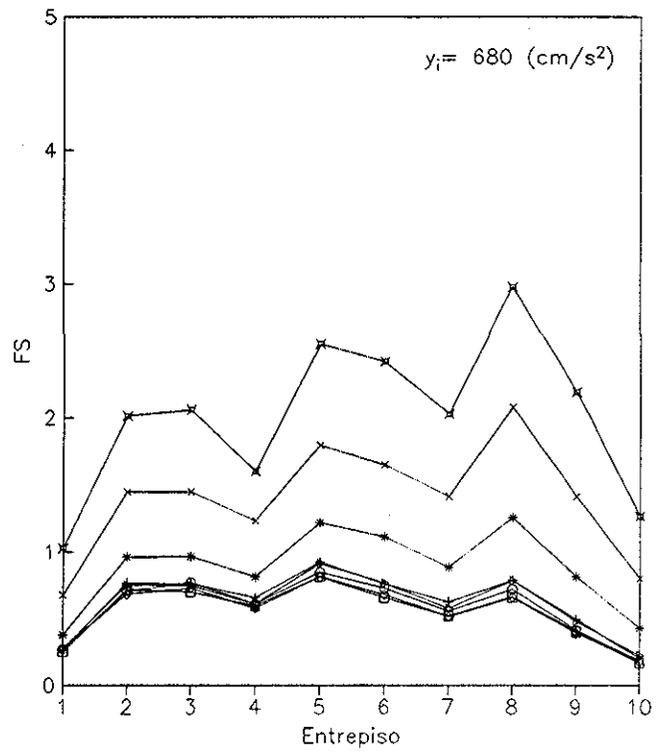
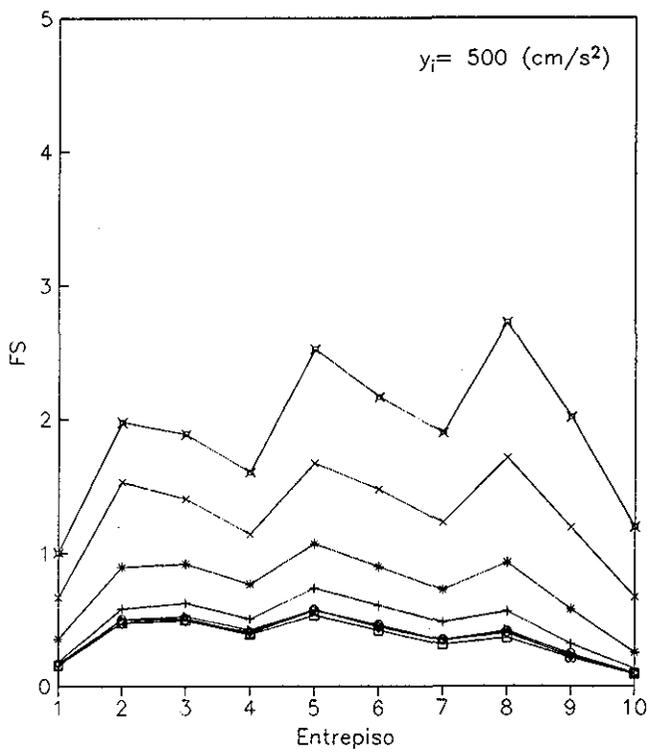
□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	✕ $y_i-S4 - y_i=1177$

Fig 7 35 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif de 20 niveles,  $C=0.3$ , modelo de Takeda  
 Primer criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso



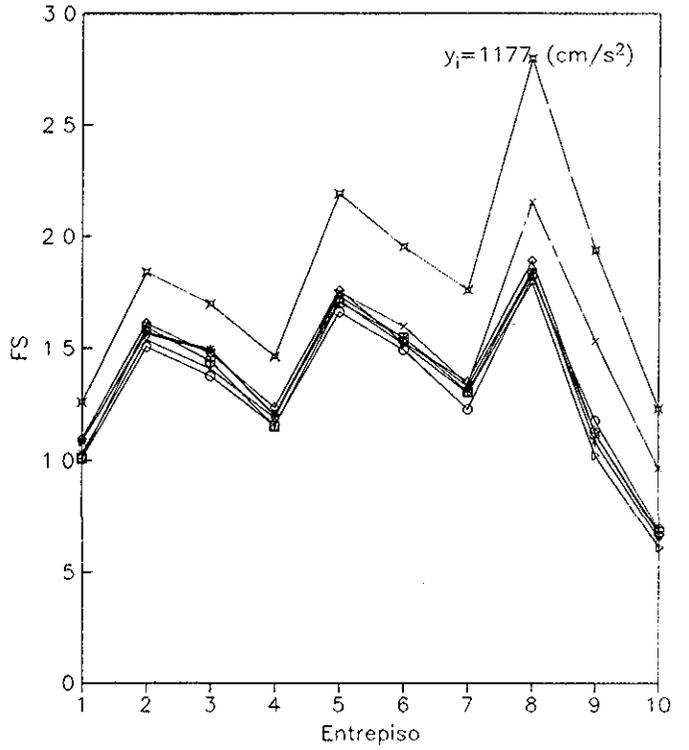
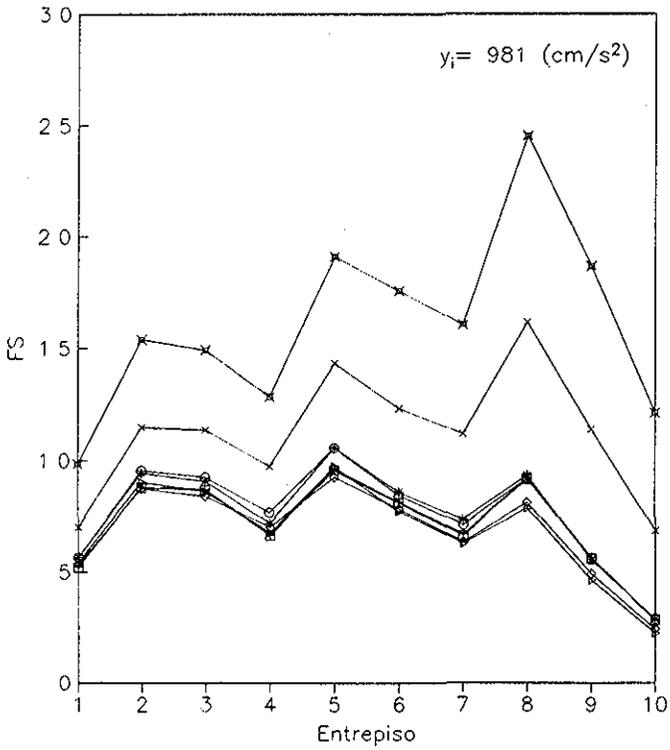
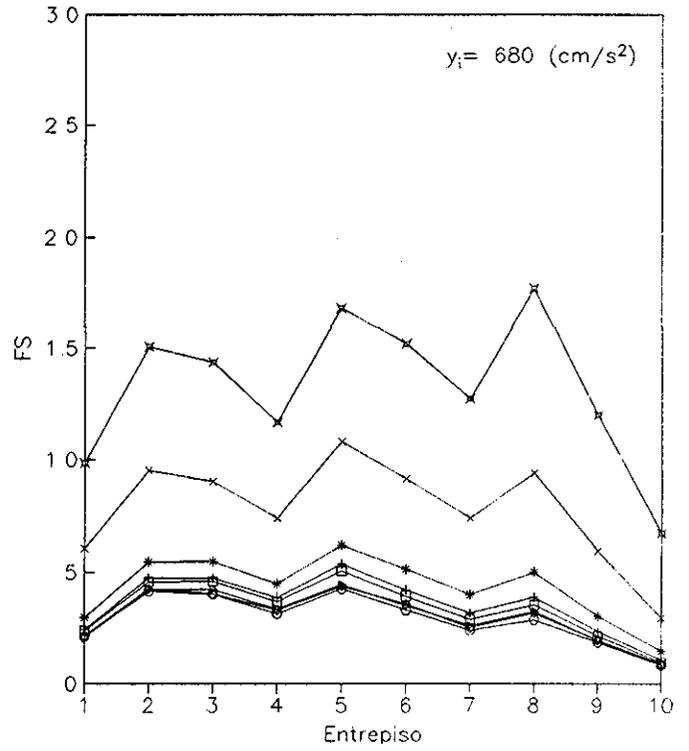
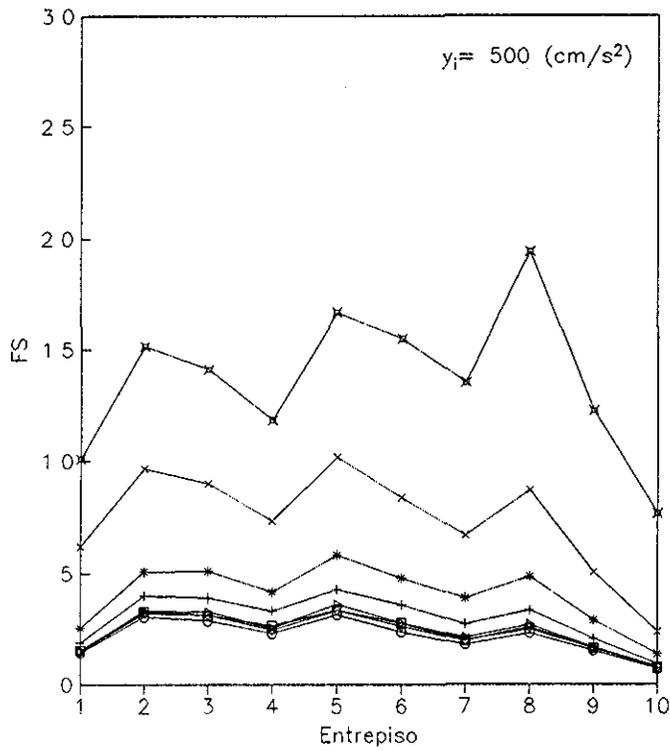
□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_f=500$	* $y_i-S2 - y_f=680$	× $y_i-S3 - y_f=981$	⊠ $y_i-S4 - y_f=1177$

Fig 7 36 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif de 20 niveles,  $C=0.4$ , modelo de Takeda  
 Primer criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso



□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	⋈ $y_i-S4 - y_i=1177$

Fig 7 37 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif de 10 niveles,  $C=0.3$ , modelo con deterioro de resistencia  
 Primer criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso



□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	⊠ $y_i-S4 - y_i=1177$

Fig 7.38 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso.  
 Edif de 10 niveles,  $C=0.4$ , modelo con deterioro de resistencia  
 Primer criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

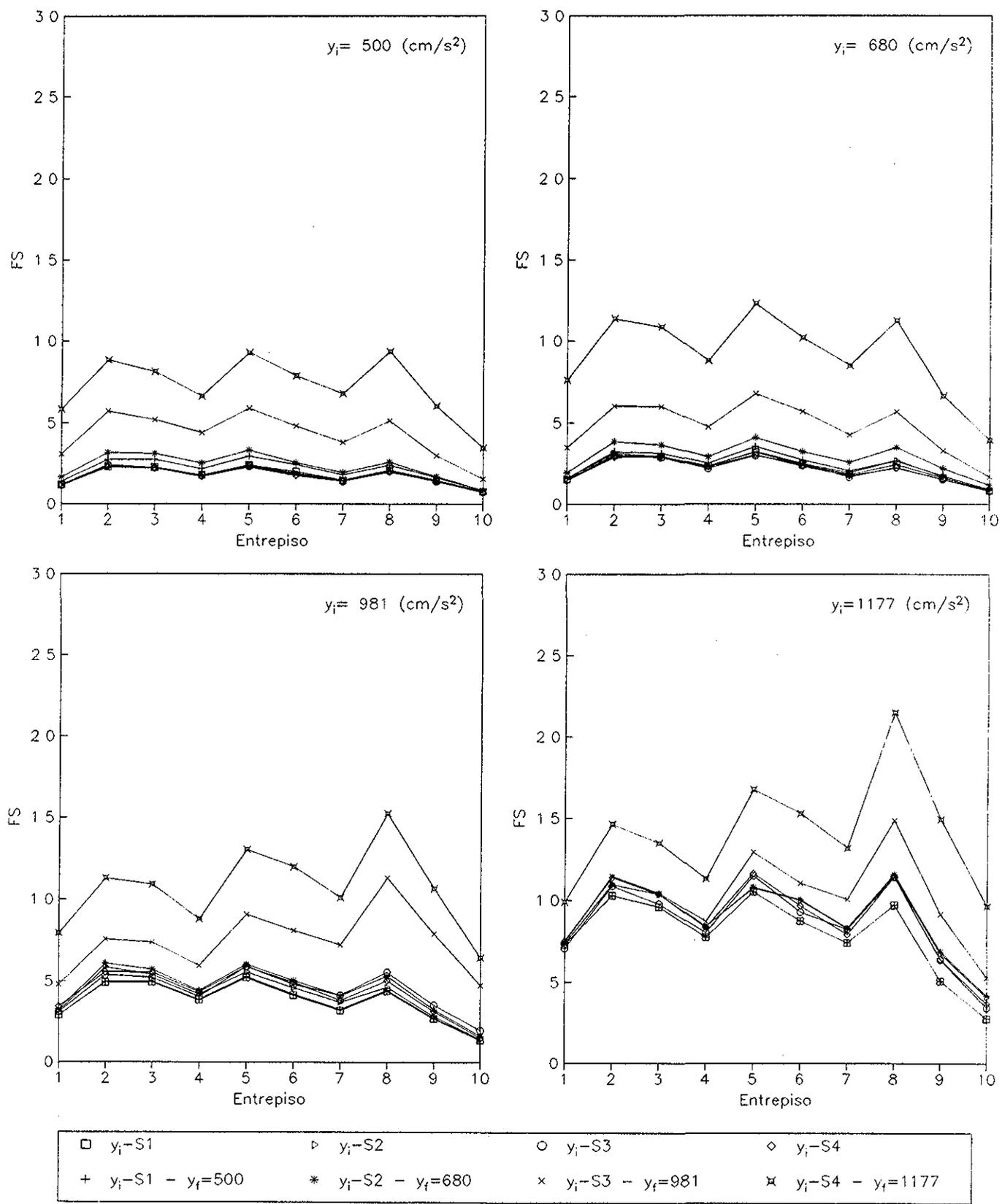
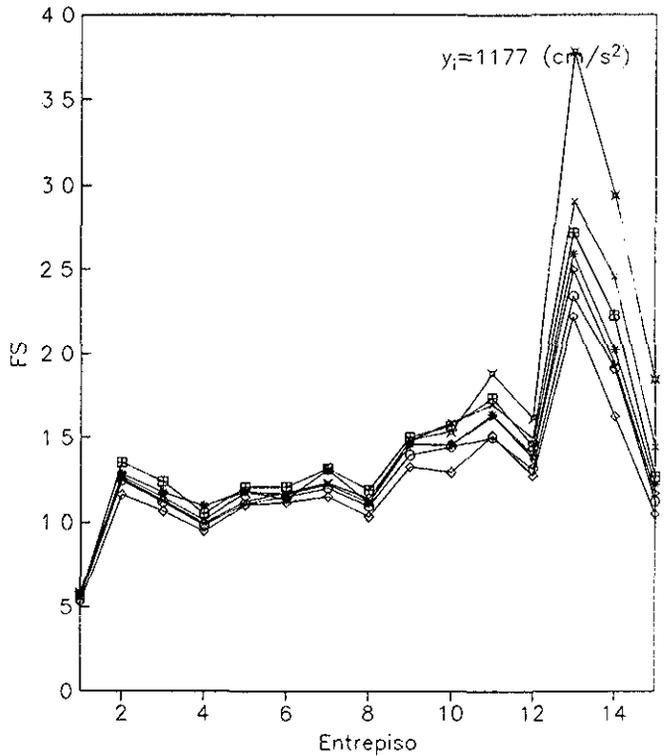
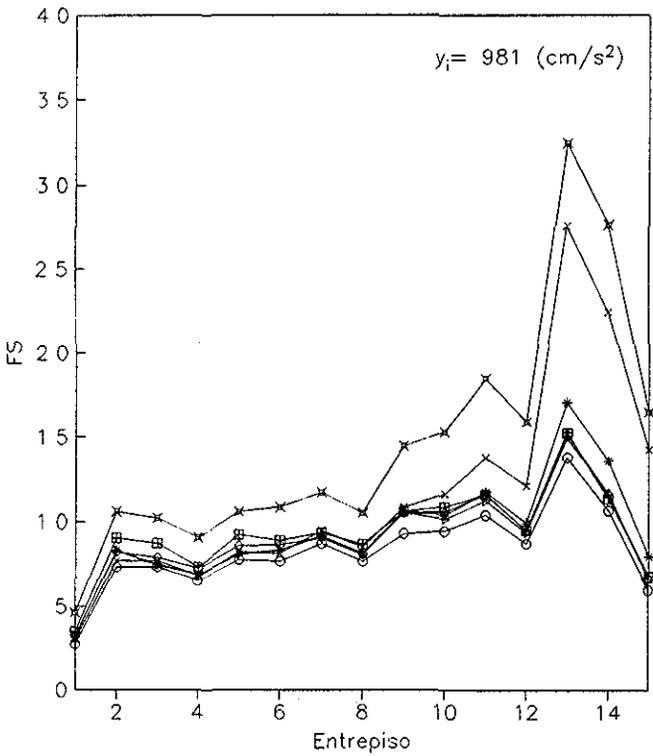
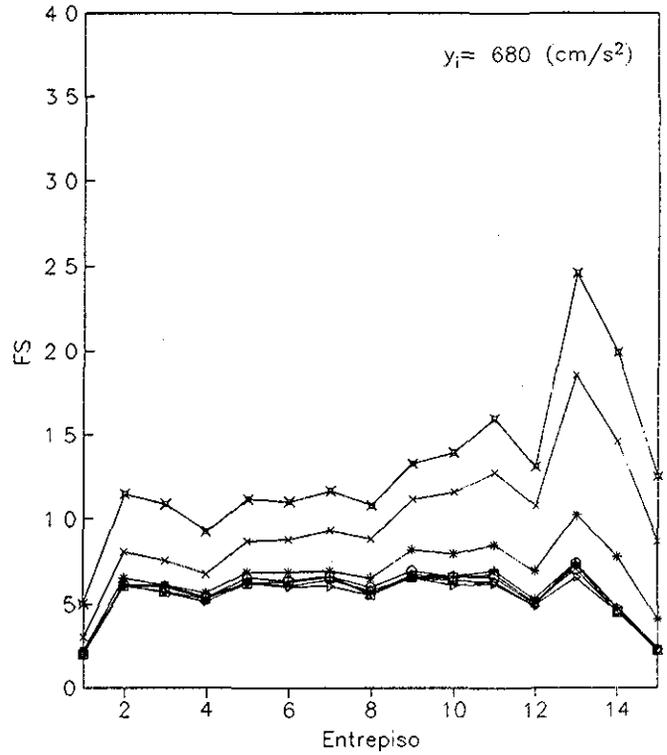
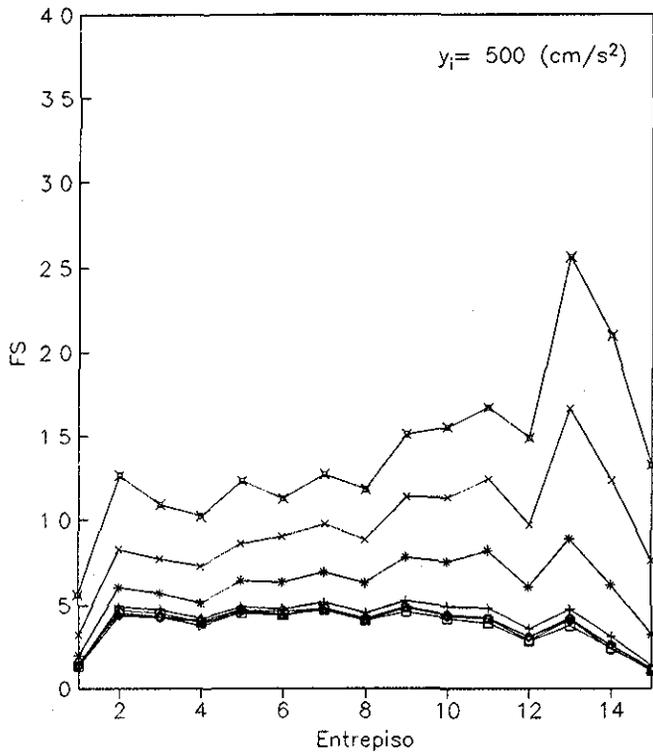


Fig 7.39 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif. de 10 niveles,  $C=0.5$ , modelo con deterioro de resistencia  
 Primer criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

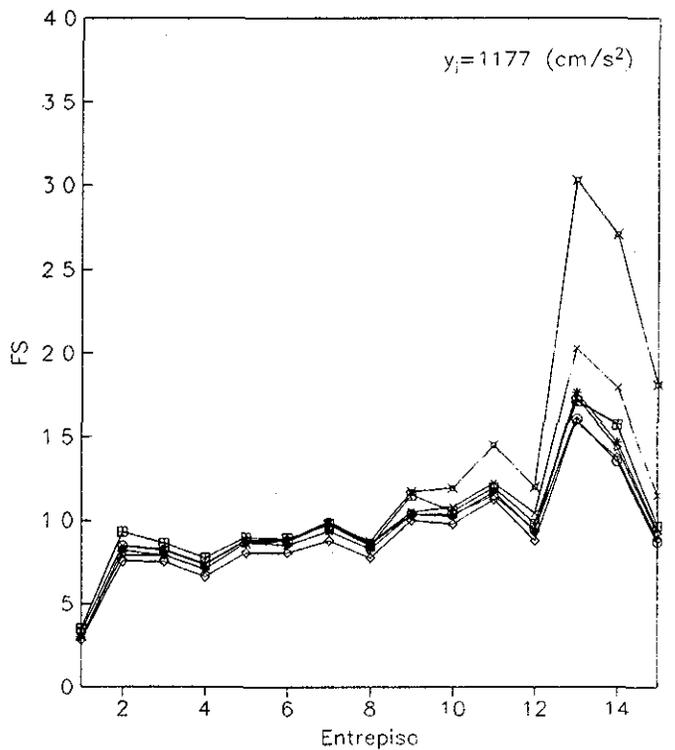
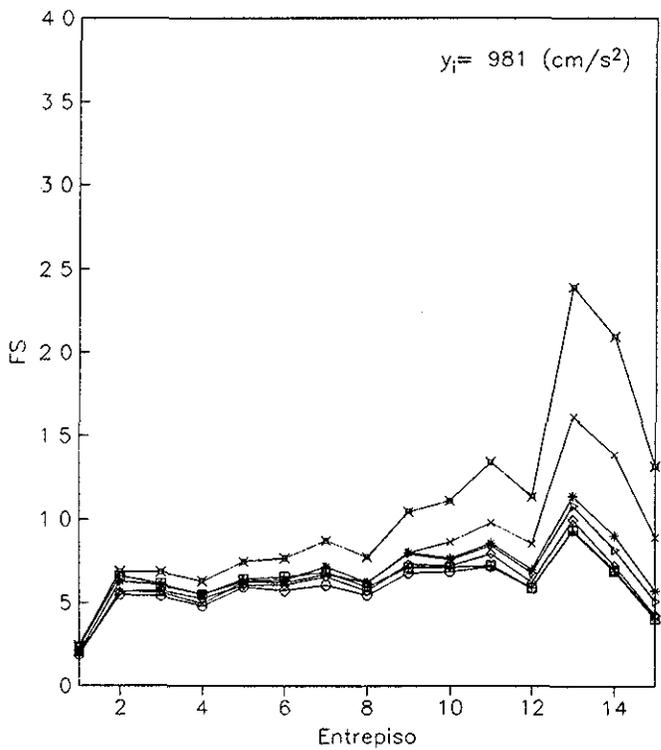
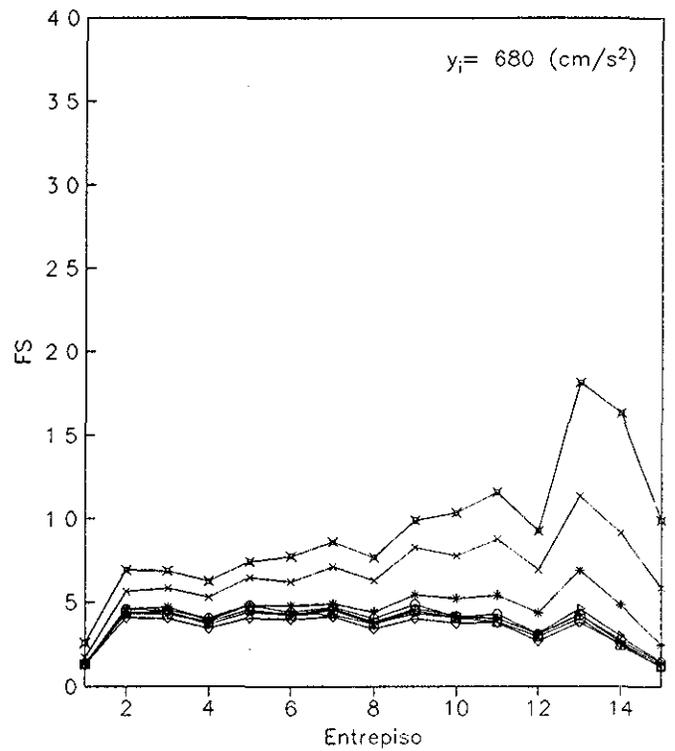
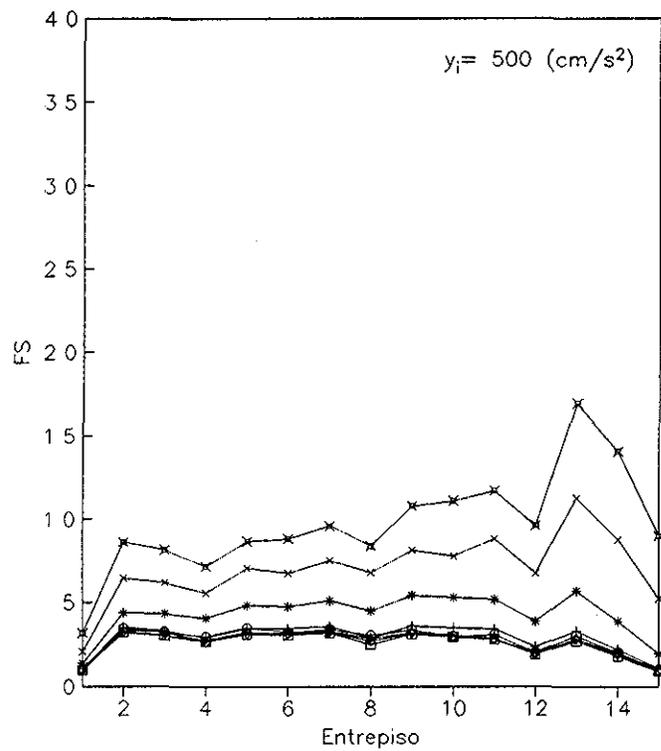
**TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN**



□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	⊠ $y_i-S4 - y_i=1177$

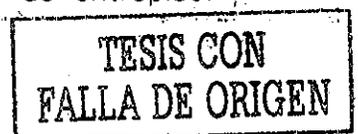
Fig 7.40 – Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso.  
 Edif. de 15 niveles,  $C=0.3$ , modelo con deterioro de resistencia.  
 Primer criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

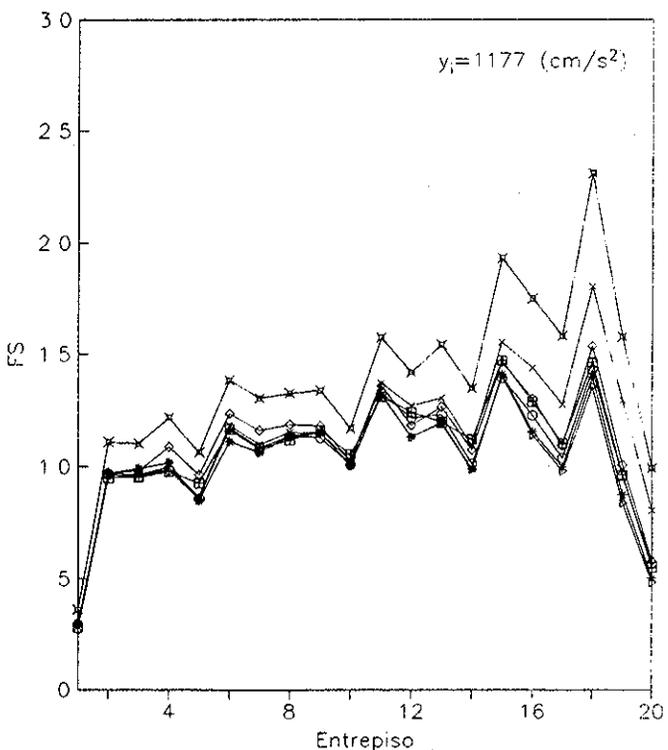
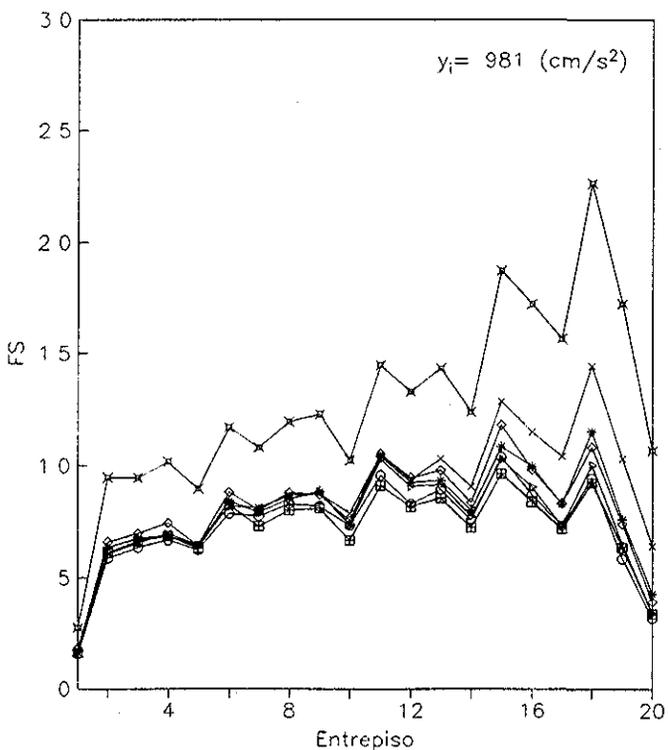
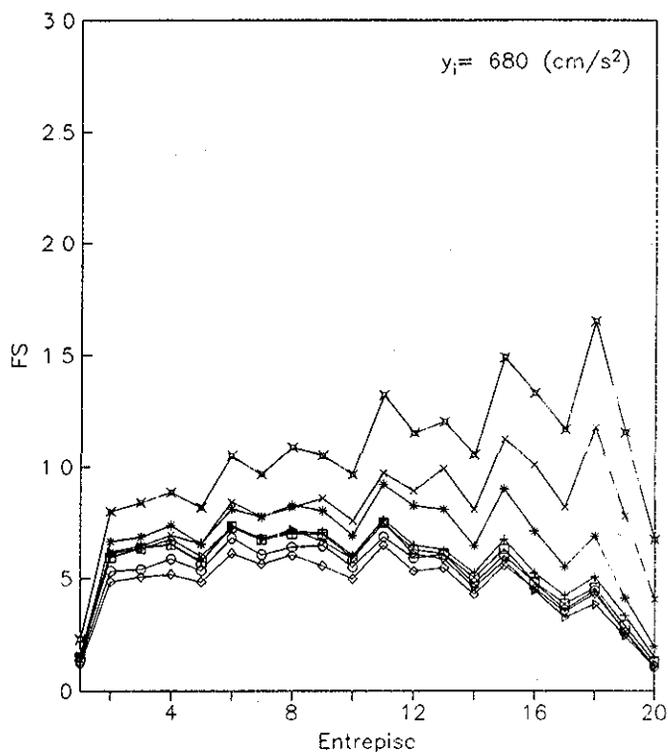
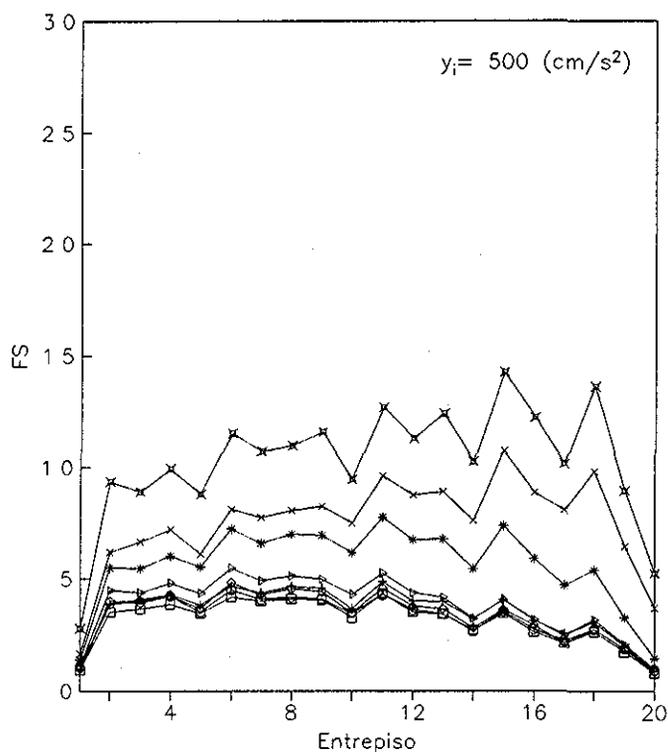
**TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN**



□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_f=500$	* $y_i-S2 - y_f=680$	× $y_i-S3 - y_f=981$	⊠ $y_i-S4 - y_f=1177$

Fig 7.41 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif. de 15 niveles,  $C=0.4$ , modelo con deterioro de resistencia  
 Primer criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso.

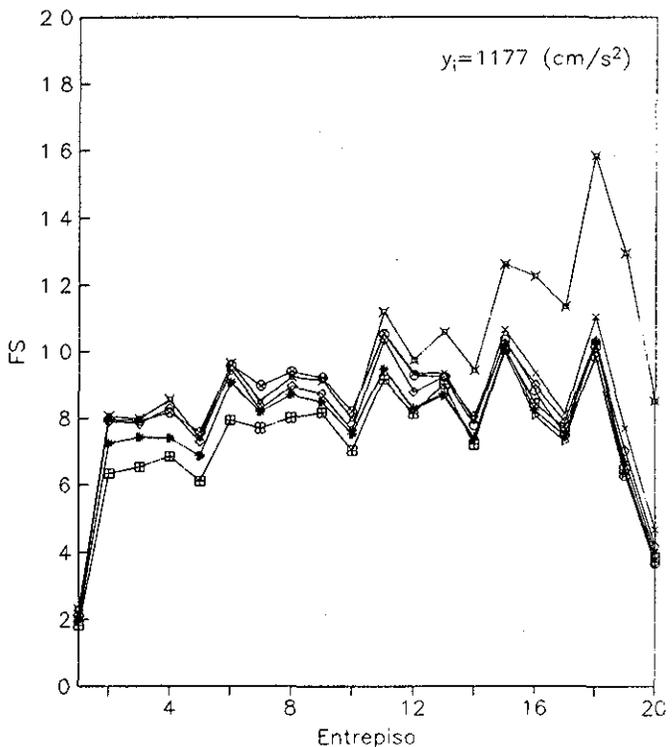
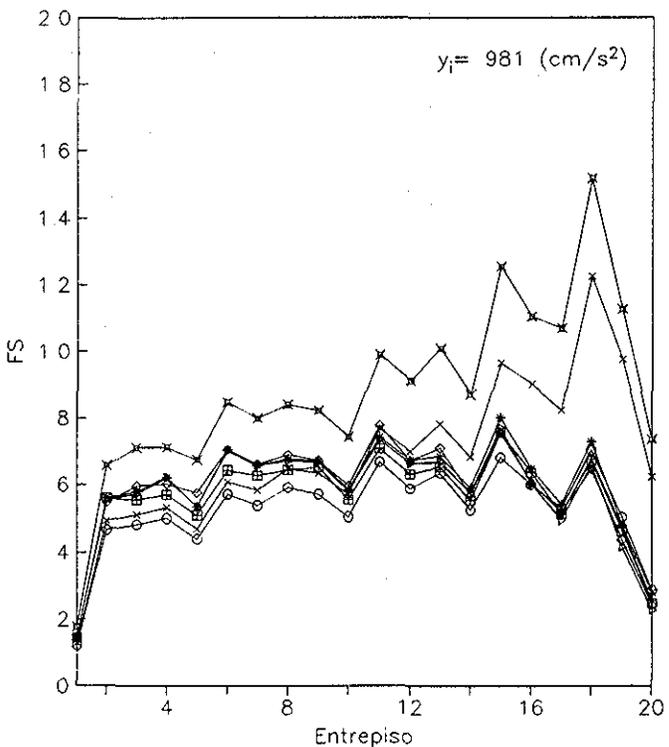
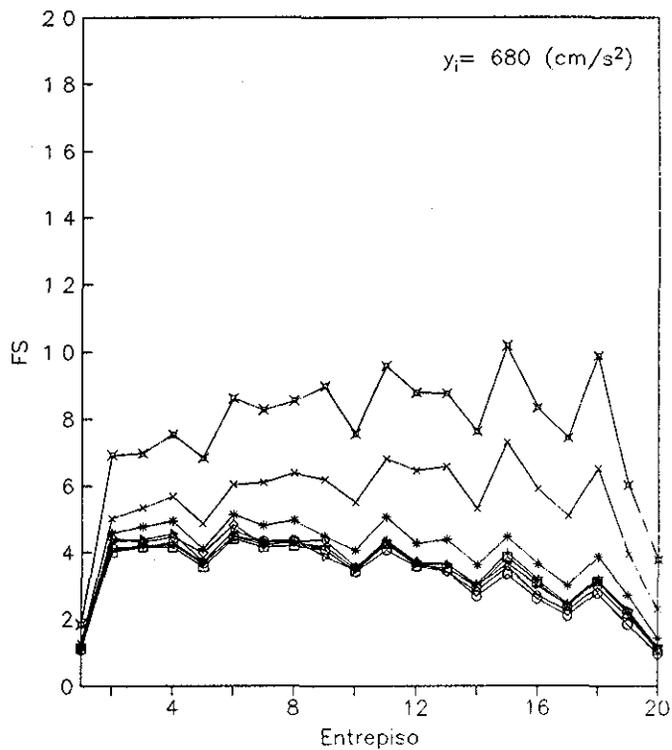
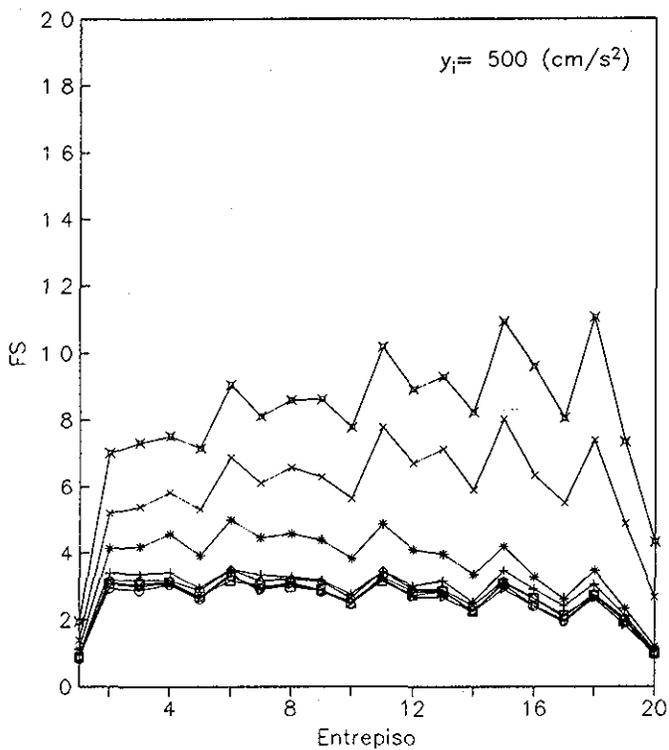




□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	✕ $y_i-S4 - y_i=1177$

Fig 7 42 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif de 20 niveles,  $C=0.3$ , modelo con deterioro de resistencia  
 Primer criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN



□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	x $y_i-S3 - y_i=981$	⋈ $y_i-S4 - y_i=1177$

Fig 7.43 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif. de 20 niveles,  $C=0.4$ , modelo con deterioro de resistencia  
 Primer criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

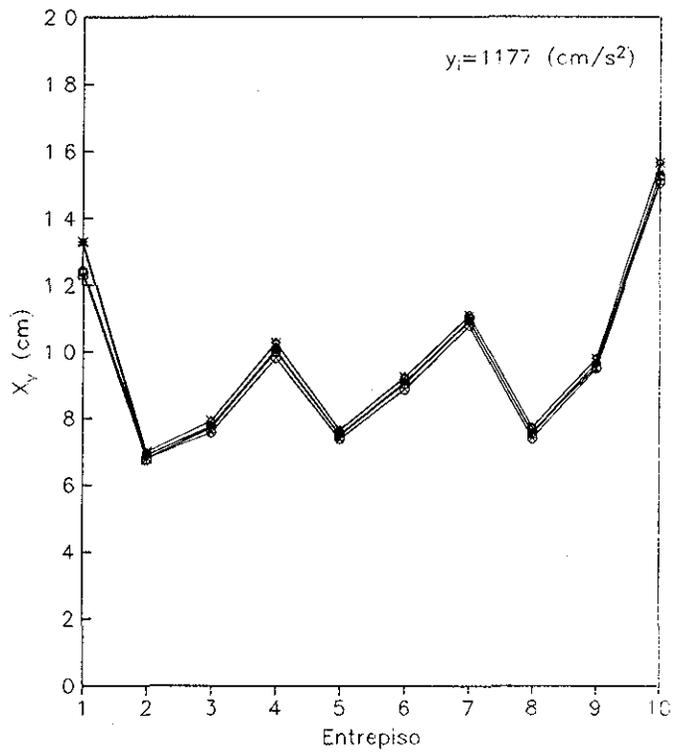
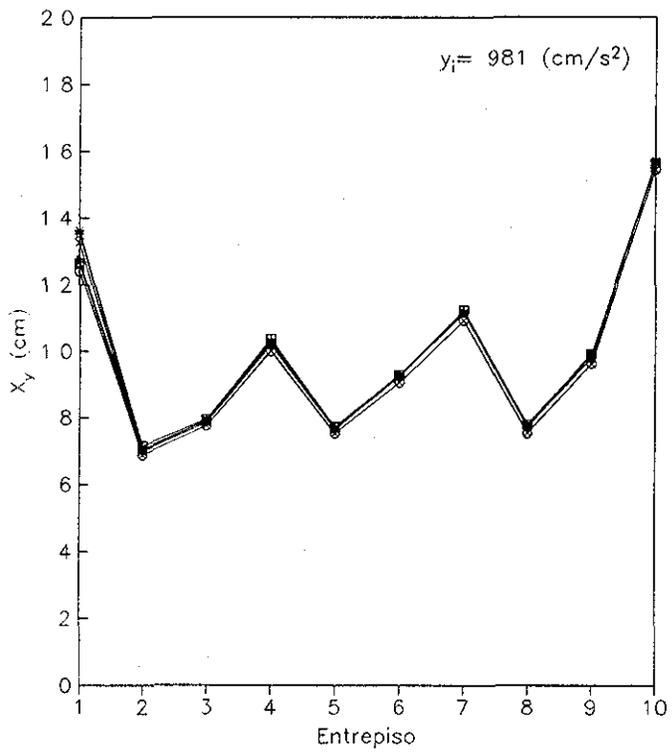
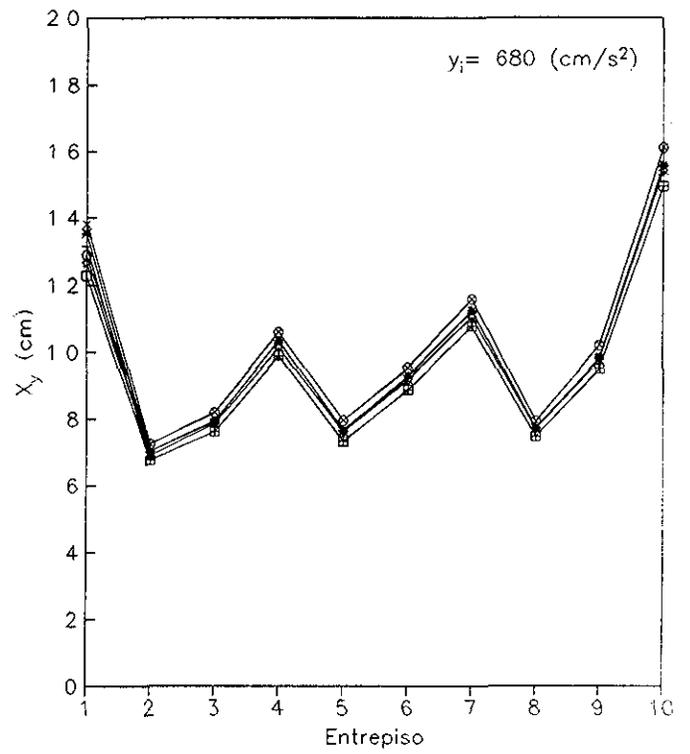
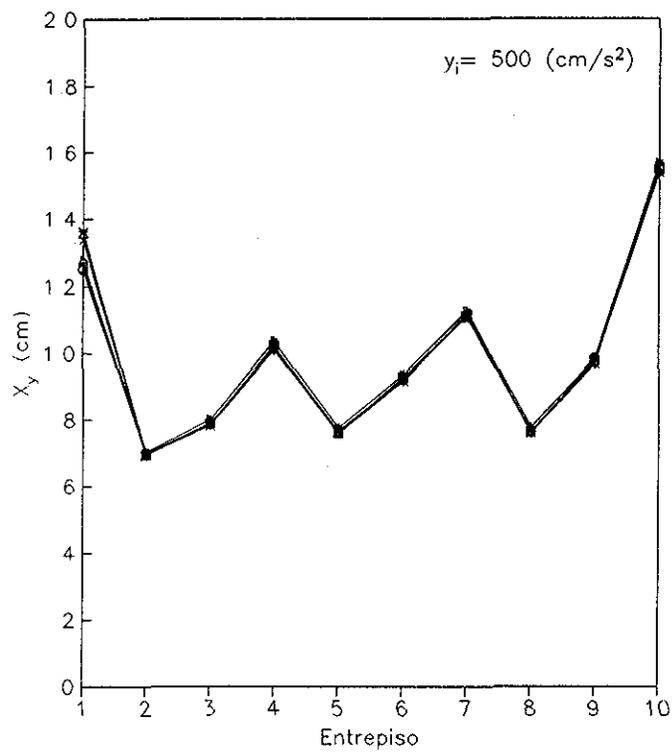


Fig 7.44 – Deformación de fluencia ( $X_y$ ) esperada de entrepiso.  
Edif de 10 niveles,  $C=0.3$ , modelo bilineal

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

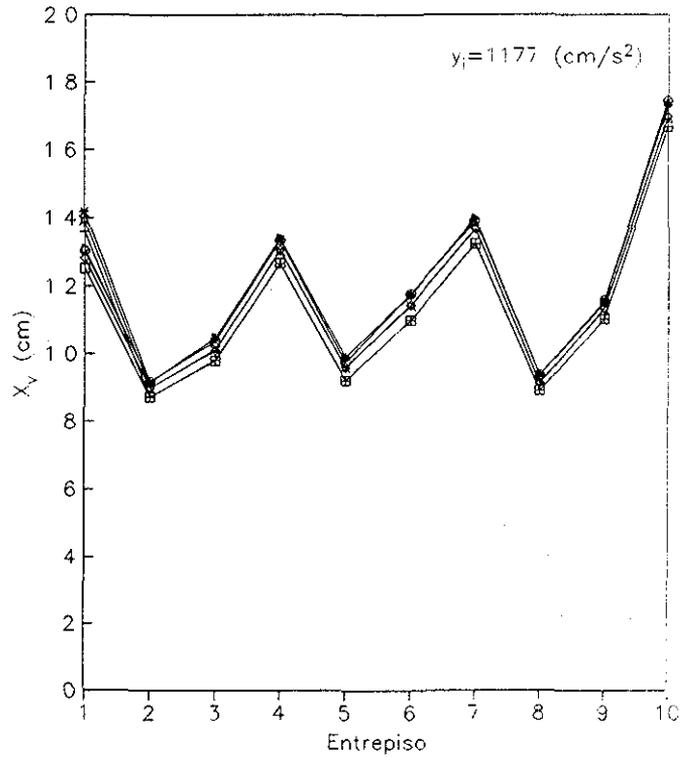
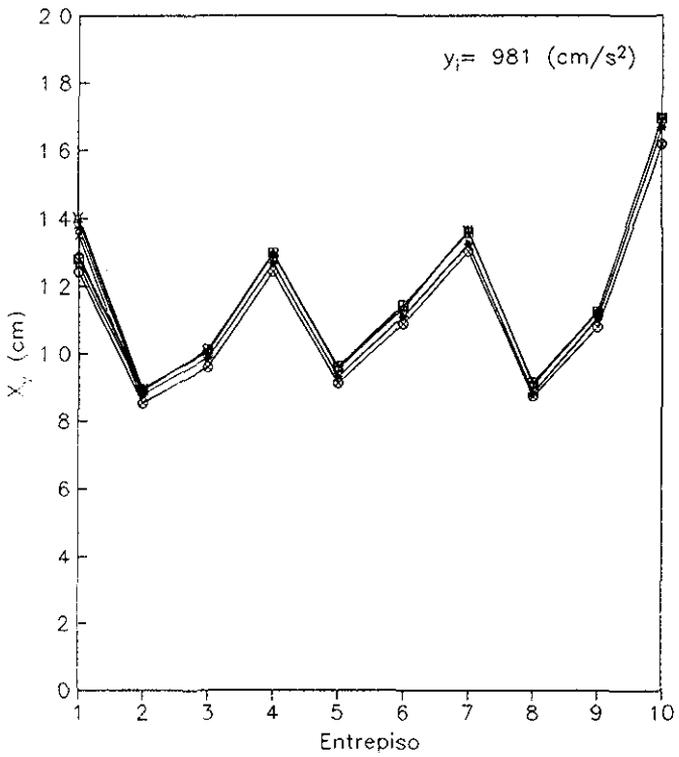
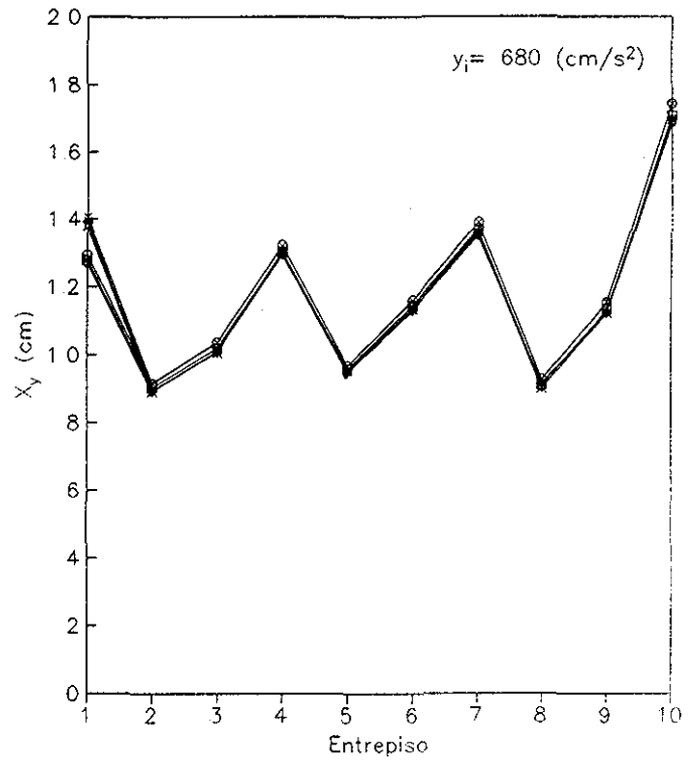
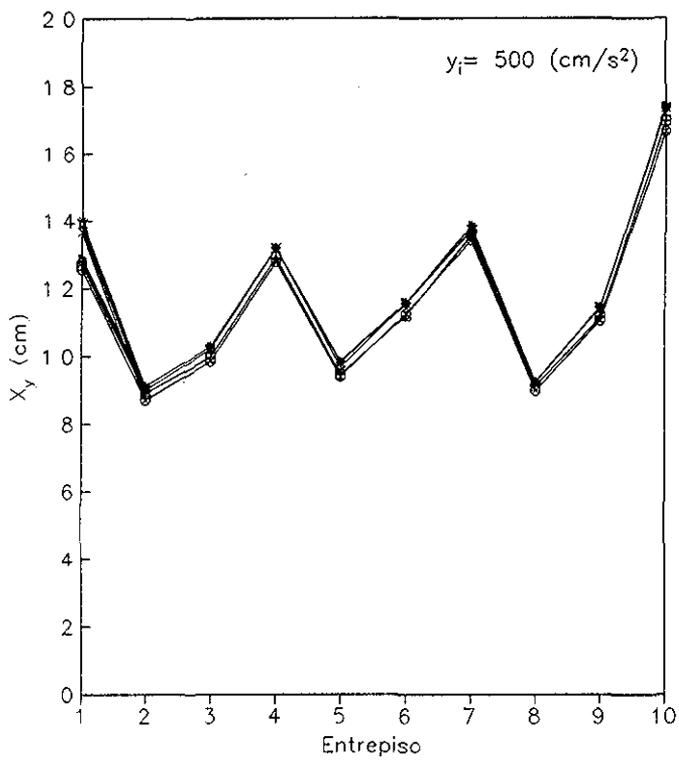


Fig 7.45 – Deformación de fluencia ( $X_y$ ) esperada de entrepiso  
Edif. de 10 niveles,  $C=0.4$ , modelo bilineal

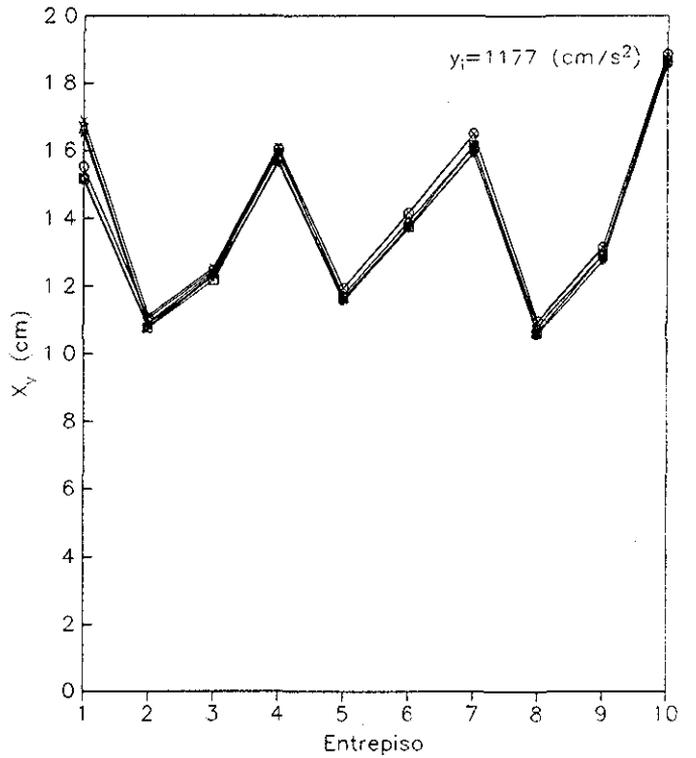
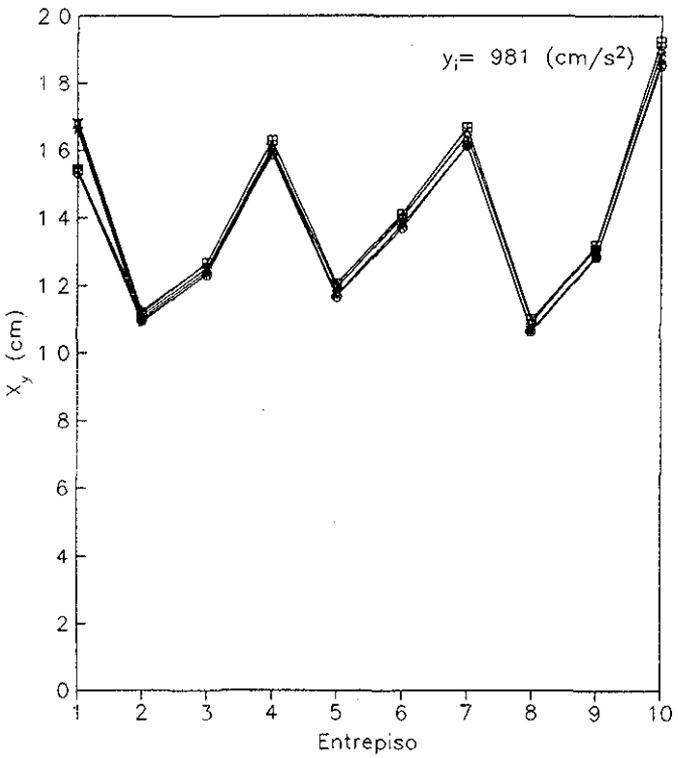
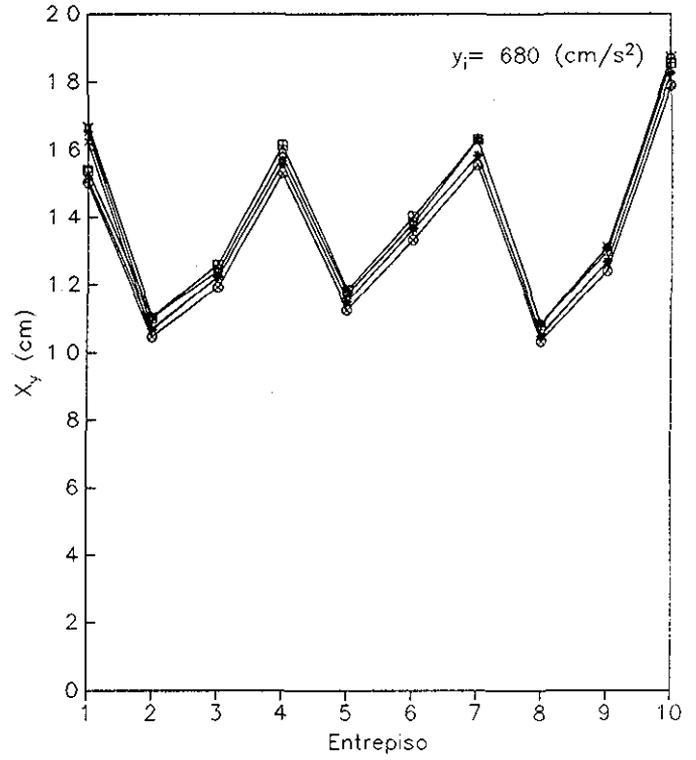
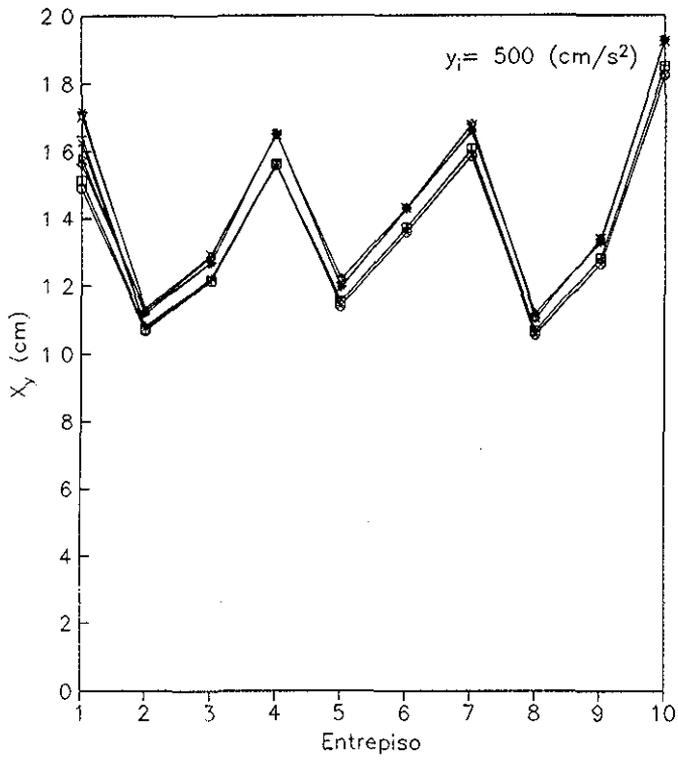


Fig 7 46.- Deformación de fluencia ( $X_y$ ) esperada de entrepiso.  
Edif. de 10 niveles,  $C=0.5$ , modelo bilineal

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

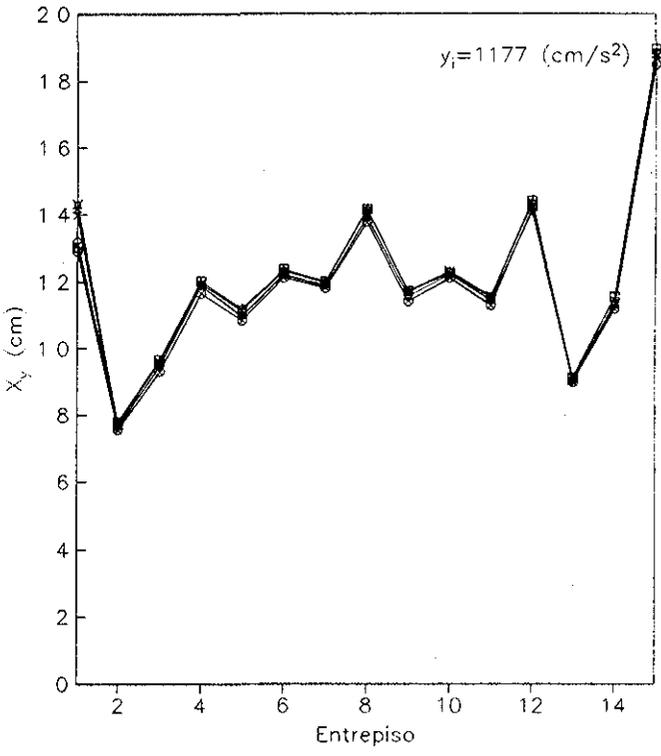
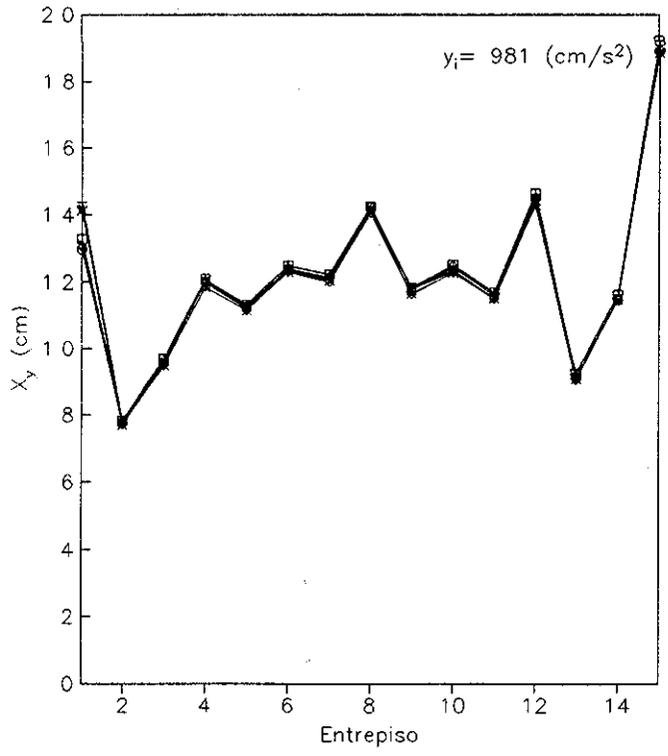
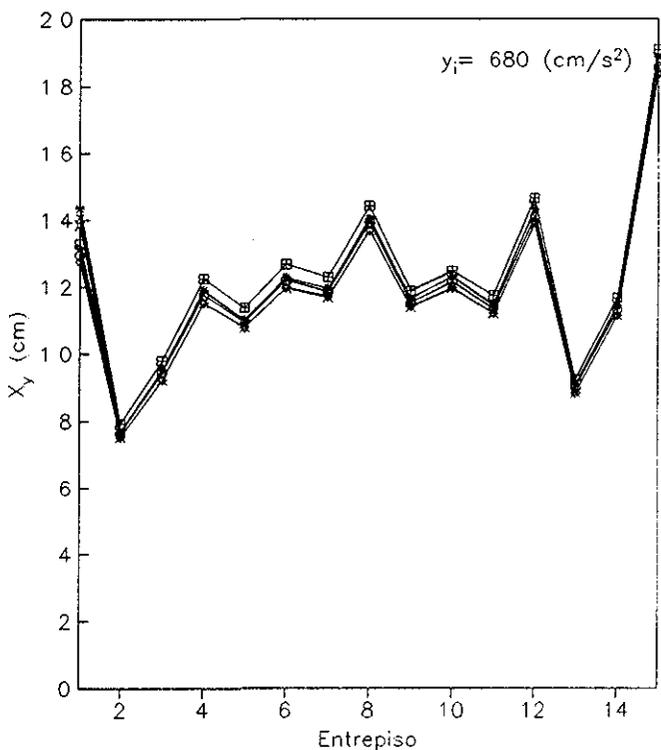
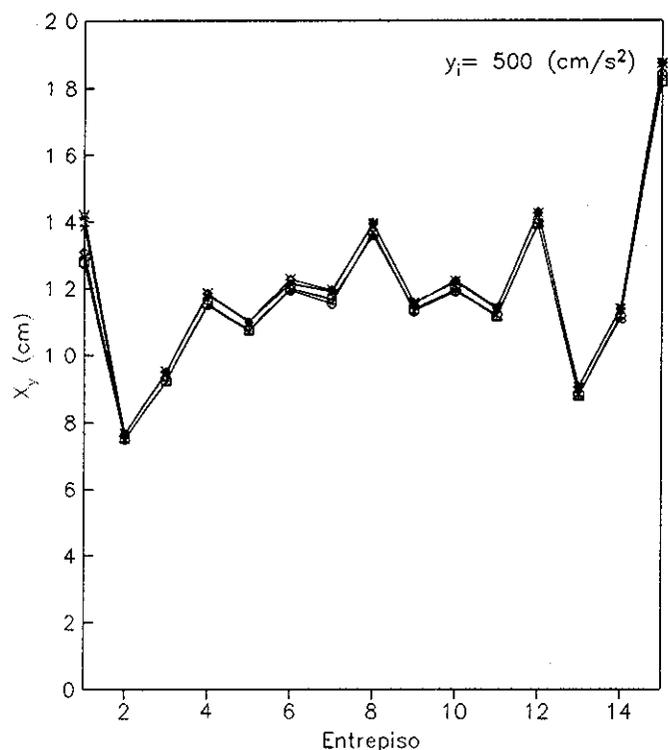


Fig 7.47 - Deformación de fluencia ( $X_y$ ) esperada de entrepiso.  
Edif de 15 niveles,  $C=0.3$ , modelo bilineal

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

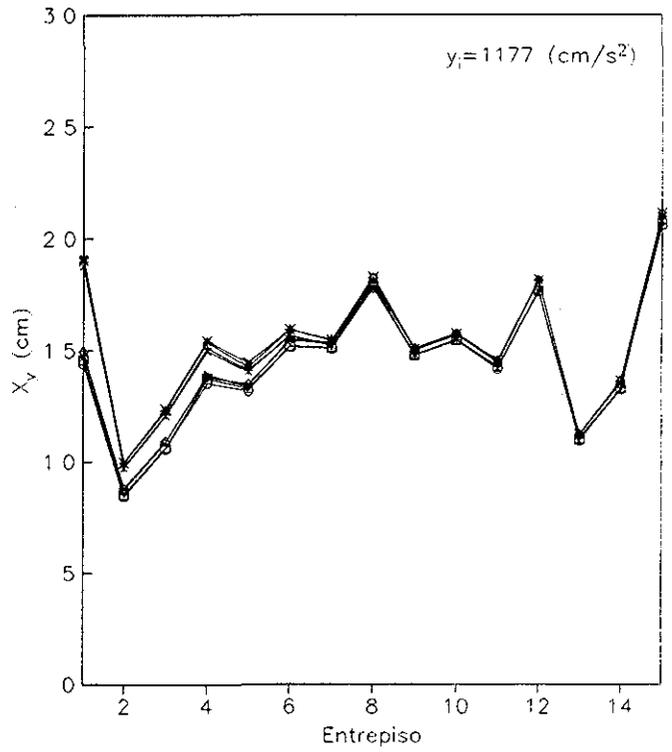
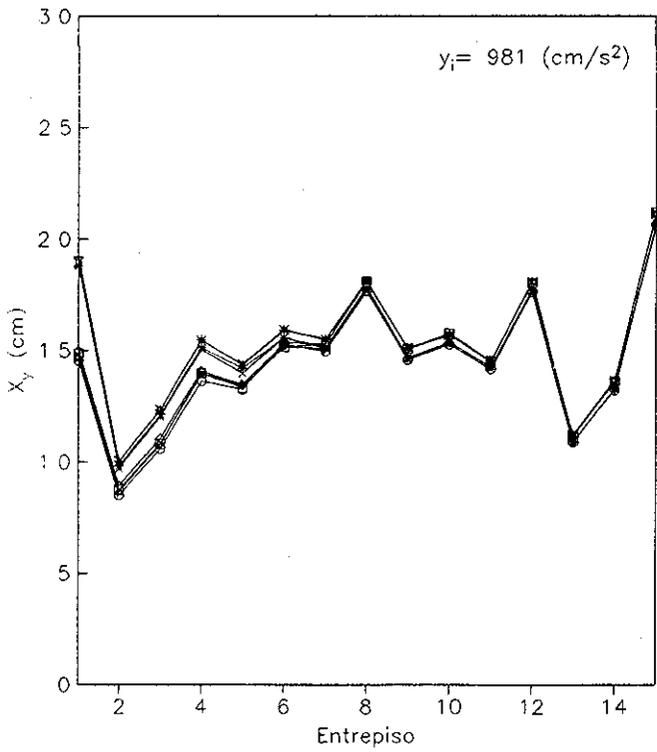
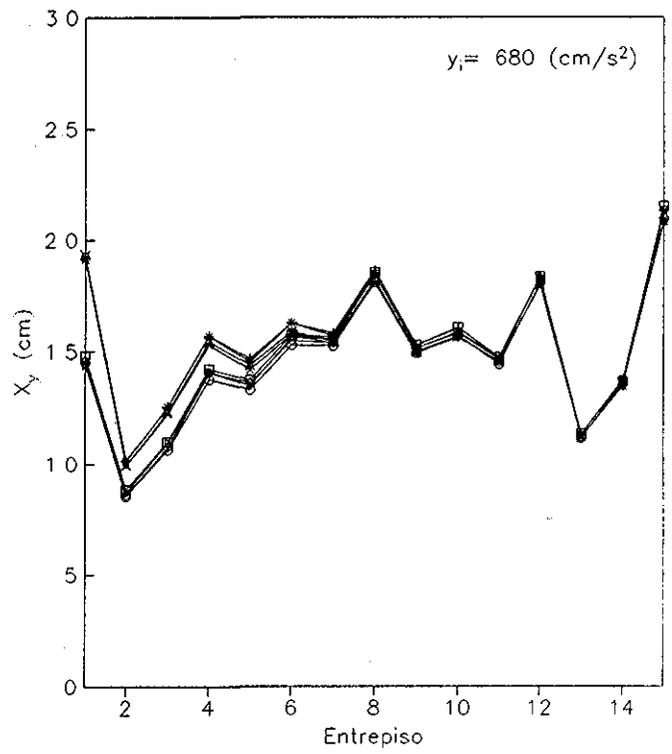
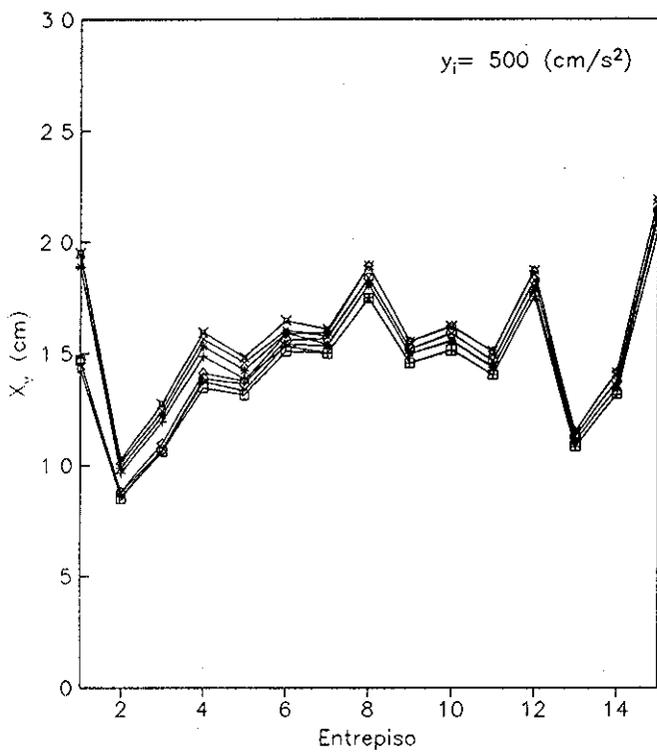


Fig 7 48.- Deformación de fluencia ( $X_y$ ) esperada de entrepiso  
Edif. de 15 niveles,  $C=0.4$ , modelo bilineal

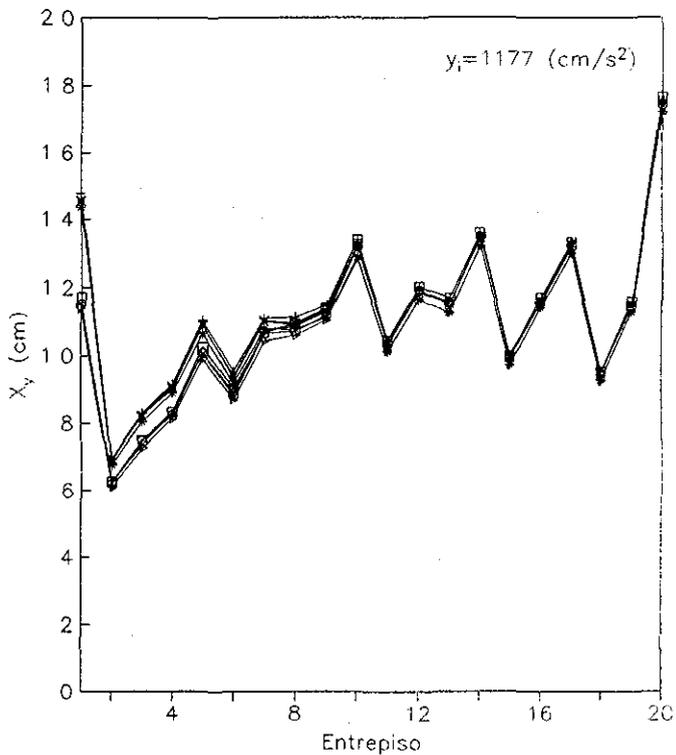
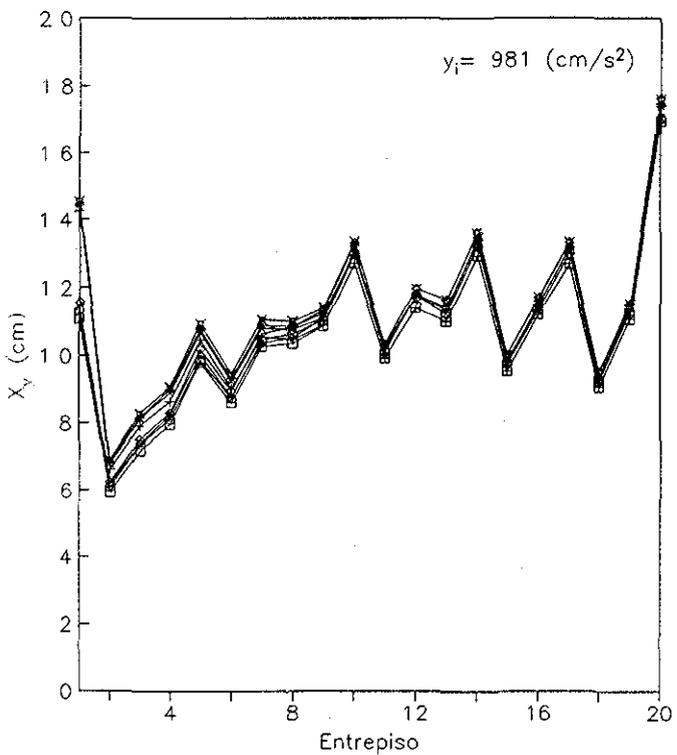
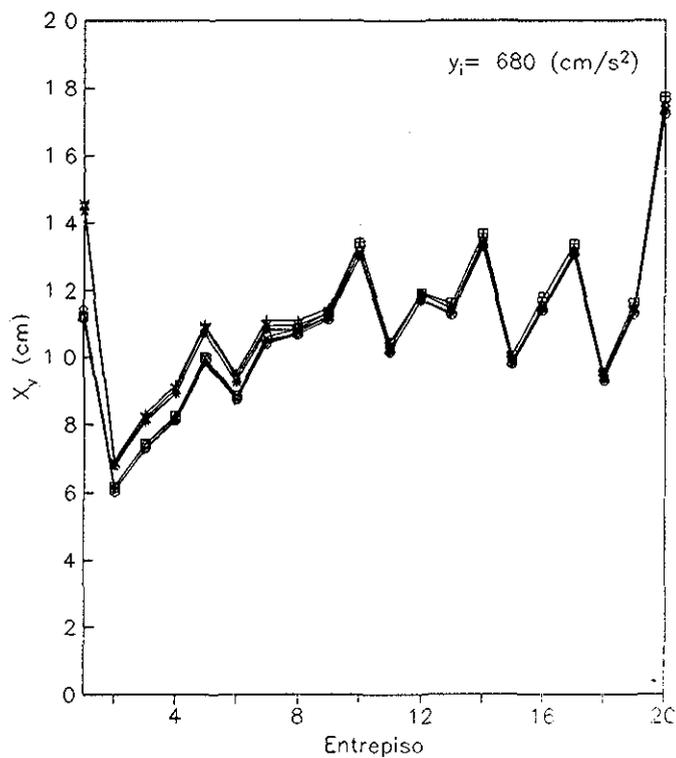
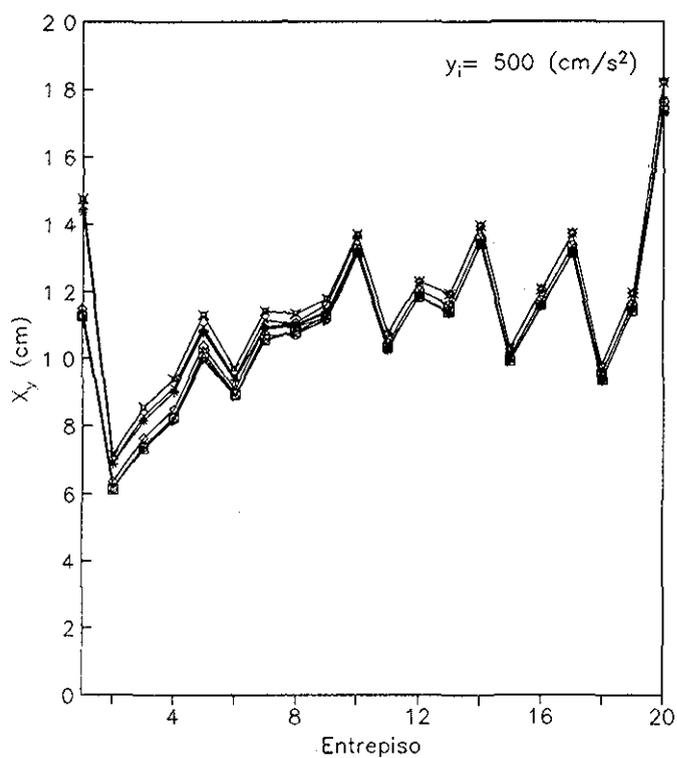


Fig 7 49 - Deformación de fluencia ( $X_y$ ) esperada de entrepiso  
Edif de 20 niveles,  $C=0.3$ , modelo bilineal

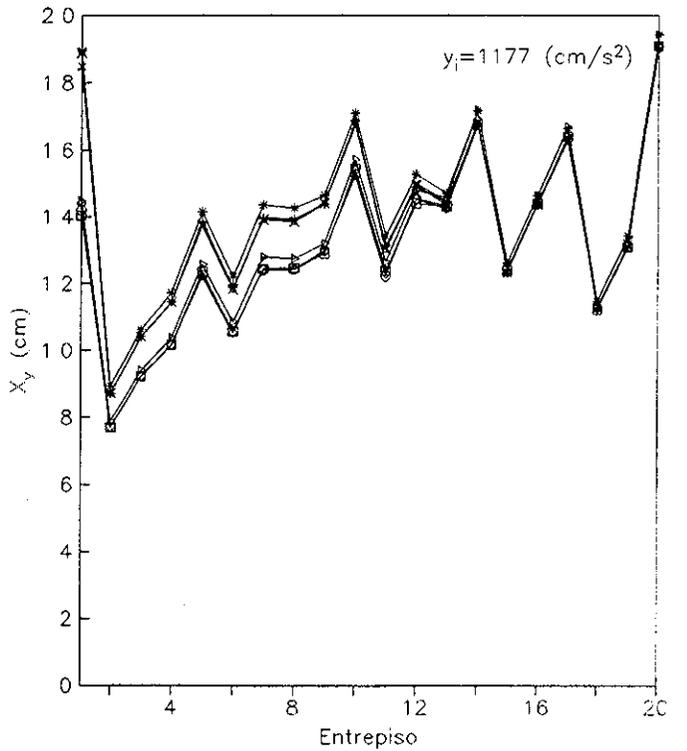
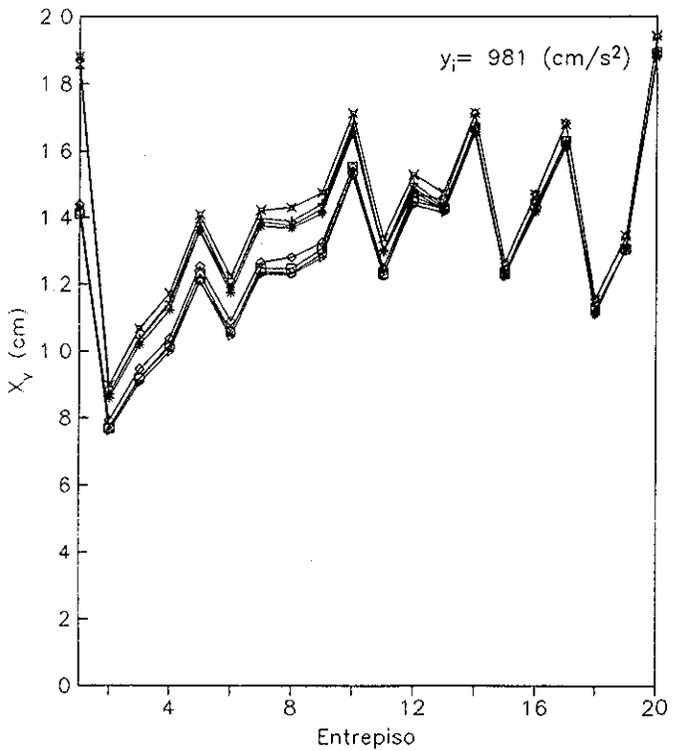
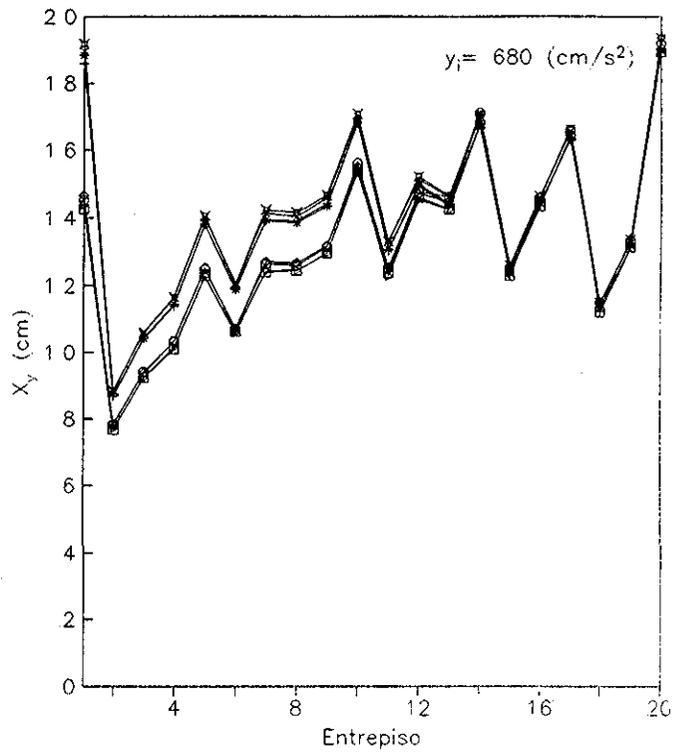
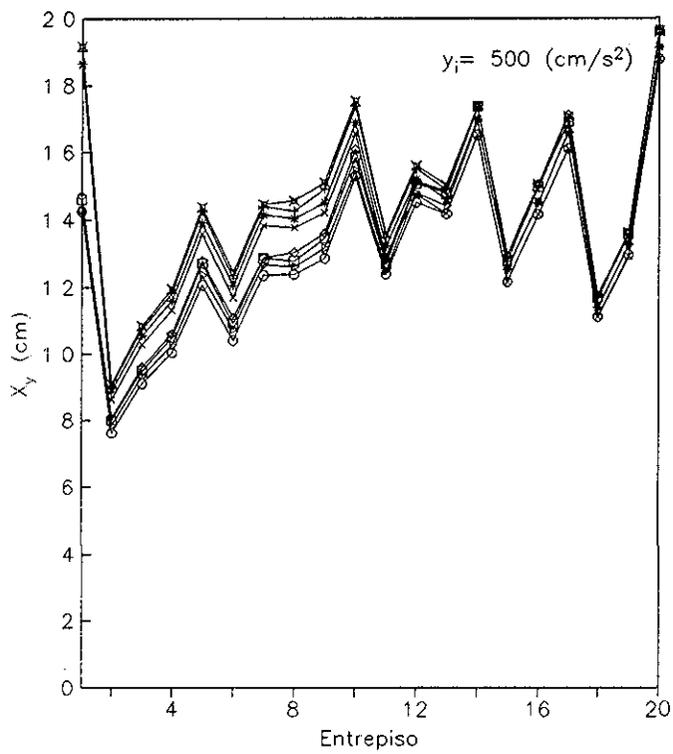


Fig 7.50 – Deformación de fluencia ( $X_y$ ) esperada de entrepiso Edif de 20 niveles,  $C=0.4$ , modelo bilineal.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### 7.1.2.3 Segundo criterio

Se presenta aquí la distribución de  $\frac{1}{q}$  en los entrepisos a lo largo de las estructuras, cuando se utilizan las funciones de densidad de probabilidades de deformaciones de falla de entrepiso obtenidas en Díaz, Esteva y García (ref 30). Bajo este criterio, el índice  $q_i$  se obtiene directamente de la expresión 3.1:

$$q_i = \frac{X_{Fi}}{X_{\max i}}$$

en la cual no se tiene la necesidad de calcular la deformación de fluencia del entrepiso,  $X_y$ , como se necesitó en el criterio anterior

Los valores de la media y coeficiente de variación de las funciones de densidad de probabilidades de la deformación máxima de entrepiso para cada caso estudiado se dan en las tablas 7.1 a 7.3, en las que también se muestra la capacidad máxima de entrepiso en términos de la distorsión de falla ( $\bar{X}_F/h$ ), donde  $h$  es la altura de entrepiso. No se presentan resultados para el caso de las estructuras de 10 niveles diseñadas con  $C=0.3$  dado que no se tiene información sobre la capacidad de deformación máxima para ese coeficiente. En la ref. 30 se pueden encontrar los coeficientes de correlación entre los entrepisos de una misma estructura, para deformación en ambos sentidos.

En las figuras 7.51 a 7.68 se presenta, para este nuevo modo de calcular el factor de seguridad,  $\frac{1}{q}$ , la variación de éste a lo largo de los entrepisos para los diferentes casos de número de niveles de los edificios, coeficientes de diseño sísmico, intensidades sísmicas y comportamiento de los elementos estructurales estudiados. En las figuras se puede observar que se conserva también, en forma general, la variación de este factor en los entrepisos que se tiene para las deformaciones máximas esperadas de entrepiso (sección 7.1.1), con respecto al coeficiente de diseño sísmico y la intensidad del temblor.

En este caso en que las deformaciones de falla de entrepiso,  $X_F$ , se obtienen en forma directa sin necesidad de calcular la deformación de fluencia de los mismos, la variación del índice  $\frac{1}{q}$  en los entrepisos no presenta los saltos encontrados en los resultados presentados en el subcapítulo 7.1.2.1. Aquí, la variación de  $\frac{1}{q}$  en los entrepisos está influenciada principalmente por la variación de  $X_F$  que se obtiene de los estudios hechos en la ref. 30. En los casos analizados en el trabajo mencionado se encuentra que con el modelo de entrepiso propuesto para obtener su capacidad de deformación máxima, en forma muy general dicha capacidad va disminuyendo suavemente hacia los entrepisos superiores y presenta a partir de un cierto entrepiso una disminución significativa con respecto a los entrepisos inferiores. En el caso de los sistemas de 10 niveles (Tabla 7.1) con  $C=0.4$ , se tiene una baja considerable en dicha capacidad en el entrepiso 7, la cual vuelve a aumentar en el siguiente entrepiso (aunque no a los niveles de los primeros entrepisos), para finalmente sufrir decrementos en la parte superior del edificio. Cuando  $C=0.5$ , los entrepisos 9 y 10 sufren una reducción considerable en su capacidad de deformación máxima respecto a los demás entrepisos. Para las estructuras de 15 niveles (Tabla 7.2) esta caída súbita de la capacidad

de deformación máxima se presenta a partir del entrepiso 12 cuando  $C=0.3$ , y a partir del entrepiso 14 cuando  $C=0.4$ . Para este último coeficiente sísmico resulta particular el hecho de que los primeros dos entrepisos tienen una capacidad menor que los cuatro siguientes. Esta caída de capacidad en los primeros entrepisos también se observa en las estructuras de 20 niveles (Tabla 7.3) para  $C=0.3$  en el primer entrepiso, y para  $C=0.4$  el primer y segundo entrepisos. Con este último coeficiente se vuelve a presentar, además, la disminución en la capacidad de deformación máxima en los entrepisos superiores (19 y 20)

C	Entrepiso	Positiva			Negativa		
		$\bar{X}_F$ (cm)	$\bar{X}_F/h$	$V_{X_F}$ (cm)	$\bar{X}_F$ (cm)	$\bar{X}_F/h$	$V_{X_F}$ (cm)
0.4	1	14.462	0.0362	0.104	14.413	0.0360	0.096
	2	11.222	0.0374	0.151	11.240	0.0375	0.150
	3	11.350	0.0378	0.140	11.428	0.0381	0.139
	4	11.370	0.0379	0.146	11.278	0.0376	0.133
	5	11.460	0.0382	0.141	11.229	0.0374	0.125
	6	10.927	0.0364	0.130	10.849	0.0362	0.121
	7	7.827	0.0261	0.143	7.693	0.0256	0.148
	8	9.007	0.0300	0.151	8.966	0.0299	0.142
	9	8.444	0.0281	0.132	8.418	0.0281	0.124
	10	7.915	0.0264	0.110	7.865	0.0262	0.100
0.5	1	13.976	0.0466	0.084	13.971	0.0349	0.084
	2	11.634	0.0388	0.161	11.577	0.0386	0.154
	3	11.923	0.0397	0.149	11.890	0.0396	0.150
	4	11.926	0.0398	0.152	12.009	0.0400	0.158
	5	11.905	0.0397	0.147	11.960	0.0399	0.150
	6	11.452	0.0382	0.141	11.460	0.0382	0.141
	7	10.918	0.0364	0.122	10.897	0.0363	0.136
	8	10.632	0.0354	0.117	10.752	0.0358	0.129
	9	7.590	0.0253	0.107	7.606	0.0254	0.117
	10	7.397	0.0247	0.095	7.361	0.0245	0.083

Tabla 7.1 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		
		$\bar{X}_F$ (cm)	$\bar{X}_F/h$	$V_{X_F}$ (cm)	$\bar{X}_F$ (cm)	$\bar{X}_F/h$	$V_{X_F}$ (cm)
0.3	1	13.827	0.0346	0.094	13.826	0.0346	0.095
	2	13.038	0.0435	0.141	13.012	0.0434	0.139
	3	13.329	0.0444	0.149	13.348	0.0445	0.147
	4	13.403	0.0447	0.154	13.516	0.0451	0.151
	5	13.641	0.0455	0.159	13.613	0.0454	0.159
	6	13.113	0.0437	0.139	13.107	0.0437	0.138
	7	12.504	0.0417	0.126	12.505	0.0417	0.132
	8	12.506	0.0417	0.126	12.446	0.0415	0.127
	9	12.407	0.0414	0.138	12.374	0.0412	0.144
	10	11.761	0.0392	0.123	11.758	0.0392	0.115
	11	11.492	0.0383	0.131	11.546	0.0385	0.126
	12	8.739	0.0291	0.251	8.806	0.0294	0.281
	13	8.769	0.0292	0.121	8.861	0.0295	0.137
	14	8.729	0.0291	0.104	8.790	0.0293	0.123
	15	8.100	0.0270	0.080	8.430	0.0281	0.088
0.4	1	13.439	0.0336	0.086	13.445	0.0336	0.088
	2	13.665	0.0456	0.155	13.602	0.0453	0.170
	3	14.107	0.0470	0.162	14.062	0.0469	0.166
	4	14.309	0.0477	0.172	14.391	0.0480	0.174
	5	14.405	0.0480	0.162	14.470	0.0482	0.163
	6	13.961	0.0465	0.160	14.007	0.0467	0.164
	7	13.346	0.0445	0.164	13.360	0.0445	0.164
	8	13.382	0.0446	0.154	13.439	0.0448	0.149
	9	13.374	0.0446	0.147	13.399	0.0447	0.146
	10	12.741	0.0425	0.152	12.728	0.0424	0.151
	11	11.858	0.0395	0.142	11.870	0.0396	0.130
	12	11.608	0.0387	0.118	11.575	0.0386	0.118
	13	11.495	0.0383	0.141	11.491	0.0383	0.144
	14	8.248	0.0275	0.078	8.234	0.0274	0.081
	15	7.737	0.0258	0.077	7.991	0.0266	0.089

Tabla 7.2 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		
		$\bar{X}_F$ (cm)	$\bar{X}_F/h$	$V_{X_F}$ (cm)	$\bar{X}_F$ (cm)	$\bar{X}_F/h$	$V_{X_F}$ (cm)
03	1	13.001	0.0325	0.090	13.018	0.0325	0.090
	2	15.026	0.0470	0.176	14.958	0.0467	0.182
	3	15.421	0.0482	0.181	15.465	0.0483	0.181
	4	15.578	0.0487	0.183	15.418	0.0482	0.172
	5	15.540	0.0486	0.187	15.426	0.0482	0.182
	6	15.669	0.0490	0.186	15.657	0.0489	0.184
	7	15.254	0.0477	0.191	15.294	0.0478	0.190
	8	14.679	0.0459	0.190	14.669	0.0458	0.193
	9	14.713	0.0460	0.177	14.679	0.0459	0.180
	10	14.474	0.0452	0.177	14.411	0.0450	0.168
	11	14.426	0.0451	0.172	14.425	0.0451	0.178
	12	14.202	0.0444	0.176	14.181	0.0443	0.182
	13	13.518	0.0422	0.172	13.600	0.0425	0.177
	14	13.314	0.0416	0.158	13.259	0.0414	0.153
	15	13.365	0.0418	0.157	13.294	0.0415	0.155
	16	12.731	0.0398	0.161	12.755	0.0399	0.177
	17	11.800	0.0369	0.141	11.906	0.0372	0.146
	18	11.585	0.0362	0.146	11.464	0.0358	0.137
	19	10.580	0.0331	0.135	10.726	0.0335	0.150
	20	10.182	0.0318	0.218	9.888	0.0309	0.202
04	1	12.599	0.0315	0.085	12.601	0.0315	0.085
	2	15.814	0.0494	0.164	15.797	0.0494	0.161
	3	16.448	0.0514	0.172	16.477	0.0515	0.169
	4	16.466	0.0515	0.166	16.528	0.0517	0.170
	5	16.469	0.0515	0.168	16.477	0.0515	0.169
	6	16.478	0.0515	0.162	16.506	0.0516	0.167
	7	16.116	0.0504	0.159	16.115	0.0504	0.163
	8	15.735	0.0492	0.160	15.763	0.0493	0.172
	9	15.467	0.0483	0.147	15.555	0.0486	0.157
	10	15.122	0.0473	0.147	15.213	0.0475	0.164
	11	15.069	0.0471	0.153	15.129	0.0473	0.164
	12	14.816	0.0463	0.146	14.801	0.0463	0.152
	13	14.298	0.0447	0.153	14.283	0.0446	0.155
	14	13.921	0.0435	0.149	13.863	0.0433	0.161
	15	13.837	0.0432	0.142	13.782	0.0431	0.156
	16	13.364	0.0418	0.139	13.315	0.0416	0.140
	17	12.643	0.0395	0.134	12.593	0.0394	0.131
	18	12.556	0.0392	0.147	11.972	0.0374	0.132
	19	9.841	0.0308	0.148	9.895	0.0309	0.137
	20	9.970	0.0312	0.249	8.551	0.0267	0.153

Tabla 7.3 Media y coeficiente de variación de la capacidad de deformación de entrepiso positiva y negativa para la estructura de 20 niveles

### a) Estructuras con comportamiento bilineal

En las figuras 7.51 a 7.56 se presentan los resultados para estos sistemas. En las estructuras de 10 niveles con  $C=0.4$  (Fig. 7.51) se observa que aquellas sometidas a un primer sismo con intensidad baja ( $y_i=500 \text{ cm/s}^2$  y  $y_f=680 \text{ cm/s}^2$ ) el valor de  $\frac{1}{q}$  en general va aumentando hacia los entrepisos superiores para después disminuir en los últimos entrepisos, con un incremento notable en el entrepiso 7. Cuando la intensidad inicial es alta, o la estructura es sometida a un segundo temblor de cualquier intensidad, solo hay un incremento de  $\frac{1}{q}$  del primero al segundo entrepiso para después disminuir hacia los entrepisos superiores. También en estos casos se tiene un salto (aumento) importante en el entrepiso 7. En estos resultados se muestra el efecto que tiene en la respuesta, el que un entrepiso presente una capacidad diferente a las de los demás (en este caso menor), ya que su respuesta predomina sobre la de los otros entrepisos.

Para  $C=0.5$  (Fig. 7.52) la variación de  $\frac{1}{q}$  a lo largo de los entrepisos es semejante a la de  $C=0.4$ , aunque en este caso la caída de capacidad de deformación en el entrepiso 9 no implica un predominio de la respuesta en este entrepiso para intensidades iniciales y finales altas. Los valores de  $\frac{1}{q}$  para este coeficiente son menores de 0.4 para todas las estructuras sometidas a temblores iniciales y finales con las intensidades estudiadas.

Las estructuras de 15 niveles (Figs. 7.53 y 7.54) muestran una variación de  $\frac{1}{q}$  que aumenta del primer entrepiso hasta aproximadamente el entrepiso 8 descendiendo después hacia los entrepisos superiores. Para  $C=0.3$  (Fig. 7.53) se presenta el salto (aumento) en la respuesta del entrepiso 12, aunque ésta predomina sobre las demás únicamente cuando se tienen intensidades sísmicas grandes ( $1177 \text{ cm/s}^2$ ) del temblor inicial o final. En el caso de  $C=0.4$  (Fig. 7.54) el cambio en la capacidad de deformación en el entrepiso 14 no influye mayormente en la respuesta de la estructura, en la cual la variación de  $\frac{1}{q}$  es semejante a la de  $C=0.3$ , con valores no mayores a 0.5.

En las estructuras de 20 niveles (Figs. 7.55 y 7.56) la variación de  $\frac{1}{q}$  a lo largo de los entrepisos crece del primero hasta el entrepiso 8, aproximadamente, para después descender hacia los entrepisos superiores, mostrando la misma meseta que se tiene en las deformaciones medias entre los entrepisos 15 a 18. Los más altos valores de  $\frac{1}{q}$  para  $C=0.3$  (Fig. 7.55) no sobrepasan el valor 0.4 y son todavía menores para  $C=0.4$  (Fig. 7.56).

Para estas estructuras con comportamiento bilineal, la mayor capacidad de deformación máxima de entrepiso que se tiene en este caso, respecto a la del primer criterio de ductilidad utilizado en este estudio, proporciona valores de  $\frac{1}{q}$  que son casi 50 por ciento o más, menores que los que se obtienen en el subcapítulo 7.1.2.1. Además, no existe mucha diferencia entre los valores de este factor en los diferentes entrepisos de las estructuras (salvo los casos de los edificios de 10 y 15 niveles en donde existen los saltos ya señalados, y que son sometidos a intensidades de  $1177 \text{ cm/s}^2$ ), y en ningún caso se tuvieron valores mayores de 1.0.

## b) Estructuras con comportamiento de Takeda

En las estructuras de 10 niveles (Figs 7.57 y 7.58) se encuentra que  $\frac{1}{q}$  es aproximadamente igual en todos los entrepisos, aunque para  $C=0.4$  (Fig 7.57) el cambio en la capacidad de deformación que se tiene en el entrepiso 7 provoca un aumento drástico de  $\frac{1}{q}$  en este entrepiso, para todos los casos de intensidad sísmica ya sea inicial o final. Para  $C=0.5$  el cambio que sucede en el entrepiso 9 provoca variaciones poco apreciables en la respuesta de ese entrepiso con respecto a la de los demás. Los valores de  $\frac{1}{q}$  obtenidos aquí, no mayores que 0.8 para  $C=0.4$  y 0.6 para  $C=0.5$ , son mucho menores que los que se presentaron en el subcapítulo 7.1.2.1 para las estructuras de 10 niveles con comportamiento de Takeda.

Para las estructuras de 15 niveles (Figs 7.59 y 7.60) tanto la variación que se tiene en la capacidad de deformación de los entrepisos como la disminución significativa que se presenta en los entrepisos superiores, genera que el valor de  $\frac{1}{q}$  a lo largo de los entrepisos presente una variación que va aumentando en forma importante del primero al último, sobre todo, cuando la intensidad inicial o final de análisis es alta ( $981 \text{ cm/s}^2$  y  $1177 \text{ cm/s}^2$ ). Para  $C=0.3$  se tiene un aumento significativo en el valor de  $\frac{1}{q}$  en el entrepiso 12, cuyo valor predomina sobre los demás. Lo mismo sucede para  $C=0.4$  en el entrepiso 14. Los valores de  $\frac{1}{q}$  para estas estructuras son más altos que para las estructuras de 10 niveles y, contrariamente a lo observado en el modelo bilineal, aquí se tienen diferencias apreciables de los valores de  $\frac{1}{q}$  entre el primer entrepiso y el valor máximo.

En las estructuras de 20 niveles (Figs 7.61 y 7.62) se tiene en general una variación de  $\frac{1}{q}$  que va aumentando del primero al último entrepiso, excepto para la respuesta de estructuras ante intensidades iniciales bajas donde se observan caídas de daño en los niveles superiores. Por otra parte, esta variación del factor de seguridad es menos pronunciada que la observada en los edificios de 15 niveles, por lo que las diferencias entre los valores de  $\frac{1}{q}$  a lo largo de los entrepisos no son relativamente muy grandes. En algunos casos, sobre todo de estructuras sometidas a intensidades sísmicas iniciales o finales altas, se nota la influencia del cambio de capacidad de deformación en los entrepisos superiores con un aumento significativo en el entrepiso 19. En estas estructuras los valores de  $\frac{1}{q}$  son menores de 0.6.

Aunque estas estructuras que siguen el comportamiento de Takeda (con deterioro de rigidez) alcanzan una mayor respuesta (mayor valor de  $\frac{1}{q}$ ) que las que tienen un comportamiento bilineal, tampoco presentan en ningún caso valores de  $\frac{1}{q}$  mayores que 1.0.

### c) Estructuras con comportamiento con deterioro de resistencia

Los resultados en estructuras de 10 niveles con este modelo de comportamiento (Figs 7.63 y 7.64) muestran que para intensidades iniciales bajas ( $\leq 981 \text{ cm/s}^2$ ) en los sistemas con  $C=0.4$  (Fig 7.63), el valor de  $\frac{1}{q}$  no varía mucho entre los diferentes entrepisos, excepto en el entrepiso 7. Esto se mantiene aún en el caso de que a esas estructuras se les aplique un segundo sismo con intensidad menor o igual que  $981 \text{ cm/s}^2$ , excepto para el caso extremo  $y_i=y_f=981 \text{ cm/s}^2$ , en donde el factor va aumentando hacia los entrepisos superiores. Esto último también sucede para intensidades iniciales y/o finales de  $1177 \text{ cm/s}^2$ , en las que ya se tienen probabilidades importantes de falla ( $\frac{1}{q} \geq 1.0$ ) en por lo menos un entrepiso. En todos estos sistemas diseñados con  $C=0.4$  el incremento considerable de  $\frac{1}{q}$  en el entrepiso 7 predomina en la respuesta de la estructura. Cuando  $C=0.5$  (Fig 7.64) la respuesta de las estructuras sometidas a un sismo inicial muestra valores muy uniformes de  $\frac{1}{q}$  en todos los entrepisos, para cualquier intensidad sísmica. Cuando estas estructuras se someten a un segundo sismo, la variación anterior se mantiene cuando la intensidad final tiene valores bajos ( $y_i=500 \text{ cm/s}^2$  y  $y_f=680 \text{ cm/s}^2$ ), pero en intensidades finales altas ( $y_f=981 \text{ cm/s}^2$  y  $y_f=1177 \text{ cm/s}^2$ ) el valor de  $\frac{1}{q}$  se incrementa del primero al último entrepiso, y solo en el caso extremo ( $y_i=y_f=1177 \text{ cm/s}^2$ ) se alcanza un valor mayor que 1.0 en los dos últimos entrepisos.

En las estructuras de 15 niveles (Figs 7.65 y 7.66) se presenta una variación del valor de  $\frac{1}{q}$  a lo largo de los entrepisos semejante a la de la deformación esperada máxima mostrada en el subcapítulo 7.1.1, aunque con una respuesta un poco más acentuada en los últimos entrepisos (en general la respuesta aumenta del primero al último entrepiso). Para  $C=0.3$  las estructuras alcanzan valores mayores que 1.0 en los últimos entrepisos cuando se tiene intensidad inicial o final de  $1177 \text{ cm/s}^2$ . Lo mismo se presenta para  $C=0.4$ , aunque solo para intensidades finales de  $1177 \text{ cm/s}^2$ . Esto también se presenta cuando  $y_i=y_f=981 \text{ cm/s}^2$ .

En las estructuras de 20 niveles (Figs 7.67 y 7.68) también se tiene una variación de  $\frac{1}{q}$  muy parecida a la de la deformación esperada máxima. En la mayoría de estos casos, cuando las curvas de daño inicial o final indican una respuesta importante de los sistemas ( $\frac{1}{q} \geq 0.2$ ) se observa, hasta el entrepiso 17 en general, un incremento del valor de este factor conforme aumenta la altura de entrepiso, para posteriormente disminuir su valor en los últimos entrepisos. Son muy pocos los casos en donde el daño se incrementa desde el primer hasta el último nivel. En ningún caso se presentan valores de  $\frac{1}{q}$  mayores que 1.0.

En las estructuras con este tipo de comportamiento los valores de  $\frac{1}{q}$  son mucho menores que los correspondientes obtenidos en el subcapítulo 7.1.2.1. Las estructuras de 15 niveles son las que presentan las mayores respuestas y, consecuentemente, más casos de fallas.

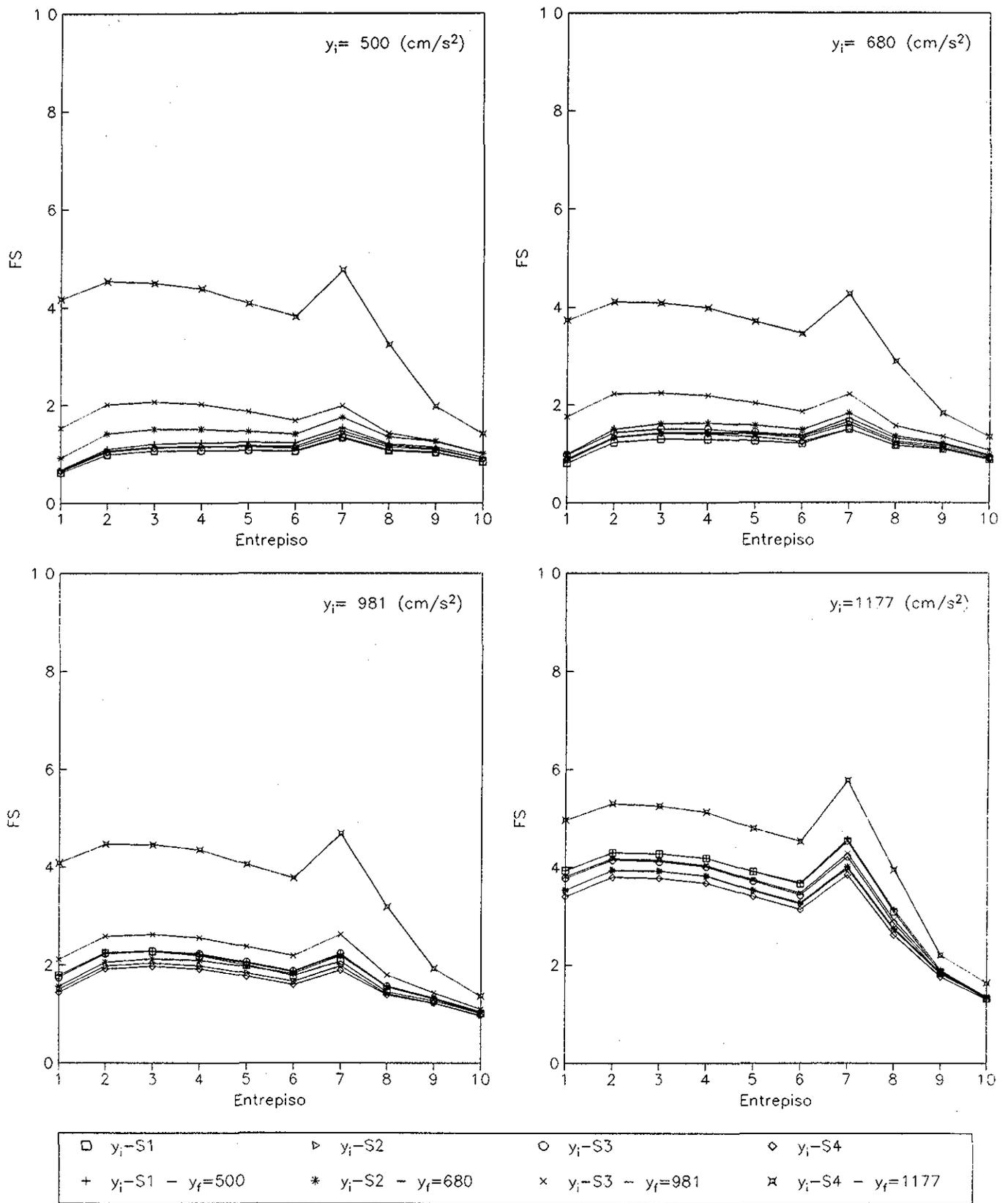


Fig 7 51.- Factor de seguridad (FS=1/q) esperado de entrepiso  
 Edif de 10 niveles, C=0.4, modelo bilineal  
 Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

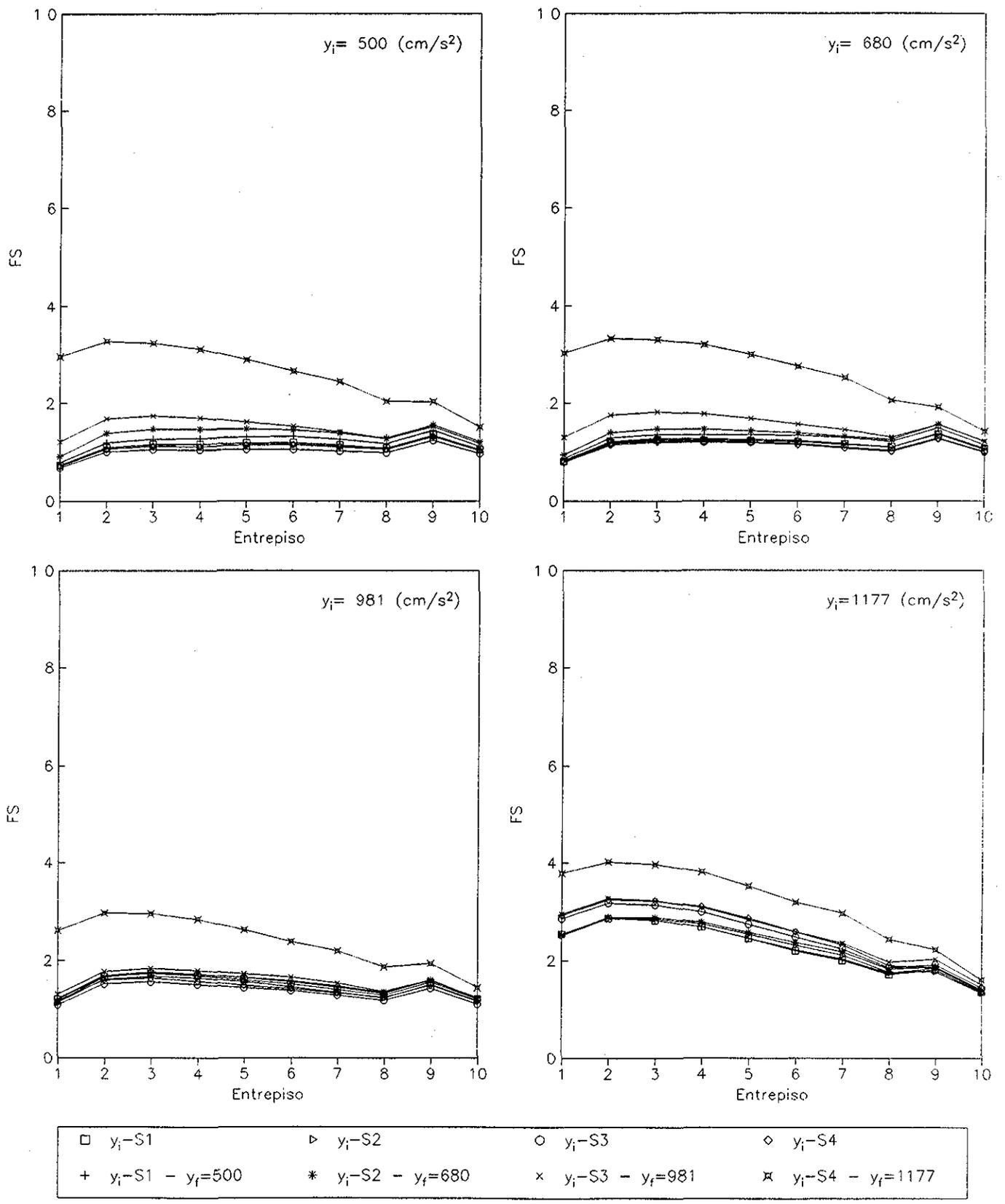


Fig 7 52 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif de 10 niveles,  $C=0.5$ , modelo bilineal.  
 Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

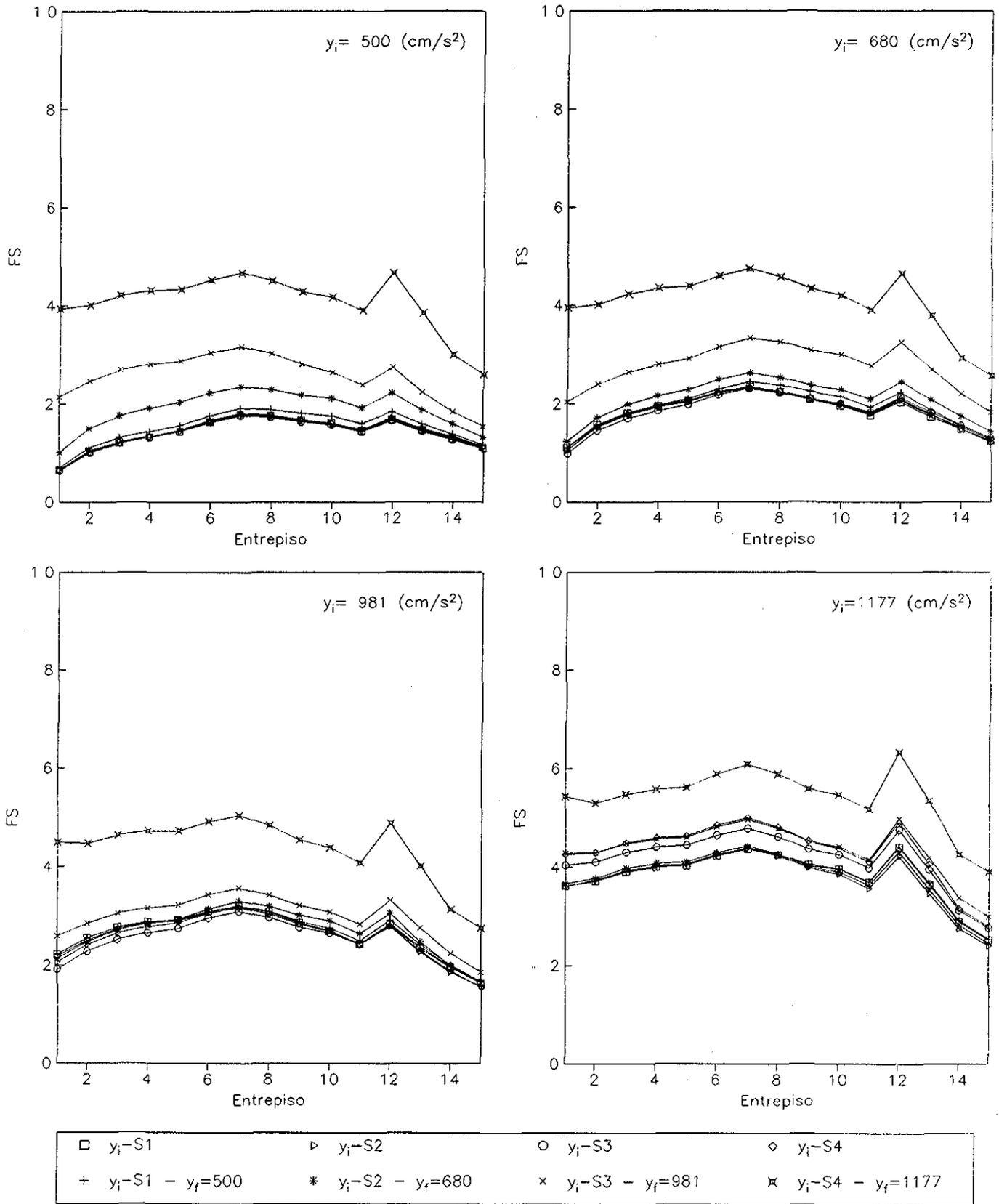


Fig 7.53 – Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif. de 15 niveles,  $C=0.3$ , modelo bilineal  
 Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso.

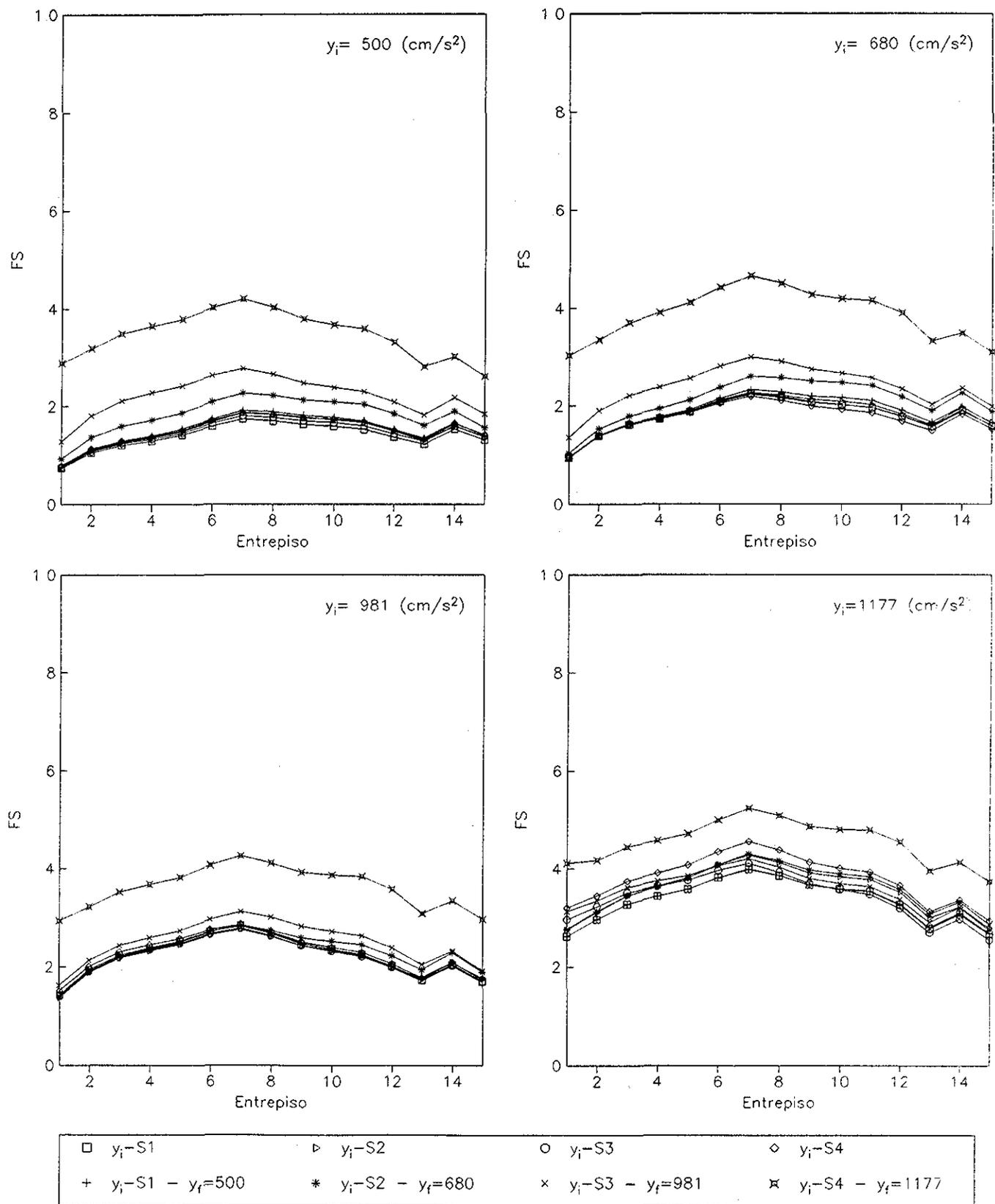


Fig 7 54.- Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif de 15 niveles,  $C=0.4$ , modelo bilineal  
 Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

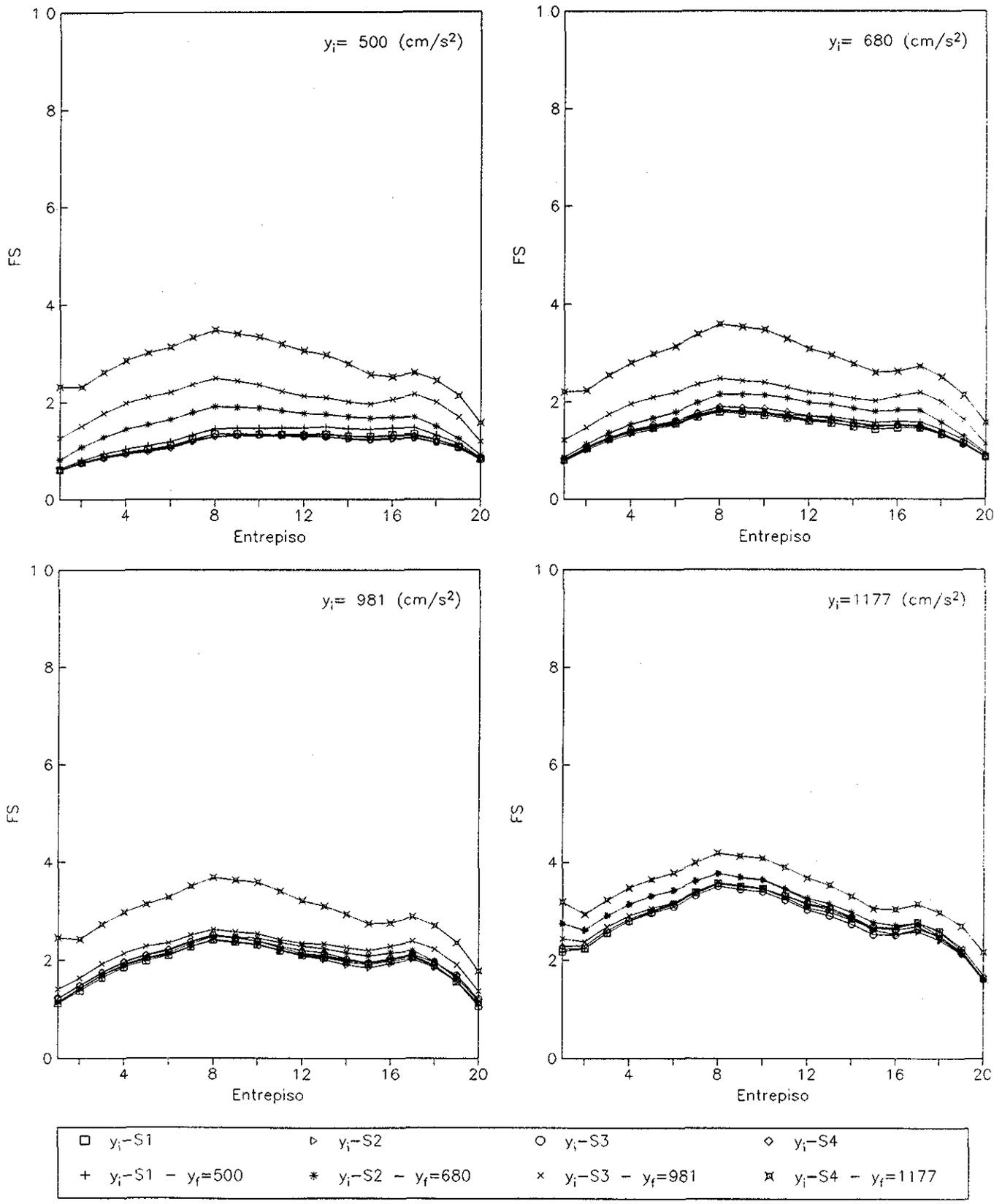


Fig 7 55.- Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif de 20 niveles,  $C=0.3$ , modelo bilineal  
 Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

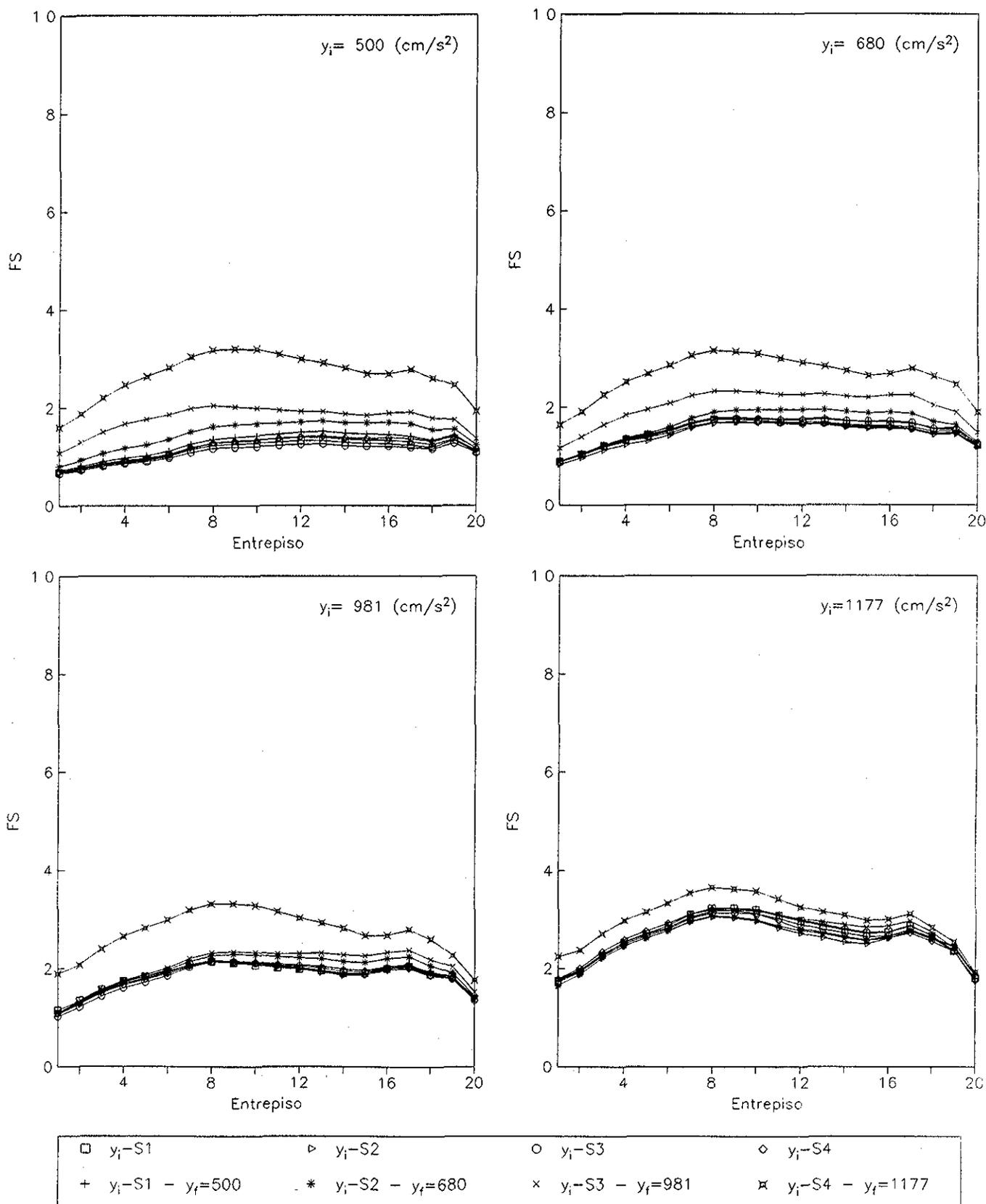


Fig 7.56 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif de 20 niveles,  $C=0.4$ , modelo bilineal  
 Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

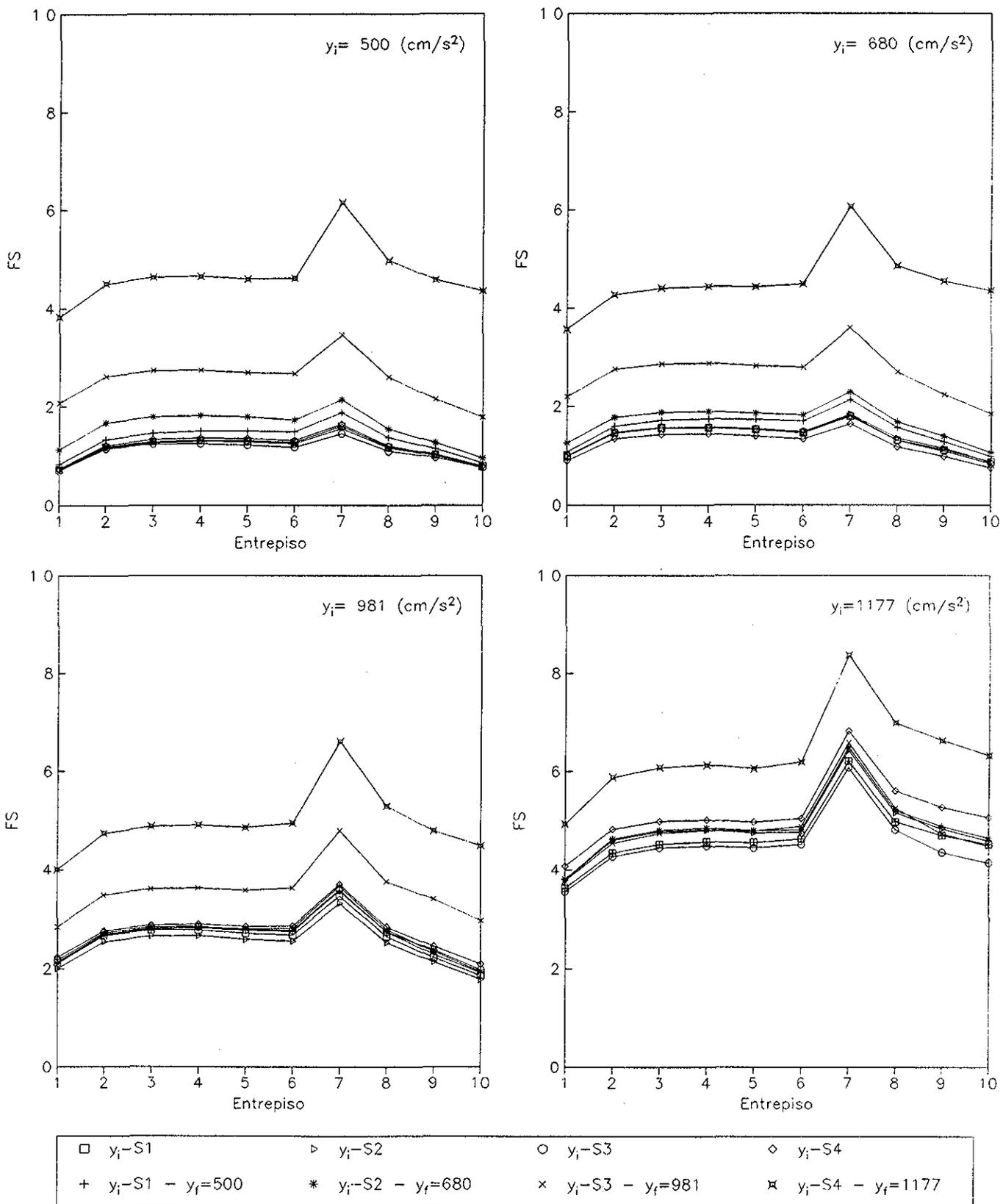


Fig 7.57 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif de 10 niveles,  $C=0.4$ , modelo de Takeda.  
 Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

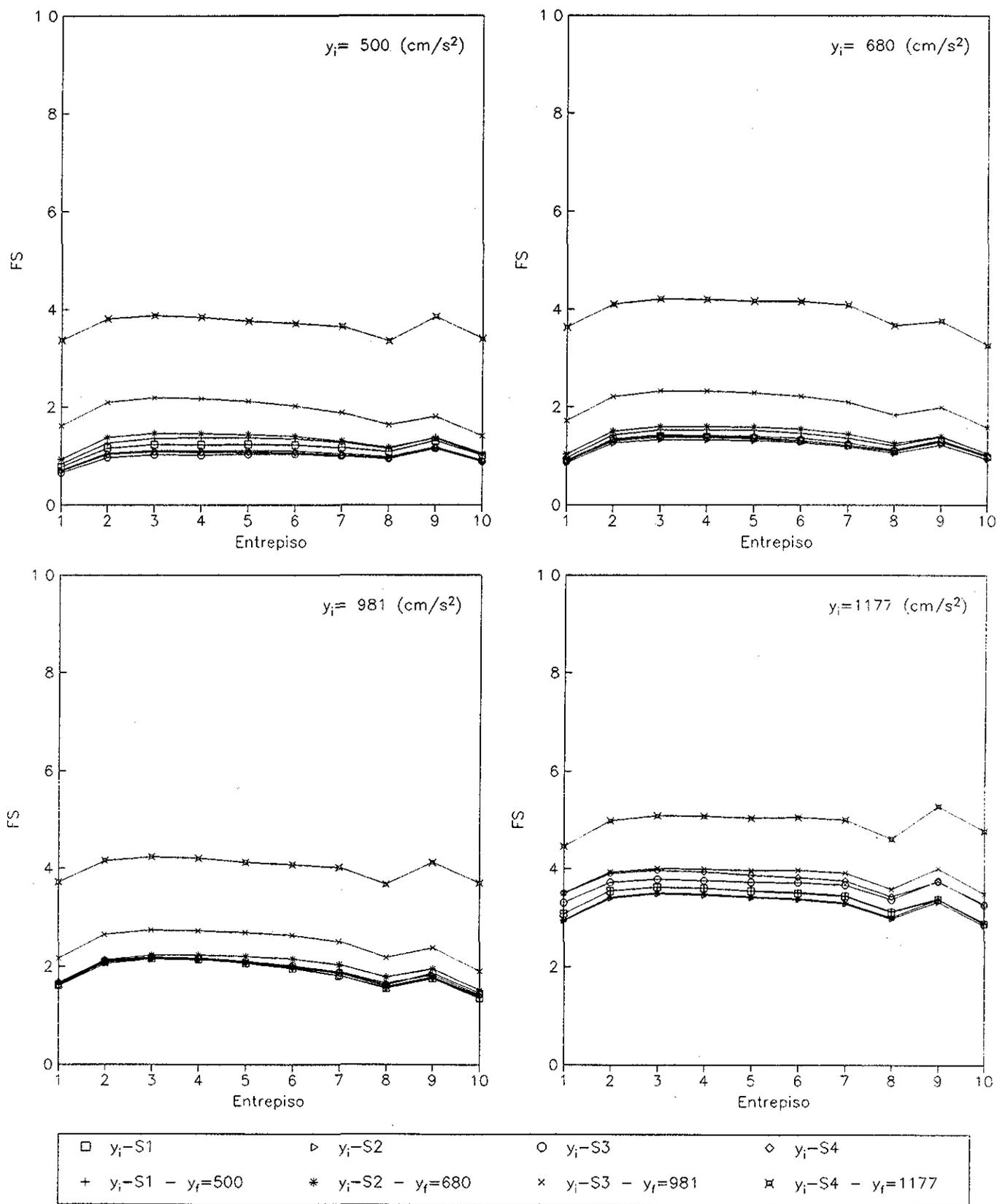


Fig 7 58 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif de 10 niveles,  $C=0.5$ , modelo de Takeda  
 Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso.

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

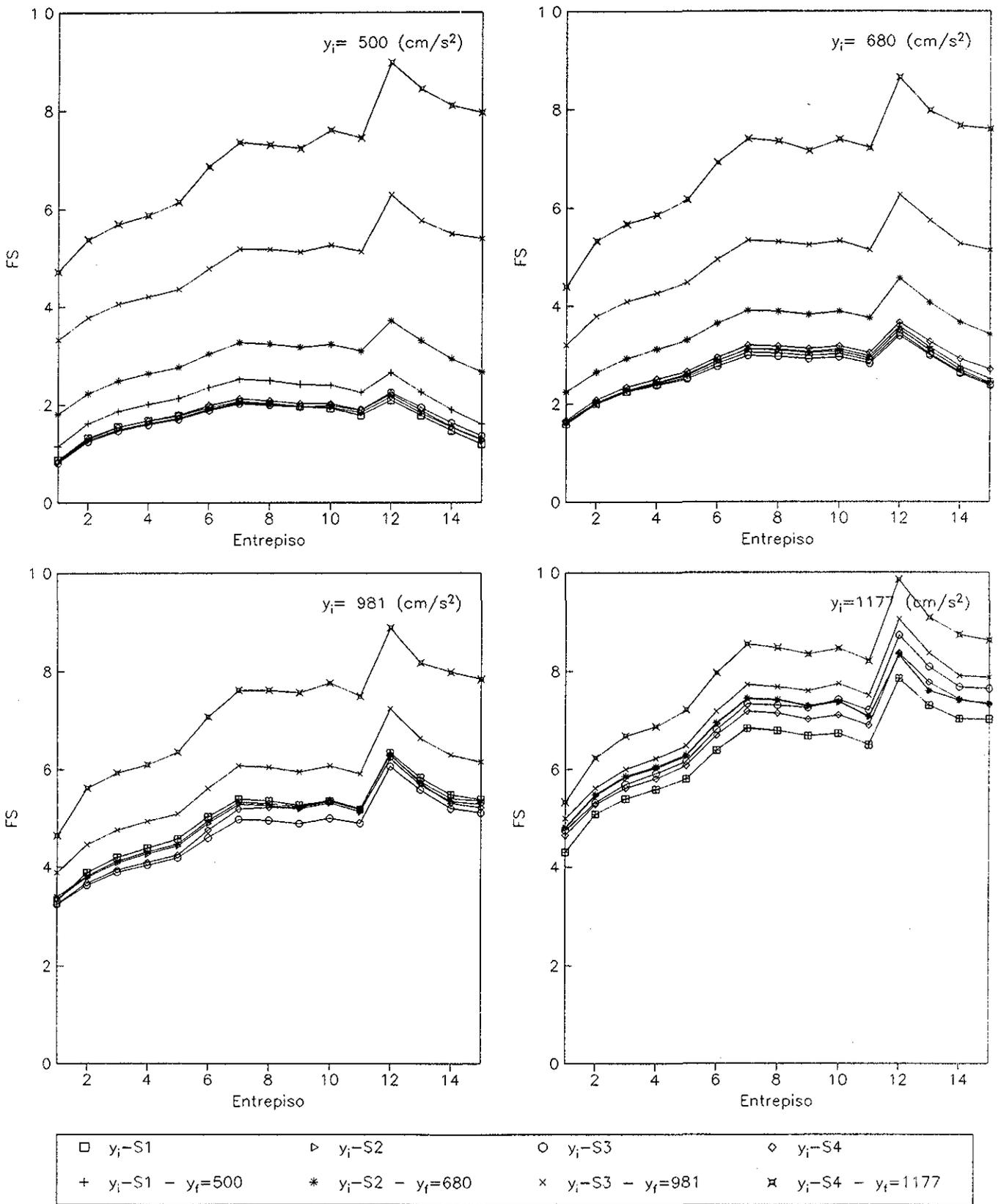


Fig 7.59 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif. de 15 niveles,  $C=0.3$ , modelo de Takeda  
 Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

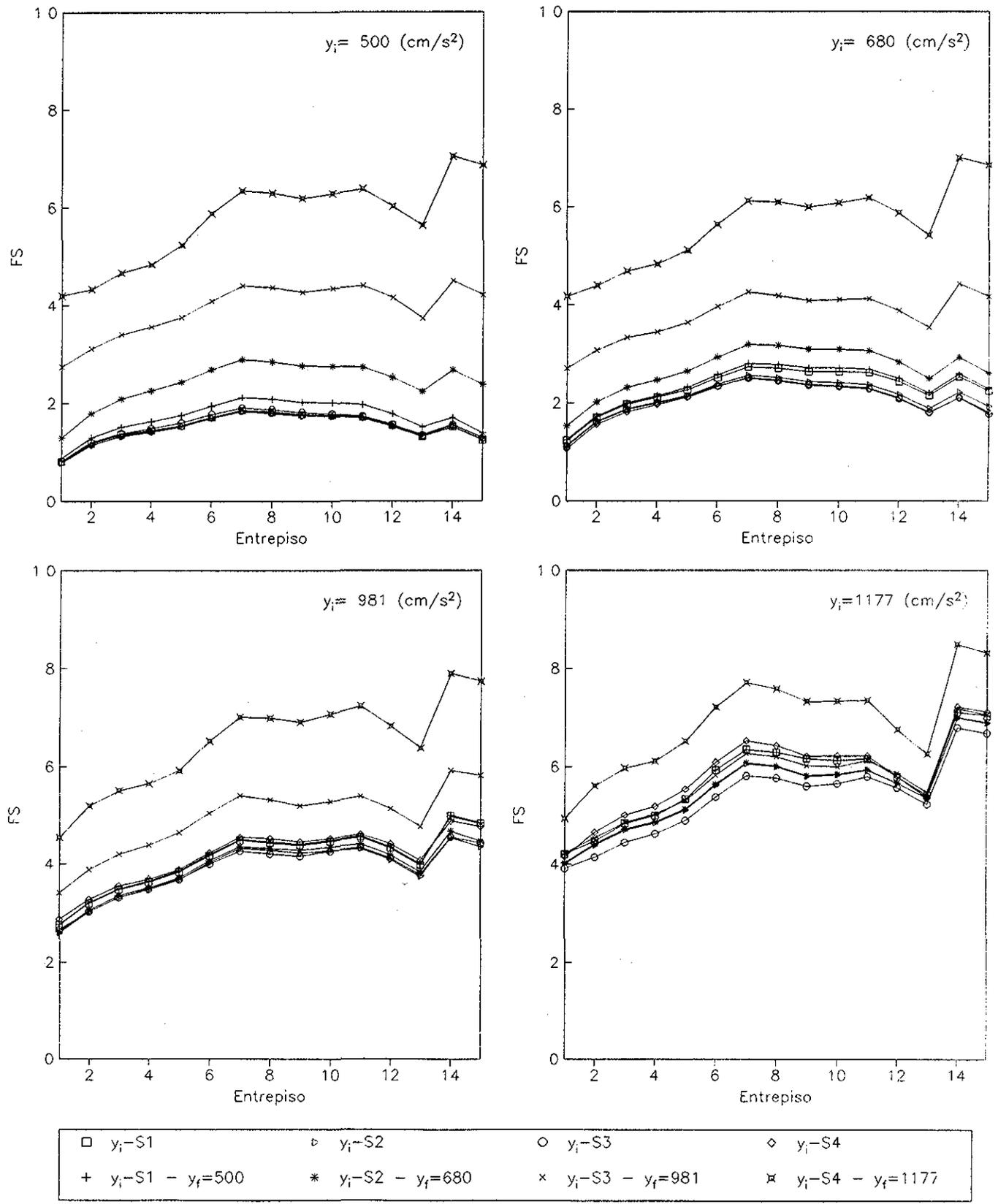


Fig 7 60 - Factor de seguridad (FS=1/q) esperado de entrepiso  
 Edif de 15 niveles. C=0.4. modelo de Takeda  
 Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

**TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN**

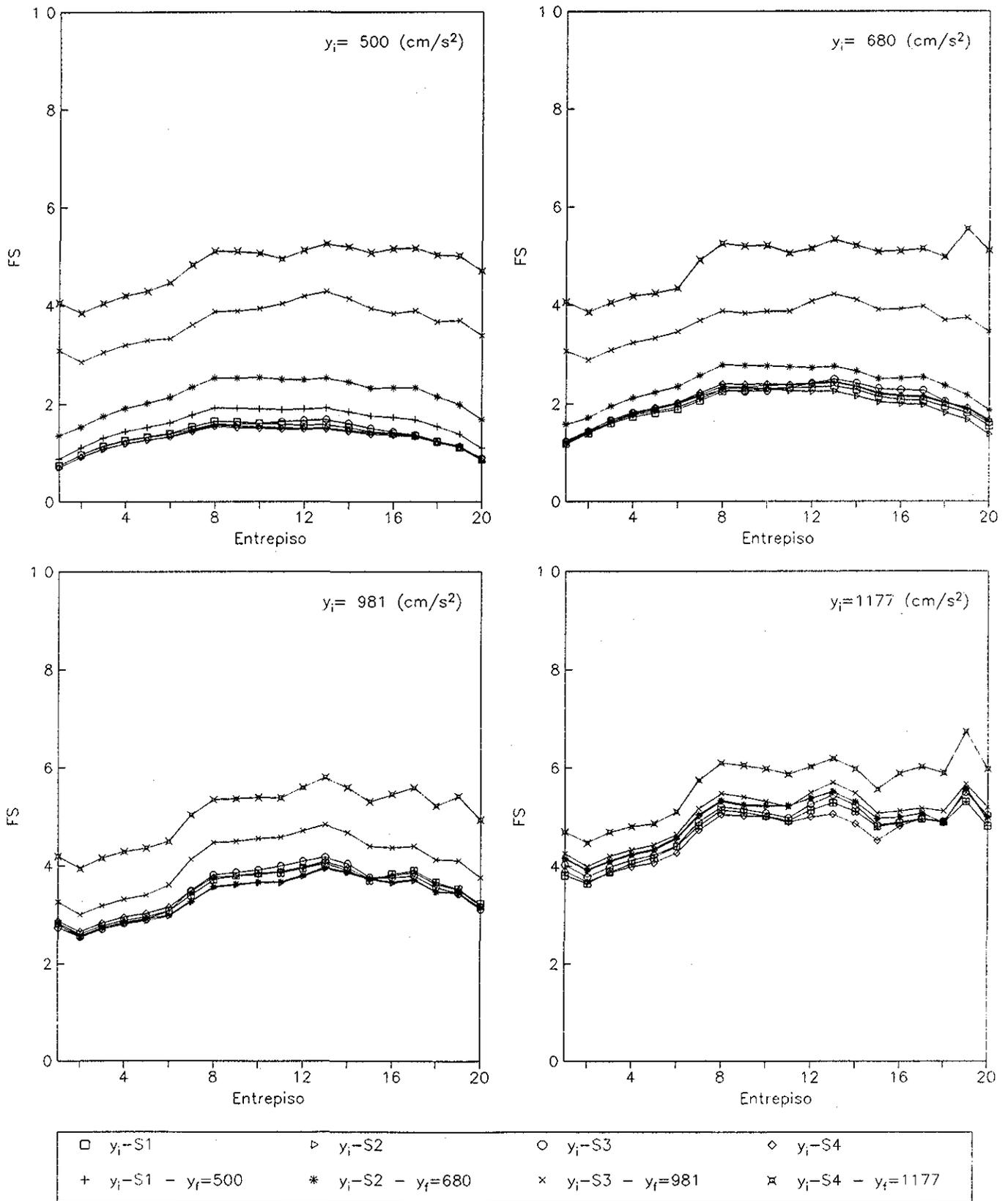
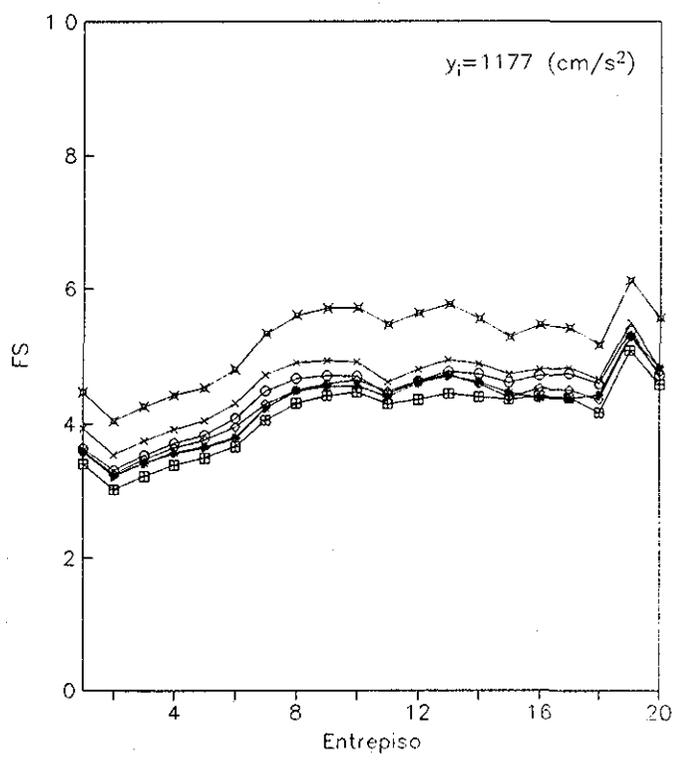
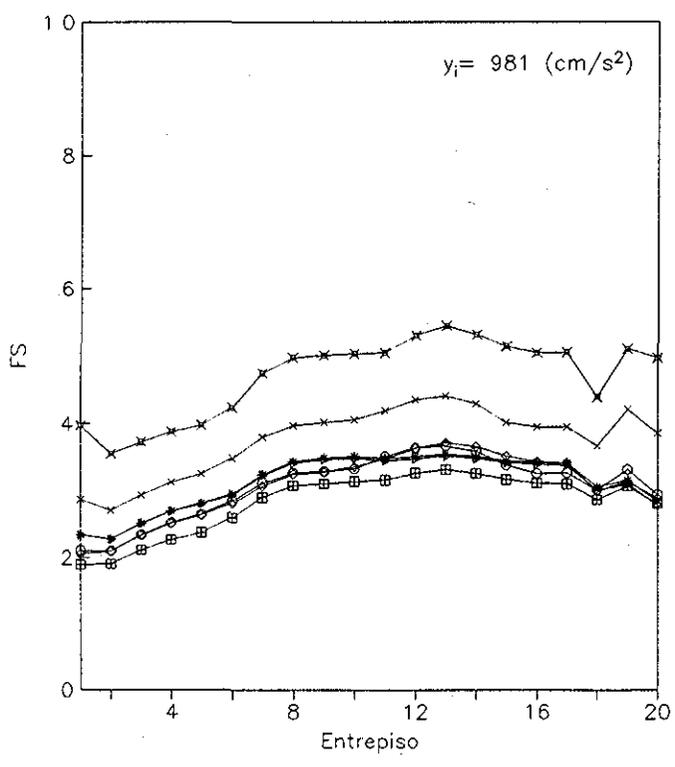
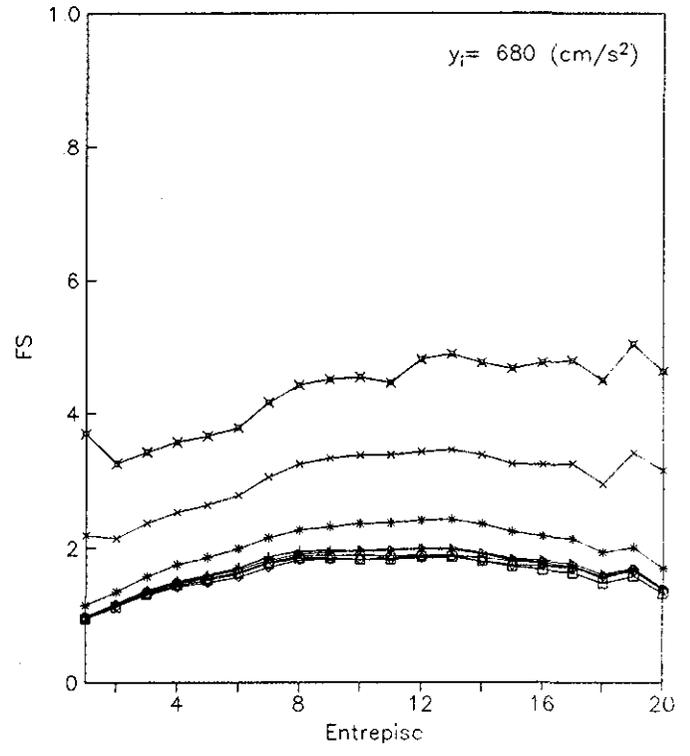
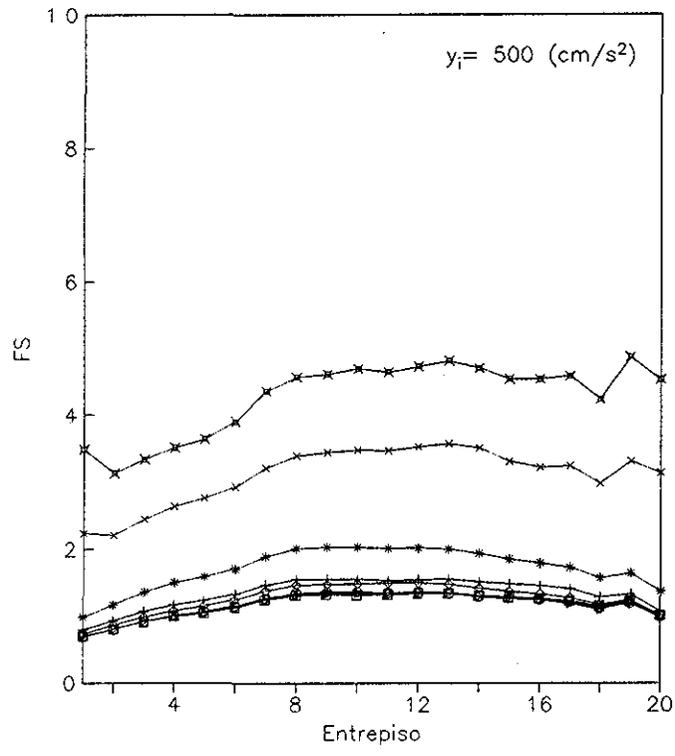


Fig 7.61 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif. de 20 niveles,  $C=0.3$ , modelo de Takeda  
 Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso



□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	⋈ $y_i-S4 - y_i=1177$

Fig 7 62 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso.  
 Edif de 20 niveles,  $C=0.4$ , modelo de Takeda  
 Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso.



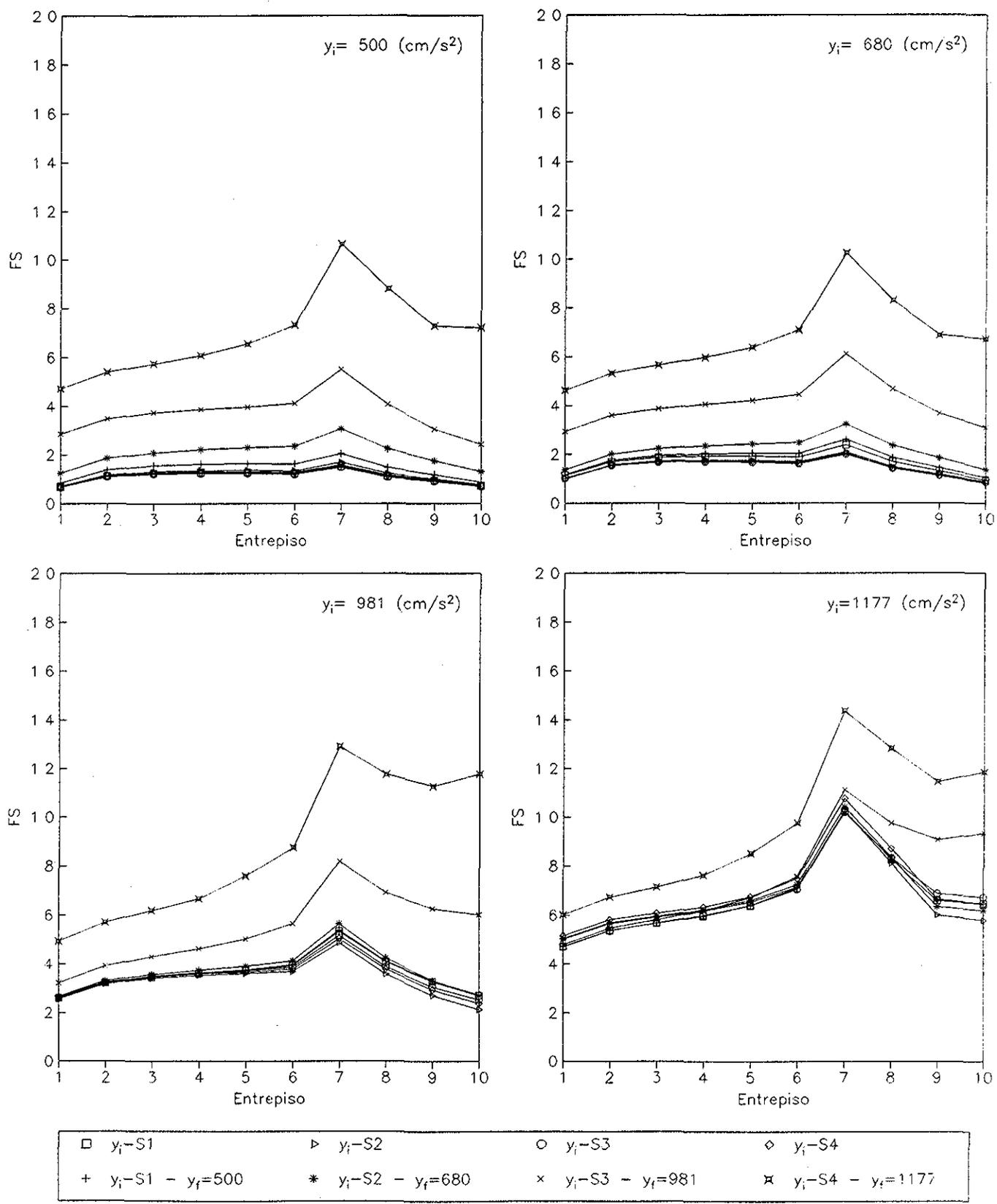
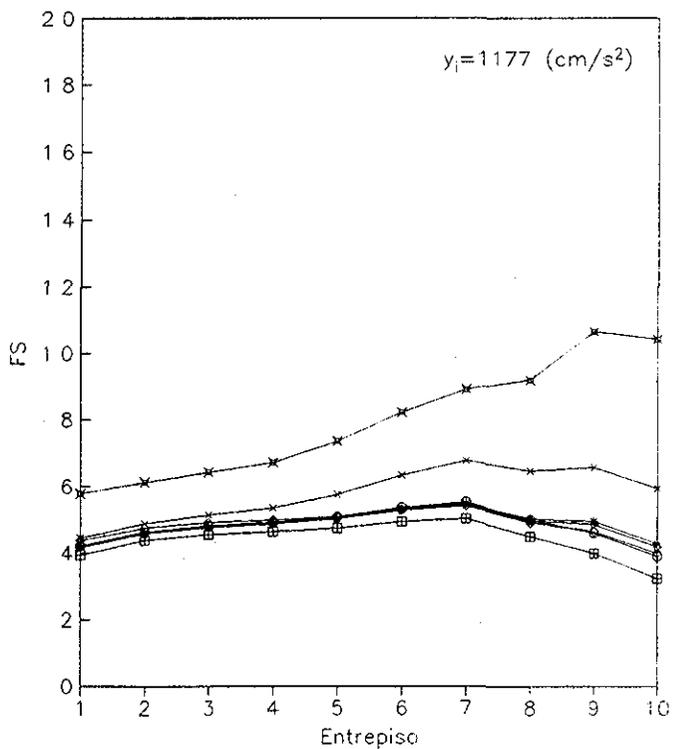
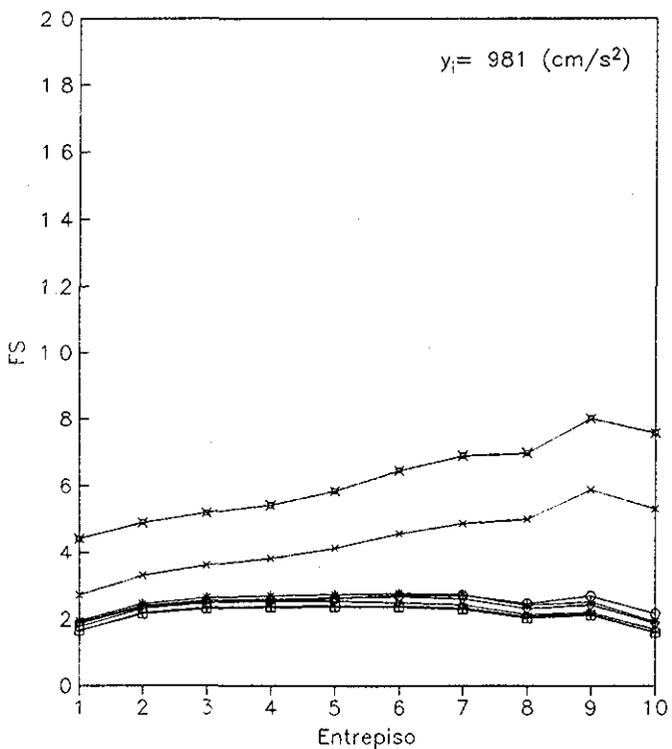
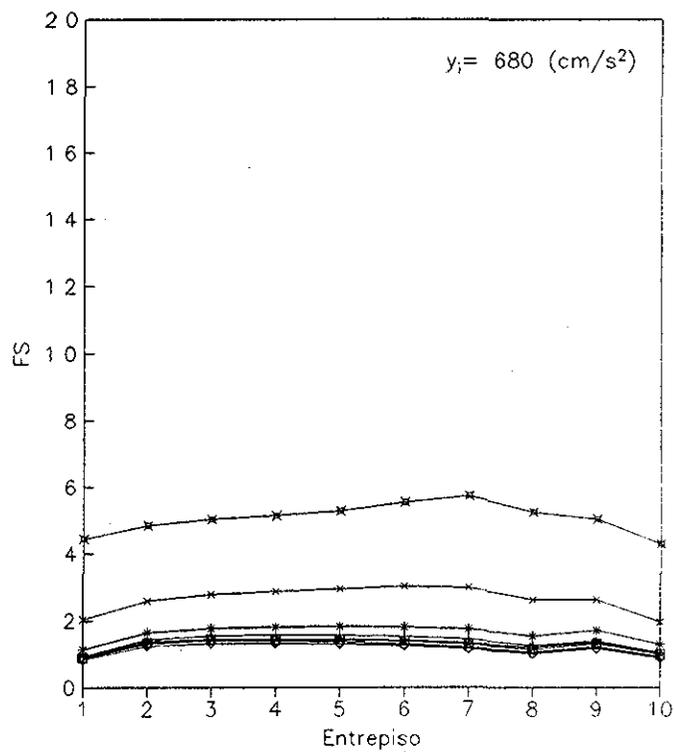
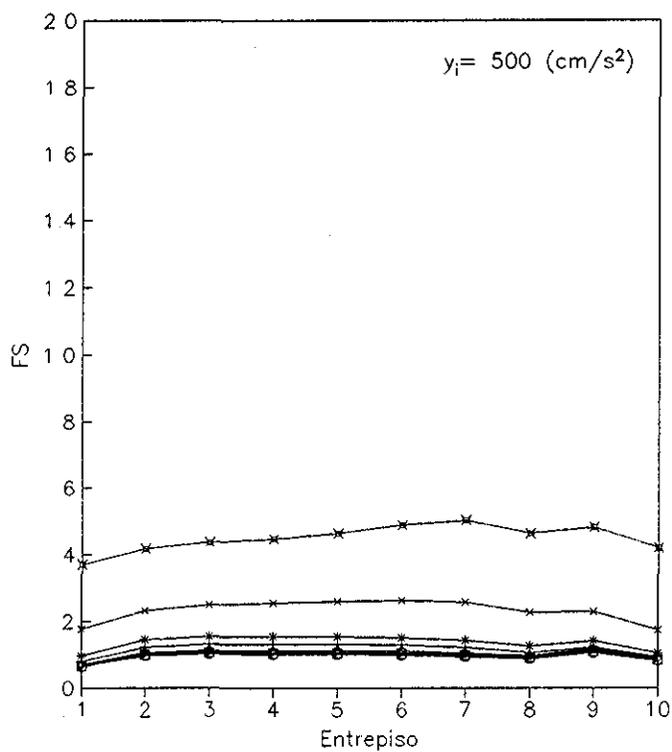


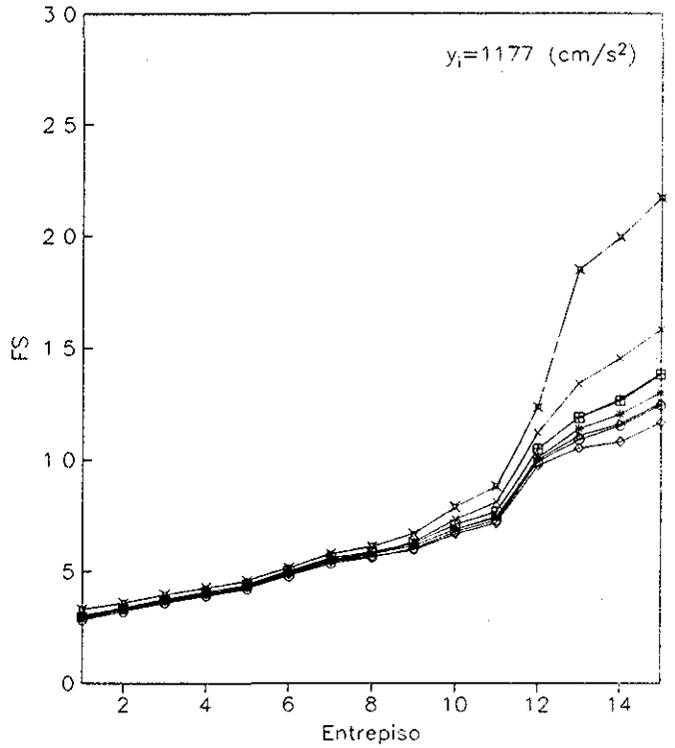
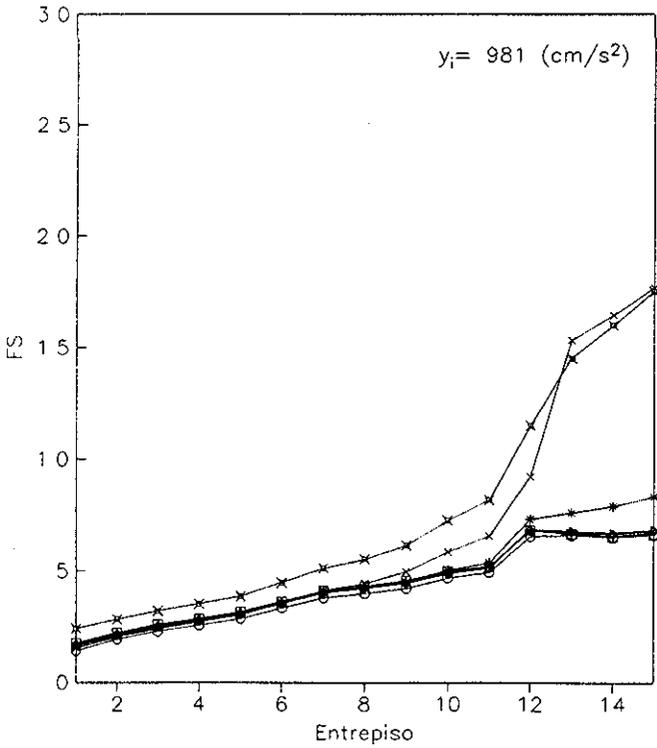
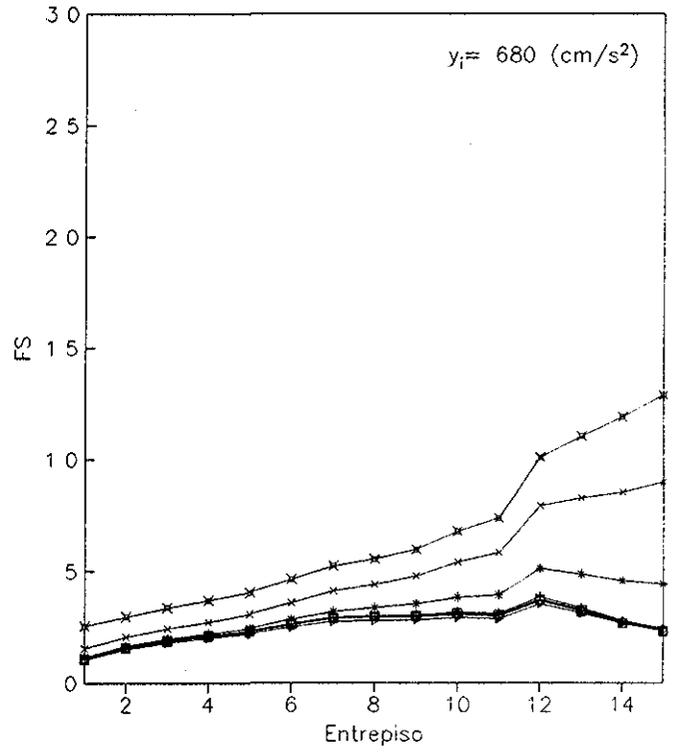
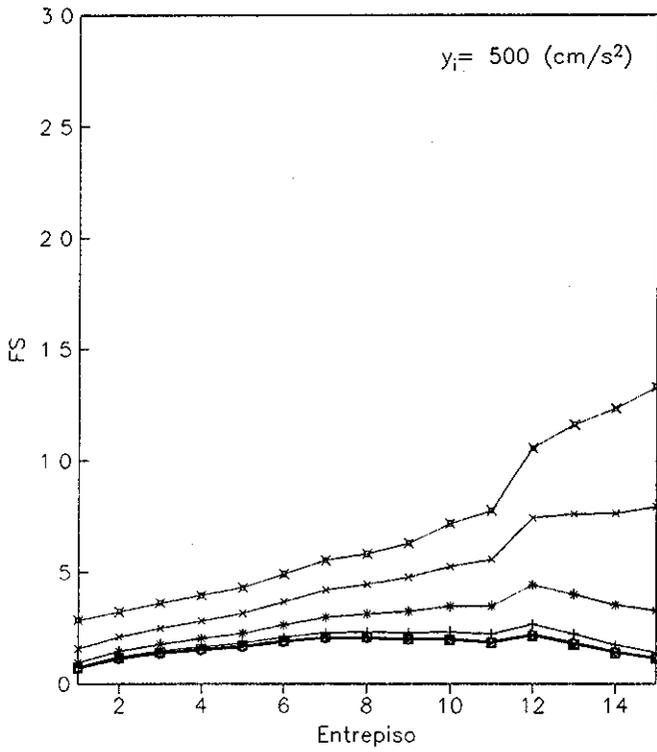
Fig 7 63.- Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif de 10 niveles,  $C=0.4$ , modelo con deterioro de resistencia  
 Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



□ $y_i$ -S1	▷ $y_i$ -S2	○ $y_i$ -S3	◇ $y_i$ -S4
+ $y_i$ -S1 - $y_i=500$	* $y_i$ -S2 - $y_i=680$	x $y_i$ -S3 - $y_i=981$	× $y_i$ -S4 - $y_i=1177$

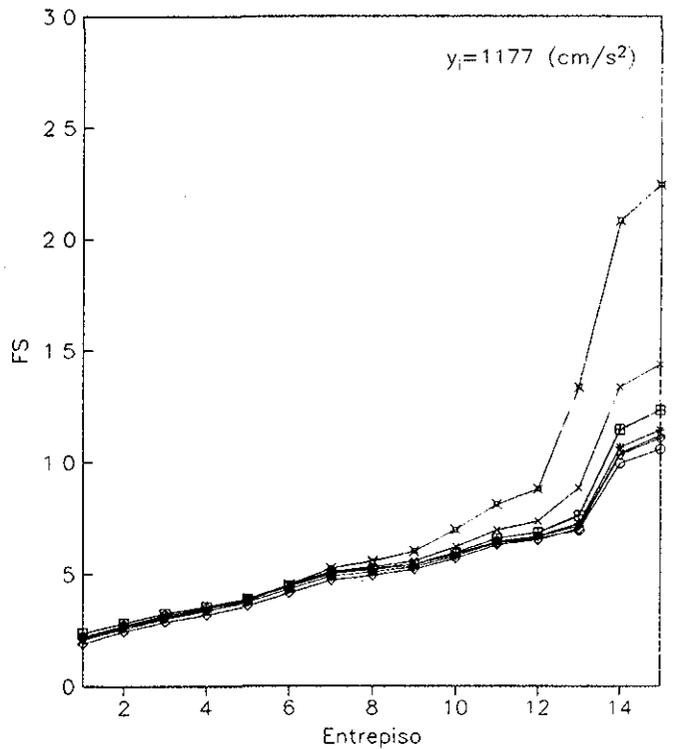
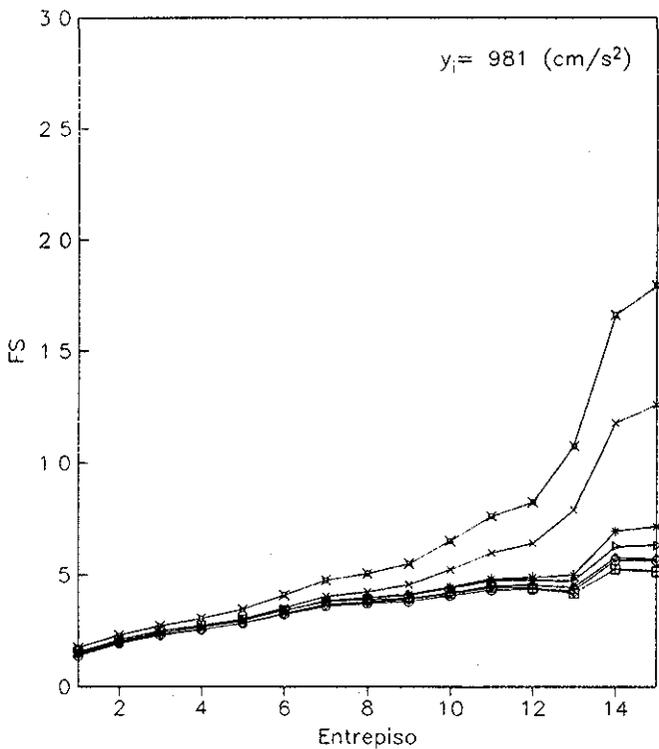
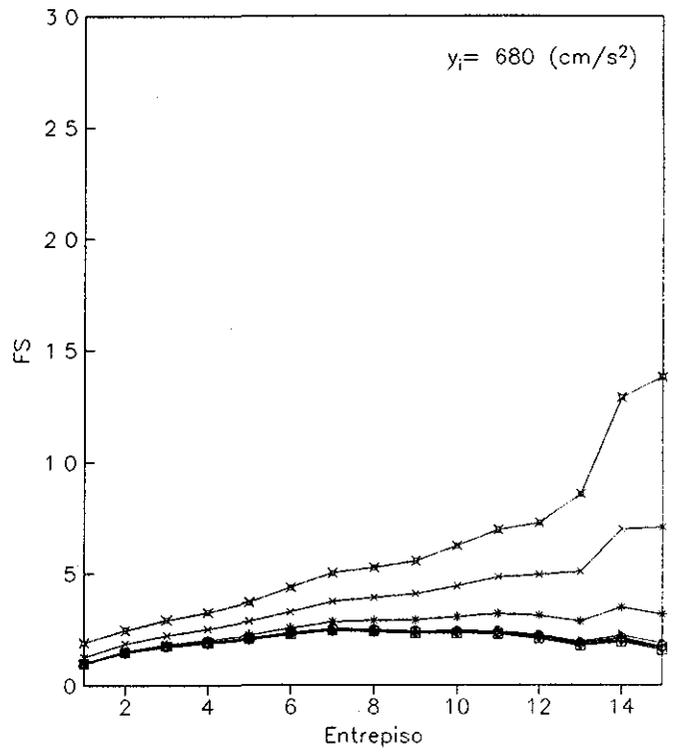
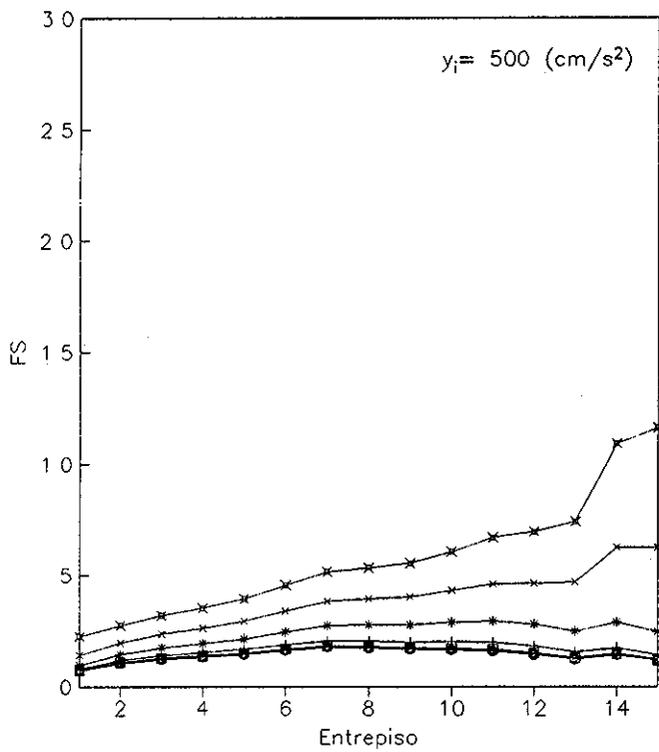
Fig 7 64.- Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif de 10 niveles,  $C=0.5$ , modelo con deterioro de resistencia  
 Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso



□ $y_i-S1$	▵ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	⊠ $y_i-S4 - y_i=1177$

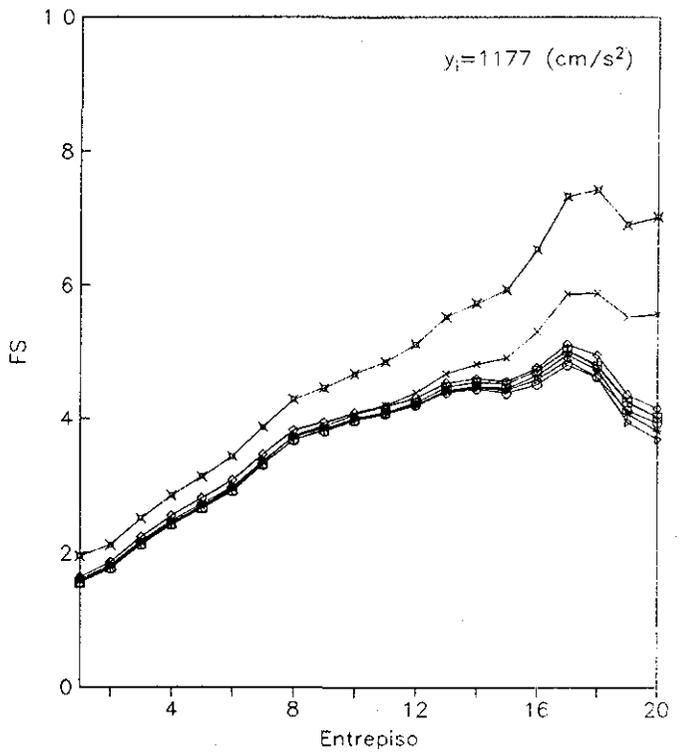
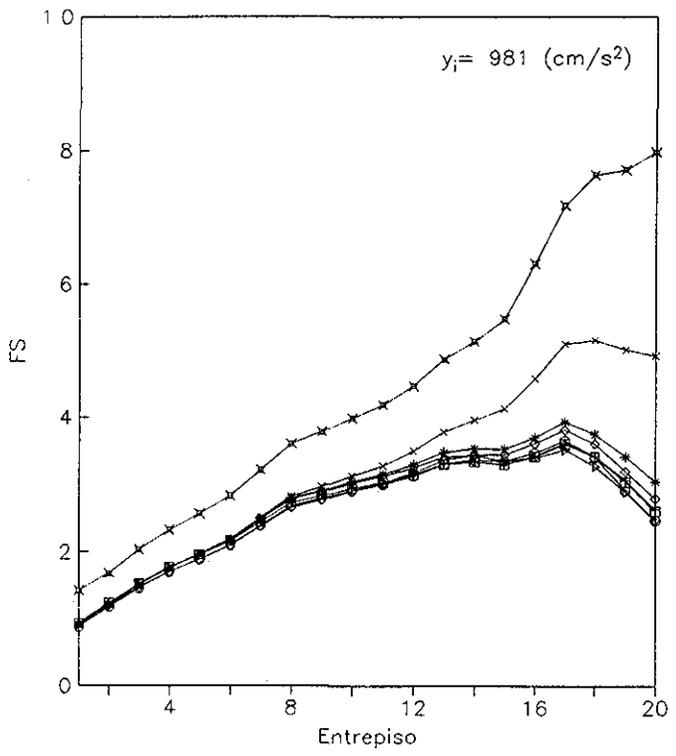
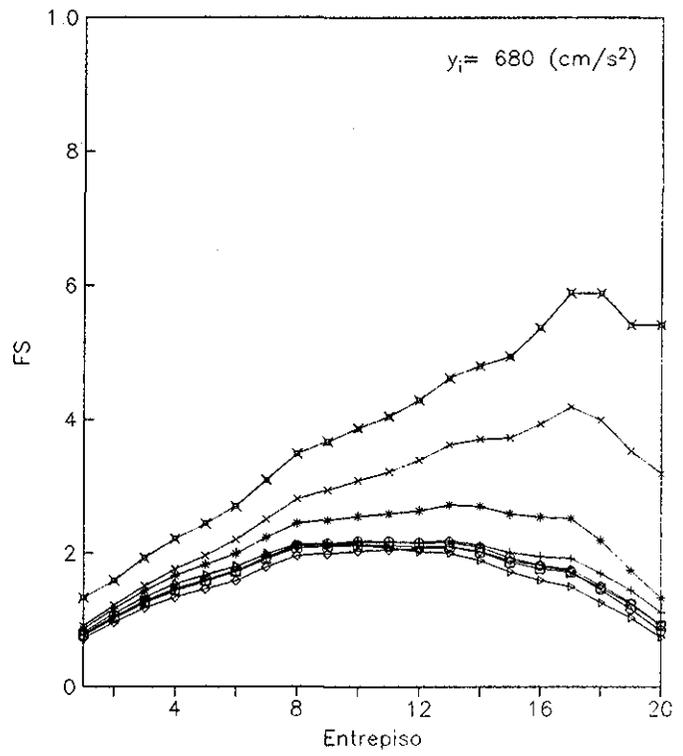
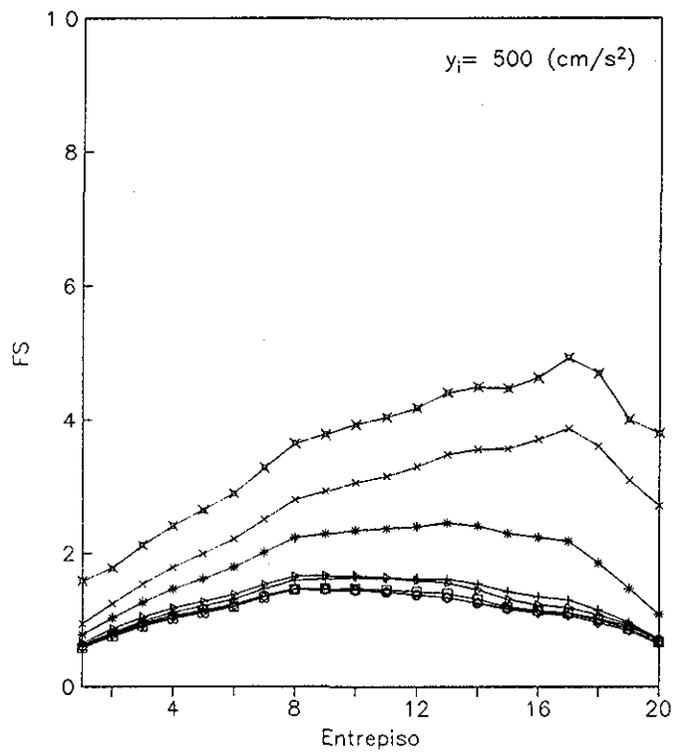
Fig 7 65 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif. de 15 niveles,  $C=0.3$ , modelo con deterioro de resistencia  
 Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_i=500$	* $y_i-S2 - y_i=680$	× $y_i-S3 - y_i=981$	⊠ $y_i-S4 - y_i=1177$

Fig 7 66 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso.  
 Edif. de 15 niveles,  $C=0.4$ , modelo con deterioro de resistencia  
 Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso



□ $y_i-S1$	▷ $y_i-S2$	○ $y_i-S3$	◇ $y_i-S4$
+ $y_i-S1 - y_f=500$	* $y_i-S2 - y_f=680$	× $y_i-S3 - y_f=981$	⊠ $y_i-S4 - y_f=1177$

Fig 7.67 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso  
 Edif de 20 niveles,  $C=0.3$ , modelo con deterioro de resistencia  
 Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

**TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN**

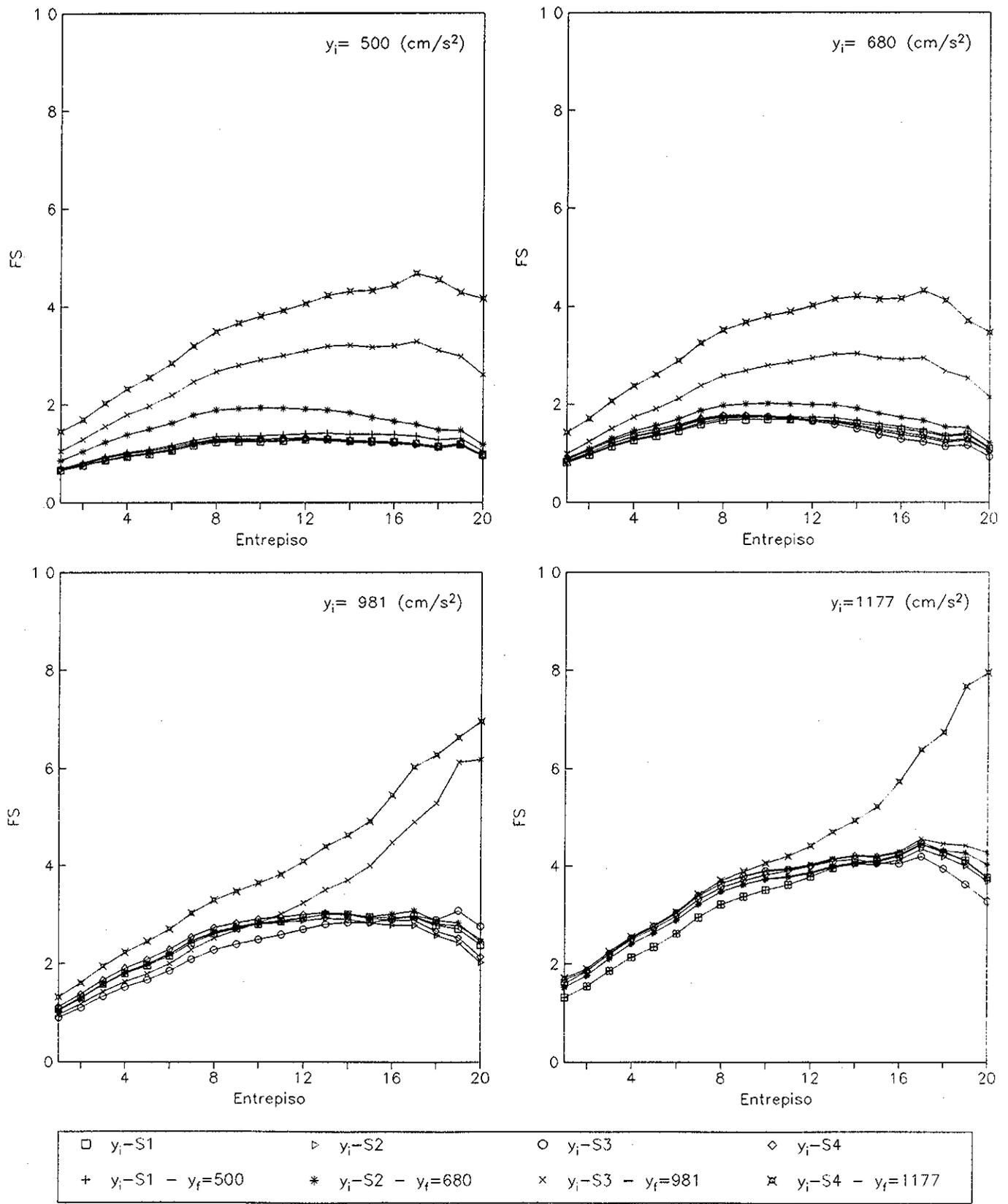


Fig 7 68 - Factor de seguridad ( $FS=1/q$ ) esperado de entrepiso. Edif de 20 niveles,  $C=0.4$ , modelo con deterioro de resistencia Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

## 7.2 Funciones de daño

En esta parte del trabajo se desarrollan funciones de daño acumulado a partir de los resultados que se obtienen con el procedimiento descrito en el subcapítulo 3.2

El índice de daño que define las condiciones de funcionamiento de la estructuras es el índice de daño global dado por la ec 3.3

$$Q = \ln(\min(q_i)) = \ln\left(\min\left(\frac{X_{Fi}}{X_{\max i}}\right)\right) \quad i=1,2, \dots, n$$

El valor de este índice para casos prácticos varía entre 0.0 y  $\infty$ . Valores altos significan un comportamiento elástico de la estructura y 0.0 significa que la estructura ha fallado al alcanzar la deformación de falla en algún entrepiso

Las funciones que se proponen relacionan al daño final en la estructura,  $Q_f$ , después de ser sometida a un evento sísmico de una intensidad,  $y$ , dado que se tenía un daño inicial,  $Q_i$

Las funciones de daño acumulado se ajustan para los resultados que se obtienen con los dos criterios de cálculo de la deformación de falla de entrepiso que se estudian (ec 7.1 y ref 30). Para el caso de las deformaciones de falla de entrepiso calculadas con las distribuciones de probabilidades de la ref. 30, únicamente se ajustan funciones de daño para el caso de las estructuras con comportamiento de deterioro de resistencia.

### 7.2.1 Relaciones $Q_i$ - $Q_f$

Las figuras 7.69 a 7.89 muestran las gráficas de las relaciones  $Q_i$ - $Q_f$  que se obtuvieron con el análisis sísmico dinámico de todos los casos simulados para cada variable estudiada (número de niveles, coeficiente de diseño sísmico, comportamiento histerético de los elementos estructurales e intensidad sísmica); esto para el primer criterio con el que se calcularon las deformaciones de falla de entrepiso (ec 7.1). Las figuras 7.111 a 7.116 hacen lo propio para el segundo criterio. Estas relaciones se presentan en forma dispersa identificando los resultados para cada intensidad sísmica de análisis con una simbología distinta, y refiriéndose a ellos en las figuras con el término "Datos  $y_i$ ,  $i=1, \dots, 4$ ". Estas cuatro intensidades fueron definidas en el capítulo 6.

Las figuras se presentan en dos partes. En la parte (a) se presentan los resultados obtenidos en sistemas que no habían sido previamente sometidos a sismo (daño nulo), en los cuales el índice de daño inicial  $Q_i$  es igual a infinito. El daño final en estos sistemas se definió como  $Q_0$  y es dependiente únicamente de la intensidad sísmica. En la parte (b) de las figuras se presenta el daño alcanzado por sistemas con un cierto índice de daño inicial  $Q_i \neq \infty$ .

En las gráficas se presentan casos en que el valor del índice de daño ( $Q_0$  o  $Q_f$ ) toma valores menores que cero; estos corresponden a sistemas que han fallado. En forma rigurosa, el mínimo valor que debería tomar  $Q$  es cero, sin embargo, excepto para el caso del modelo con deterioro de resistencia, los otros modelos de comportamiento de los elementos estructurales no tienen un límite de deformación, y el análisis puede continuar aun cuando estos elementos tengan deformaciones mucho mayores a las que pueden ser capaces de soportar. En el caso del modelo con deterioro de la resistencia, aún cuando se tiene un límite de deformación y un deterioro de rigidez y resistencia en los elementos estructurales que lleva a la estructura a la falla en algún entrepiso, el análisis de ésta puede continuar un tiempo más, y aún llegar al final del temblor, mientras que no se presenten inestabilidades numéricas en la solución del problema de análisis sísmico. Además, el límite de deformación que se le asigna a cada entrepiso no significa necesariamente que el sistema ya no pueda soportar más deformaciones, ya que este límite se ha tomado en el caso del primer criterio de deformación de falla en los entrepisos, a partir de expresiones teóricas que no implican rigurosamente que el sistema no pueda tomar más carga o deformación. En el caso del segundo criterio de deformación de falla, la forma en que se calcula esta deformación en los entrepisos no necesariamente es única, ya que el comportamiento global puede permitir que ésta alcance valores mayores a los que se establecen como de falla. De acuerdo con lo anterior, se consideró adecuado utilizar también, sin alterar su valor, los casos de  $Q$  menores que cero, con el fin de permitir una mayor facilidad en el ajuste de las funciones de daño.

Del análisis de los resultados observados en forma dispersa en las figuras ya descritas, y de las condiciones de frontera propias de la naturaleza del estudio realizado, se propone, para relacionar a  $Q_i$  y  $Q_f$ , una función continua del tipo:

$$\bar{Q}_f = \frac{[Q_i + Q_0 - by^{10}] - \sqrt{[Q_i + Q_0 - by^{10}]^2 - 4\{Q_0(Q_i + by^{10}) - [(1+a)y + by^{10}][ay]\}}}{20} \quad (7.3)$$

donde:

$$Q_0 = 1 - P_1 \ln(P_2 y) \quad (7.4)$$

$Q_i$  - Índice de daño inicial

$\bar{Q}_f$  - Índice de daño final medio

$y$  - Intensidad sísmica normalizada respecto a  $g=981 \text{ cm/s}^2$

$Q_0$  - Índice de daño final en estructuras sin daño inicial

$a, b, P_1, P_2$  - Constantes de ajuste

La expresión anterior representa el daño final medio,  $\bar{Q}_f$ , de los sistemas estructurales dada una intensidad sísmica,  $y$ , y un daño inicial,  $Q_i$ . Para el cálculo de  $Q_0$  se utilizaron los resultados de estructuras con condición inicial de daño nula.

Asociados a cada grupo de puntos, en las mismas figuras 7 69 a 7 89, y 7 111 a 7 116, se presentan las curvas de ajuste obtenidas en este trabajo. La simbología utilizada es la misma que la que se utilizó para presentar los resultados en forma dispersa para cada una de las distintas intensidades. Estas curvas cumplen con las siguientes condiciones:

- La curva es asintótica por abajo de la recta  $Q_f=Q_i$ . Esto significa que después de un evento sísmico, el índice de daño  $Q_f$  no puede ser mayor al índice  $Q_i$ . En otras palabras, la ductilidad máxima demandada por una estructura después de un sismo no puede ser menor a la que se tenía antes del mismo.
- Para  $Q_i=\infty$ , el daño final  $\bar{Q}_f$  debe tender al valor de daño  $Q_0$  dado por (7.4) en estructuras sin daño inicial.
- Conforme la intensidad tiende a cero, la relación  $Q_i-Q_f$  tiende a la recta  $\bar{Q}_f=Q_i$ .

La expresión 7.3 para  $\bar{Q}_f$ , considerada para satisfacer las condiciones anteriores, es en realidad bastante complicada, pero se eligió de esta forma principalmente para que cumplieran ciertos comportamientos o tendencias que estuvieran de acuerdo con las variaciones esperadas de esta función, según los valores que tomen las diferentes variables que intervienen (principalmente la variación con la intensidad). Se trató de utilizar una expresión más sencilla que fuera más práctica para su aplicación, sin embargo, la misma sencillez de las expresiones que se probaron impedía encontrar una forma general que representara el comportamiento que se esperaba debería de mostrar. Por lo anterior, en el estudio se optó por mantener la expresión propuesta enfatizando lo deseable que resulta continuar buscando alguna ecuación más sencilla que simplifique la aplicación de estos resultados.

### 7.2.2 Relaciones $Q_i-\sigma^2 Q_f$

De las curvas  $\bar{Q}_f$  que se ajustan a los resultados se obtienen, además, los errores cuadráticos,  $E^2 Q_0$  y  $E^2 Q_f$ .  $E^2 Q_0$  es el error cuadrático de la población con daño inicial nulo ( $Q_i \approx \infty$ ) con respecto a  $\bar{Q}_0$ , y  $E^2 Q_f$  es el error cuadrático en el ajuste del daño final de una población con daño inicial  $Q_i$  con respecto a  $\bar{Q}_f$ . Como en el caso de los índices de daño  $Q_0$  y  $Q_i$ , y para sistemas con deformaciones de falla de entrepiso obtenidas con el primer criterio, en las figuras 7.90 a 7.110 se presentan, para todos los casos simulados de las diferentes variables estudiadas, las dispersiones de  $E^2 Q_0$  y  $E^2 Q_f$  respecto a la intensidad  $y$  y el daño inicial  $Q_i$ , respectivamente. De igual forma, se presentan en las figuras 7.117 a 7.122 los resultados obtenidos con el segundo criterio. Para facilidad en el análisis de estas figuras la simbología y terminología usada en ellas es la misma que la que se utilizó en las gráficas de  $Q_0$  y  $Q_f$ .

Para los resultados obtenidos, se trató en un primer intento de encontrar relaciones del error cuadrático con respecto al daño inicial y la intensidad sísmica, tomando en cuenta la variación de estos resultados (mostrados en las figuras 7 90 a 7 110 y 7 117 a 7 122), y el cumplimiento de las condiciones de comportamiento esperadas. Lo anterior llevó a establecer relaciones cuyas expresiones fueron nuevamente bastante complicadas como en el caso del valor medio. Además, fue difícil encontrar una expresión que relacionara en forma adecuada a las variables que intervienen en el problema, ya que los intentos llevaron a obtener resultados finales que eran incongruentes con lo que se podía esperar del comportamiento de las estructuras, y que se atribuyen principalmente al tamaño reducido de la muestra de valores que se utiliza

De acuerdo con lo anterior, se optó por hacer un ajuste más simple del valor medio del error cuadrático del  $Q_f$  (varianza,  $\sigma^2 Q_f$ ). Se consideró que este era constante para cualquier valor de  $Q_i$ , y solo se tomó como dependiente de la intensidad sísmica. El ajuste se hizo tomando en conjunto tanto los datos en donde no existe daño inicial, como aquellos en que la estructura ha sido previamente dañada. Es claro que un ajuste de este tipo no permite considerar aspectos que pueden ser importantes en el comportamiento real de  $\sigma^2 Q_f$

Se presentaron también algunas dificultades para definir la variación de la varianza,  $\sigma^2 Q_f$ , respecto a la intensidad sísmica, ya que la variación de los valores muestrales no es la misma para todos los casos, con lo que no puede decirse que exista una tendencia definida en la relación  $y-\sigma^2 Q_f$ . Sin embargo, a fin de contar con un criterio para el cálculo de  $\sigma^2 Q_f$ , se optó por utilizar una expresión que reflejara la tendencia que más prevalece en los resultados obtenidos, ajustando finalmente una expresión del tipo:

$$\sigma^2 Q_f = c y^d \tag{7.5}$$

donde  $y$  es la intensidad sísmica y  $c$  y  $d$  son los parámetros de ajuste

Análogamente a  $\bar{Q}_f$ , las curvas de ajuste para  $\sigma^2 Q_f$  se presentan en las mismas gráficas (y con la misma simbología y terminología) que se utilizaron para representar las relaciones  $Q_i-E^2 Q_f$  (figuras 7 90 a 7 110 para el primer criterio de deformaciones de falla de entrepiso y figuras 7 117 a 7 122 para el segundo). En este caso las curvas solo se presentan en la parte (a) de las figuras para la variación de  $\sigma^2 Q_f$  respecto a la intensidad sísmica, y, ya que de acuerdo con las consideraciones ya señaladas, los valores dados por estas curvas se mantendrían constantes respecto al daño inicial,  $Q_i$ , y por razones de claridad no se consideró incluir estas curvas en la parte (b) de las figuras

Los valores obtenidos de los parámetros de ajuste de las expresiones para  $\bar{Q}_f$  y  $\sigma^2_{Q_f}$  se sintetizan en las tablas 7.4 y 7.5, para el primero y segundo criterio de capacidad de deformación, respectivamente. Para el ajuste se hizo uso de un programa de regresión no lineal multivariable

Modelo	No de Niveles	C	Relación $Q_i-Q_F$				Relación $y-\sigma^2_{QF}$	
			$P_1$	$P_2$	a	b	c	d
BILINEAL	10	0.3	1.528424	1.695264	0.007274	-0.108282	0.171060	1.247161
		0.4	1.417948	1.317319	0.011327	-0.104096	0.153578	1.378518
		0.5	0.991864	0.998759	0.019164	-0.047311	0.142597	1.189965
	15	0.3	1.281781	1.890815	0.016440	-0.069465	0.093281	1.320274
		0.4	1.107109	1.605219	0.012356	-0.034381	0.092339	1.315549
	20	0.3	1.098111	1.980459	0.008039	-0.049307	0.081630	1.078060
0.4		1.017730	1.601509	0.007551	-0.040795	0.077182	0.738626	
IAKEDA	10	0.3	1.583178	2.186747	0.030016	-0.088405	0.145153	0.249690
		0.4	1.492535	1.684504	0.027890	-0.081473	0.155015	0.645081
		0.5	1.344090	1.323561	0.036131	-0.065694	0.155951	1.173139
	15	0.3	1.523163	2.494687	0.027574	-0.000001	0.104126	0.390212
		0.4	1.478830	1.971205	0.031735	0.000000	0.096890	0.553772
	20	0.3	1.434648	2.608608	0.016139	-0.093646	0.090936	0.180963
0.4		1.473585	1.986326	0.026842	-0.055361	0.092072	0.639741	
CON DETER DE RESISI.	10	0.3	1.792539	2.362462	0.113058	-0.200000	0.127778	0.000001
		0.4	2.000831	1.725513	0.084520	-0.124188	0.148385	0.036331
		0.5	1.748675	1.401983	0.065633	-0.126039	0.186287	0.810983
	15	0.3	1.675037	2.354710	0.068058	-0.140000	0.118800	1.006296
		0.4	1.679406	1.865737	0.069573	-0.130000	0.127993	1.003203
	20	0.3	1.224286	2.651141	0.021104	-0.075124	0.086847	0.724001
0.4		1.312510	1.951213	0.024293	-0.075080	0.091040	0.887666	

Tabla 7.4.- Parámetros de ajuste para las relaciones  $Q_i-Q_F$  y  $Q_i-\sigma^2_{QF}$  (Primer Criterio)

Modelo	No De Niveles	C	Relación $Q_i-Q_F$				Relación $y-\sigma^2_{QF}$	
			$P_1$	$P_2$	a	b	c	d
CON DETER DE RESIST	10	0.4	2.220644	1.184982	0.186386	0.000000	0.143953	0.134939
		0.5	1.759503	0.905538	0.088001	-0.114839	0.164333	1.226857
	15	0.3	1.877449	1.461894	0.158773	-0.048574	0.086671	2.078443
		0.4	2.043410	1.292699	0.140888	-0.136282	0.133283	1.877189
	20	0.3	1.368373	1.042042	0.074908	-0.040889	0.045644	1.457704
		0.4	1.455238	0.967789	0.045047	-0.074891	0.072108	1.602957

Tabla 7.5.- Parámetros de ajuste para las relaciones  $Q_i-Q_F$  y  $Q_i-\sigma^2_{QF}$  (Segundo Criterio)

### 7.2.3 Discusión de resultados

Los comentarios que se pueden hacer al observar los ajustes de las relaciones  $Q_i-Q_f$  y  $Q_i-\sigma^2 Q_f$  (Figs. 7.69 a 7.110 para el primer criterio y 7.111 a 7.122 para el segundo) son los siguientes:

En general para todos los casos se tiene una gran dispersión en los resultados que se encuentran. El intervalo de valores que se tiene para el daño inicial,  $Q_i$ , se amplía conforme aumenta el coeficiente de diseño, como era de esperarse. Para coeficientes bajos los resultados se concentran principalmente en el rango de valores bajos de  $Q_i$  (daños iniciales altos), menores que 1.0, con pocos valores de  $Q_i$  altos. Estos valores se van distribuyendo en un rango más amplio de  $Q_i$  al aumentar el valor del coeficiente de diseño, aunque sigue habiendo una mayor concentración en ciertos intervalos de  $Q_i$ .

#### a) Primer criterio

Para los edificios de 10 niveles (Figs. 7.69 a 7.77), como era de esperarse, el daño es mayor ( $\bar{Q}_f$  menor) en los sistemas diseñados para soportar menor carga sísmica. Este comportamiento no tiene variaciones para los 3 modelos histeréticos estudiados.

Al establecer una comparación respecto al modelo de comportamiento histerético los edificios con comportamiento bilineal presentan los valores más altos alcanzados para  $\bar{Q}_f$ , lo que es debido tanto al modelo de comportamiento como a la mayor resistencia que estos presentaban. En los edificios en los que es aplicado un modelo que considera la degradación de rigidez del elemento estructural (modelo de Takeda) se tienen mayores daños (menor valor de  $\bar{Q}_f$ ) que en los ya citados para el modelo bilineal. Finalmente, los menores valores de  $\bar{Q}_f$ , que reflejan una alta susceptibilidad al daño por parte de la estructura, fueron alcanzados en los edificios que siguen un modelo de comportamiento histerético que considera la degradación de rigidez y resistencia de vigas y columnas.

Este comportamiento de las estructuras de 10 niveles respecto al modelo de comportamiento aplicado se presenta de forma más evidente para los diseños con  $C=0.3$ , en donde los sistemas con degradación de resistencia (Fig. 7.75), muestran claramente el menor porcentaje de estructuras que se mantienen sin fallar ( $Q_f > 0.0$ ), en relación con todos los demás casos de estructuras de 10 niveles. Para ese mismo coeficiente sísmico el ajuste de las curvas de estas estructuras de 10 niveles muestran que, cualquiera que sea el daño inicial, aún nulo ( $Q_i = \infty$ ),  $\bar{Q}_f$  alcanza siempre valores menores que cero cuando las intensidades son altas ( $\geq 981 \text{ cm/s}^2$ ), excepto en el caso bilineal para  $y=981 \text{ cm/s}^2$ . Para  $C=0.4$  las curvas sólo señalan  $\bar{Q}_f \leq 0.0$  para todo  $Q_i$ , en el modelo de Takeda con  $y=1177 \text{ cm/s}^2$ , y en el modelo con deterioro de la resistencia con  $y \geq 981 \text{ cm/s}^2$ .

En lo que se refiere a los edificios de 15 niveles (Figs 7.78 a 7.83), se pueden hacer los mismos comentarios que para los edificios de 10 niveles; con daños muy altos en los sistemas que consideran la degradación de resistencia respecto al alcanzado por aquellos en los que solo se considera la degradación de rigidez, o ningún tipo de degradación. En estas estructuras, valores de  $\bar{Q}_f$  menores que cero para cualquier valor de  $Q_i$  son observados en las curvas ajustadas para los modelos de Takeda y deterioro de la resistencia cuando la intensidad es mayor o igual a  $981 \text{ cm/s}^2$ . En el modelo bilineal esto se presenta cuando  $C=0.3$  y  $y=1177 \text{ cm/s}^2$ .

Como en el caso de la variación del daño en la altura de los sistemas, los edificios de 20 niveles (Figs 7.84 a 7.89) muestran un caso peculiar, ya que si la variación del daño respecto al valor de  $C$  es similar a la que se ha mencionado para los otros edificios de menor número de niveles, en este caso las curvas que proporcionan los valores mínimos de  $\bar{Q}_f$ , en las intensidades altas  $y=981 \text{ cm/s}^2$  y  $y=1177 \text{ cm/s}^2$ , están dadas para aquellos sistemas que siguen el modelo de comportamiento sísmico de Takeda (Figs 7.86 y 7.87). No es fácil establecer si este tipo de comportamiento está influenciado por el método de simulación o por el ajuste de los datos, pero se considera que es debido principalmente al efecto directo de degradación de los modelos de Takeda y deterioro de resistencia en la variación de la rigidez de los sistemas, efecto ya discutido para las deformaciones máximas de entrepiso presentadas en la sección 7.1.1. Ajustes con  $\bar{Q}_f$  siempre menor que cero se presentan en el modelo de Takeda con  $y \geq 981 \text{ cm/s}^2$ , y en el modelo con deterioro de la resistencia para  $C=0.3$  con  $y \geq 981 \text{ cm/s}^2$ , y para  $C=0.4$  con  $y=1177 \text{ cm/s}^2$ .

Respecto al periodo de la estructura (num. de niveles), no se puede establecer una variación específica del daño, ya que los valores alcanzados por  $\bar{Q}_f$  no muestran un patrón definido. Así, puede observarse que para las estructuras que siguen un modelo de comportamiento bilineal, los edificios de 10 niveles sometidos a intensidades sísmicas bajas ( $y=500 \text{ cm/s}^2$  y  $y=680 \text{ cm/s}^2$ ) muestran menores daños (mayor  $\bar{Q}_f$ ) que los edificios de 15 y 20 niveles, pero para  $y=981 \text{ cm/s}^2$  y  $y=1177 \text{ cm/s}^2$  estas diferencias disminuyen.

Para el modelo de Takeda se tienen los mayores valores de  $\bar{Q}_f$  en los edificios de 10 niveles. Para el mismo modelo, al comparar las magnitudes de daño en los edificios de 15 y 20 niveles se observa que no hay mucha diferencia entre ellos.

En lo que respecta al modelo con deterioro de resistencia, en general se tienen los valores de  $\bar{Q}_f$  más altos (menor daño), aunque con valores menores que 0.0, en los edificios de 20 niveles cuando se presentan sismos de intensidades altas, pero para  $C=0.4$  los menores daños se presentan en los edificios de 10 niveles con intensidad de  $y=500 \text{ cm/s}^2$ .

Como puede apreciarse, resulta complicado tratar de establecer una relación directa de la variación de  $\bar{Q}_f$  con el periodo de la estructura, ya que no muestran una tendencia general. Sin embargo, ellos no significan que no exista explicación de dicha variación, pues

ésta puede obtenerse del análisis de los espectros de respuesta mostrados en la figura 6 9; de manera análoga a como se hizo con las deformaciones máximas de entrepiso

Una característica de este índice de daño que si puede precisarse respecto al periodo de la estructura es que la dispersión de los datos en los ajustes realizados disminuye con el número de niveles, lo cual resulta muy evidente al observar las gráficas y los valores de error cuadrático presentados en la tabla 7 6

Finalmente, cabe hacer un último comentario para los ajustes de la función de daño propuesta en este estudio, y es que, en términos generales, los valores muestrales obtenidos con el programa DRAIN para cualquier combinación de C, modelo de comportamiento y número de niveles, presentan una gran dispersión respecto a las curvas ajustadas. Esto indica que aún cuando la expresión propuesta es lo bastante complicada para considerar de la mejor manera posible la variación de todos los parámetros involucrados, no ha sido posible reproducir completamente su comportamiento

Respecto al ajuste de  $\sigma^2_{Q_f}$  (Figs 7 190 a 7 110), así como no fue posible definir en forma clara algún tipo de relación o característica asociada a la intensidad sísmica y daño inicial, tampoco se puede hacer alguna observación particular en la relación de este error con el coeficiente de diseño sísmico ni con el modelo de comportamiento histerético aplicado. Solo pueden señalarse las menores magnitudes que alcanzan las curvas ajustadas cuando se aumenta el número de niveles de las estructuras (tabla 7 6); lo que ya había sido señalado al hablar de los ajustes para  $\bar{Q}_f$ .

MODELO	Num Niveles	C	Error Cuadrático Total		
			Qo	Qf	Total
BILINEAL	10	0.3	111.468	53.382	160.802
		0.4	104.697	53.609	154.971
		0.5	107.977	44.078	151.901
	15	0.3	59.404	31.879	88.174
		0.4	59.829	33.607	92.693
	20	0.3	56.003	26.229	80.404
0.4		59.475	25.432	84.367	
TAKEDA	10	0.3	127.984	50.050	170.572
		0.4	141.206	55.111	192.975
		0.5	133.881	64.800	196.868
	15	0.3	66.605	32.517	90.208
		0.4	66.069	28.237	91.388
	20	0.3	65.228	22.792	80.915
0.4		64.066	25.719	86.817	
7 CON DAÑO	10	0.3	94.925	41.774	136.699
		0.4	142.539	60.753	203.292
		0.5	133.264	61.198	194.462
	15	0.3	72.243	47.184	119.427
		0.4	75.683	49.287	124.970
	20	0.3	55.858	28.610	84.468
0.4		57.518	35.677	93.195	

Tabla 7.6.- Error cuadrático en el ajuste de  $Q_f$

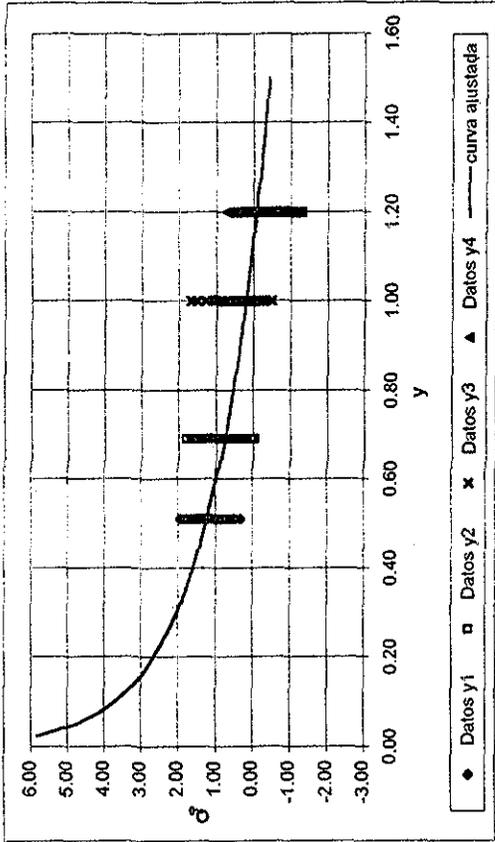
## b) Segundo criterio

Para observar el efecto de aplicar un criterio más adecuado para el cálculo de las ductilidades desarrolladas por los sistemas estructurales estudiados, se presentan, en las figuras 7.111 a 7.122, las relaciones  $Q_i-Q_f$  y  $Q_i-E^2Q_f$  obtenidas del análisis sísmico, así como el ajuste de las mismas, para el caso en que la deformación de falla de los entrepisos,  $X_F$ , se calcula a partir de las distribuciones de probabilidad obtenidas por Díaz, Esteva y García (ref. 30). Como se señaló anteriormente, solo se obtuvieron resultados para las estructuras que tienen un comportamiento histérico que incluye el deterioro de resistencia; esto con la intención de hacer un análisis comparativo general de los resultados obtenidos con los dos criterios de ductilidad estudiados.

Tal y como podía esperarse después de analizar la variación del factor de seguridad  $\frac{1}{\gamma}$  en el subcapítulo 7.1.2.3, las gráficas que muestran relaciones  $Q_i-Q_f$  para los sistemas aquí analizados (Figs. 7.111 a 7.116) señalan que los índices  $Q_i$ ,  $Q_f$ , y  $\bar{Q}_f$  alcanzan valores significativamente mayores a aquellos correspondientes al primer criterio con el que se definió la deformación máxima de falla de entrepiso (Figs. 7.75, 7.76, 7.77, 7.82, 7.83, 7.88, 7.89). Excepto esta mayor magnitud (menor daño) de los valores de  $Q_i$  y  $Q_f$  respecto al primer criterio de ductilidad, que implica un menor número de casos con falla ( $Q_f \leq 0$ ), no existe otra diferencia importante que se pueda establecer entre ambos criterios. De acuerdo con esto, las características principales observadas en el criterio anterior para el modelo con degradación de resistencia también se presentan en este caso; ellas son: a) para  $C=0.4$ , la mayor susceptibilidad al daño de los edificios de 15 niveles respecto a los de 10 y 20, y el menor daño que tiene los edificios de 20 niveles respecto a los de 10 (con excepción del caso  $y=500 \text{ cm/s}^2$ ), y b) el decremento del daño al incrementar el valor  $C$ . Además de lo anterior, se puede hacer énfasis en que también en este caso se incrementa la dispersión en el ajuste de  $\bar{Q}_f$  al disminuir el número de niveles de la estructura.

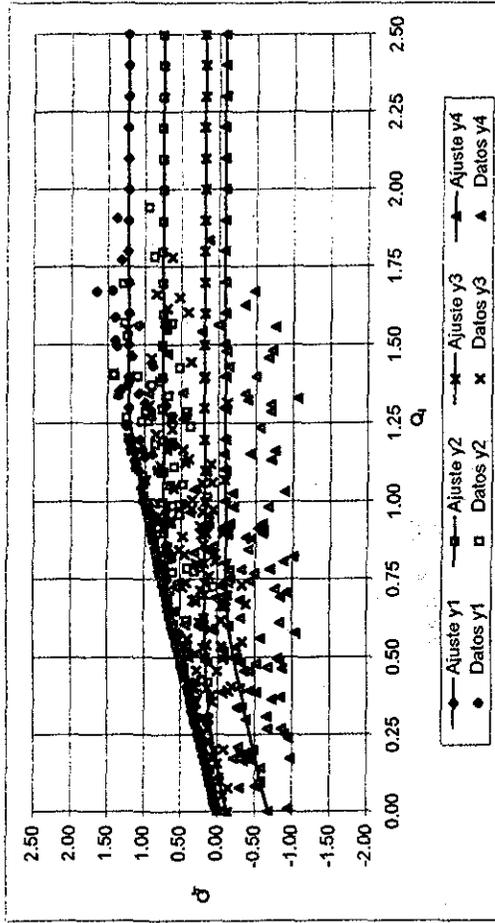
Para las relaciones  $Q_i-E^2Q_f$  y el ajuste de la varianza  $\sigma^2Q_f$  (Figs. 7.117 a 7.122), los mismo que se señaló en el inciso anterior para el primer criterio de ductilidad se aplica a estos resultados, por lo que se mantiene el empleo de la ecuación simplificada 7.5 para el ajuste de  $\sigma^2Q_f$ .

Las observaciones anteriores indican la necesidad de aumentar el número de elementos en la muestra, lo cual permita obtener expresiones más adecuadas de la varianza del daño en estructuras sometidas a cargas sísmicas.

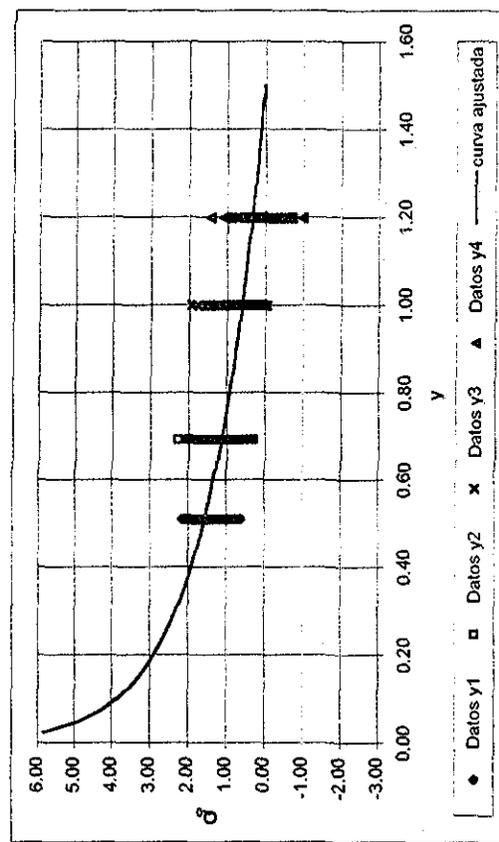


a) Relación  $y-Q_0$

Fig. 7.69.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_f$  (Edificio de 10 niveles, modelo bilineal,  $C=0.3$ )

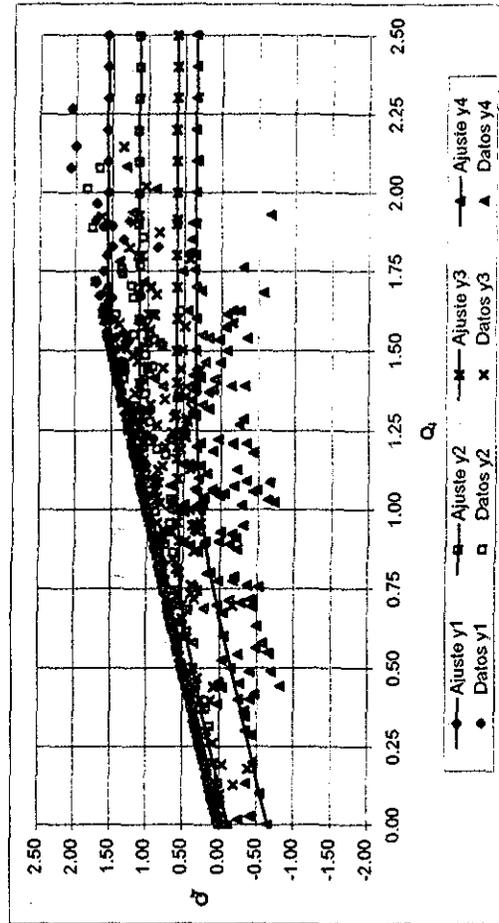


b) Relación  $y-Q_f$

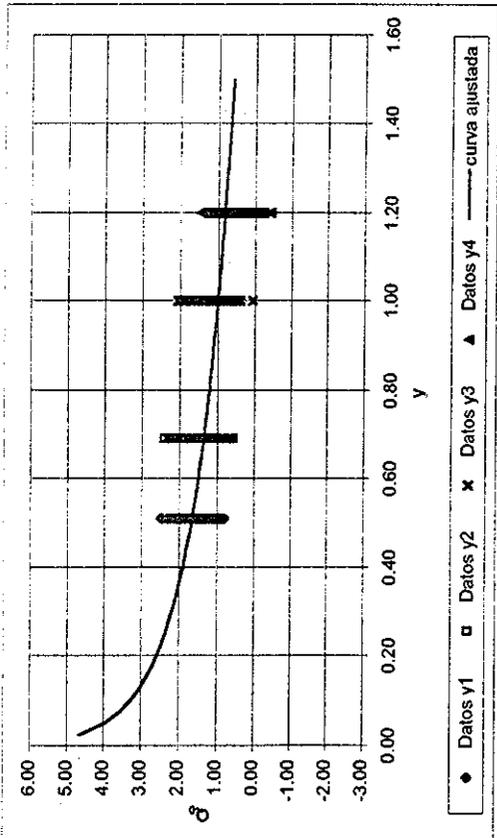


a) Relación  $y-Q_0$

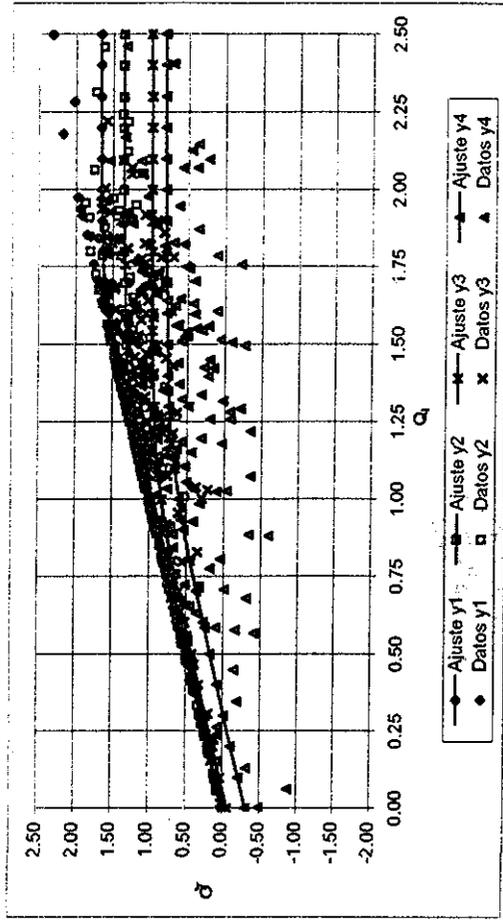
Fig. 7.70.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_f$  (Edificio de 10 niveles, modelo bilineal,  $C=0.4$ )



b) Relación  $y-Q_f$

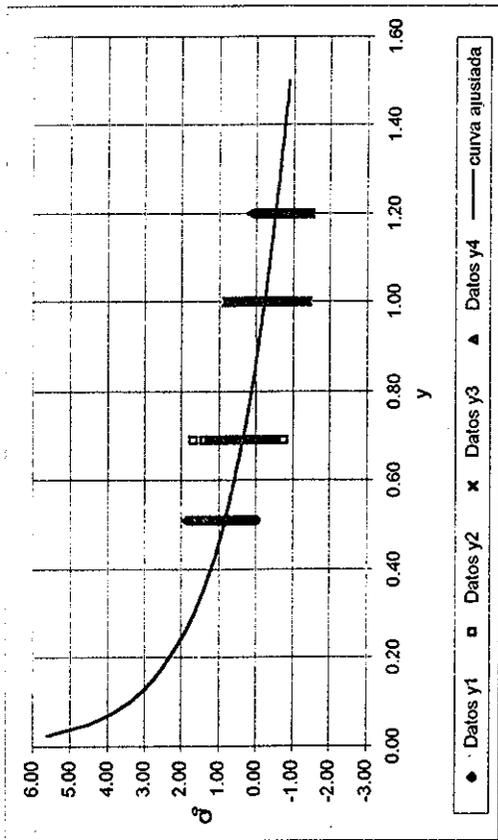


a) Relación  $y-Q_0$



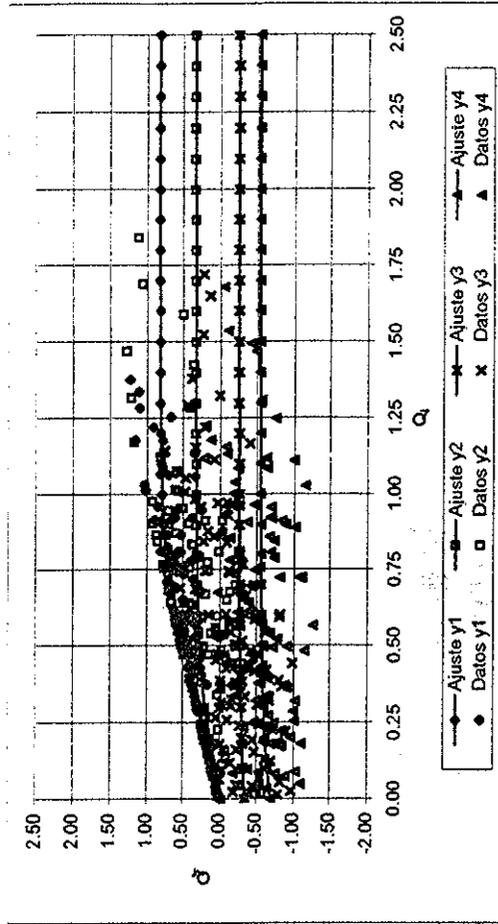
b) Relación  $y-Q_f-Q_f$

Fig. 7.71.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_f$  (Edificio de 10 niveles, modelo bilineal,  $C=0.5$ )

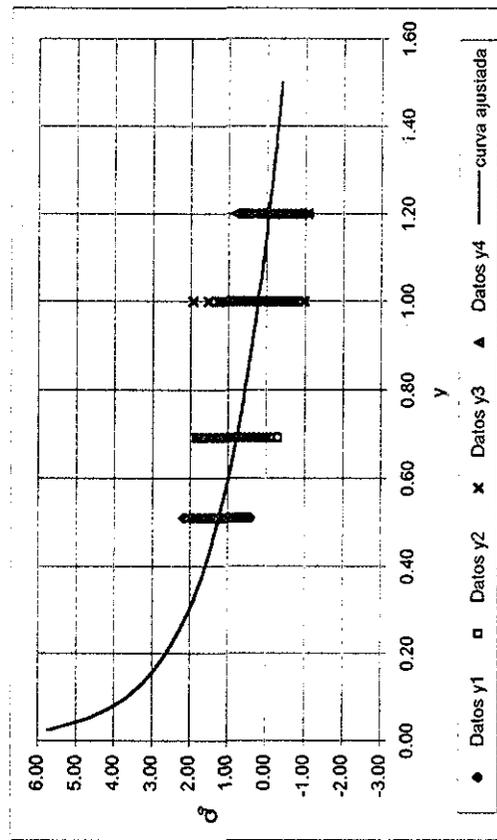


a) Relación  $y-Q_0$

Fig. 7.72.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_r$  (Edificio de 10 niveles, modelo de Takeda,  $C=0.3$ )

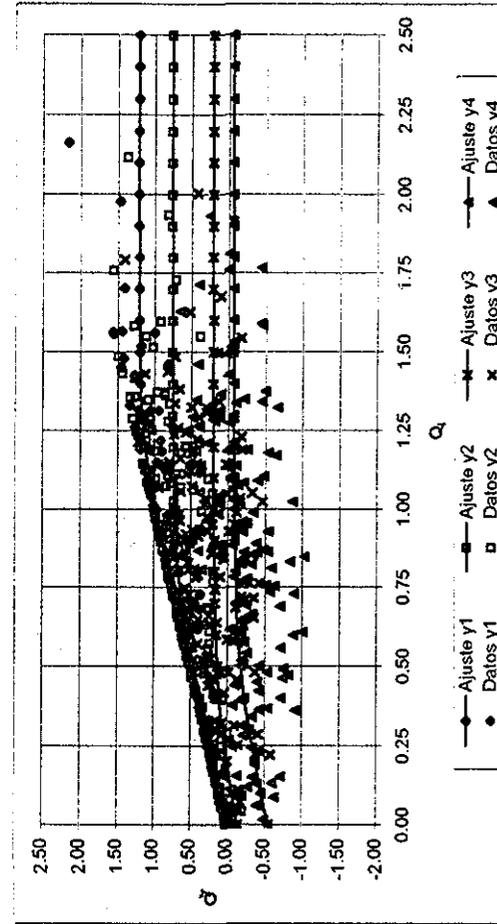


b) Relación  $y-Q_r-Q_r$

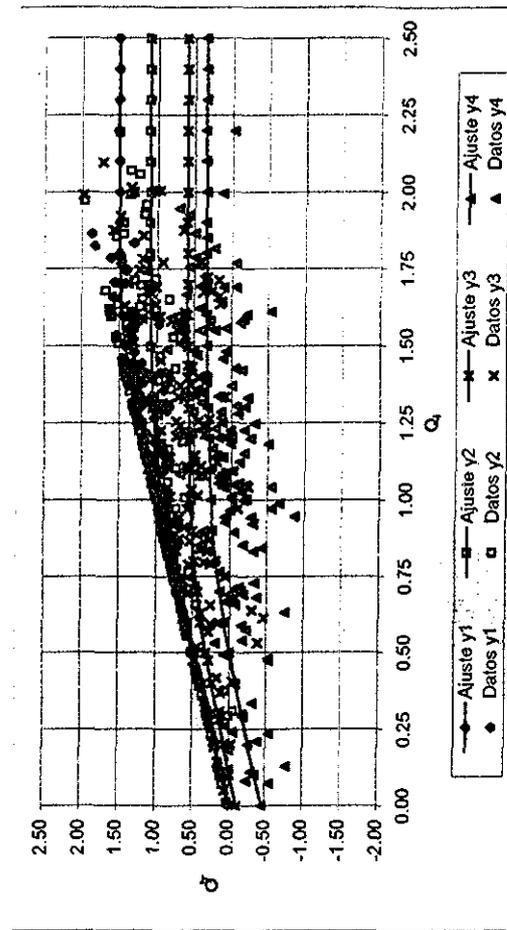
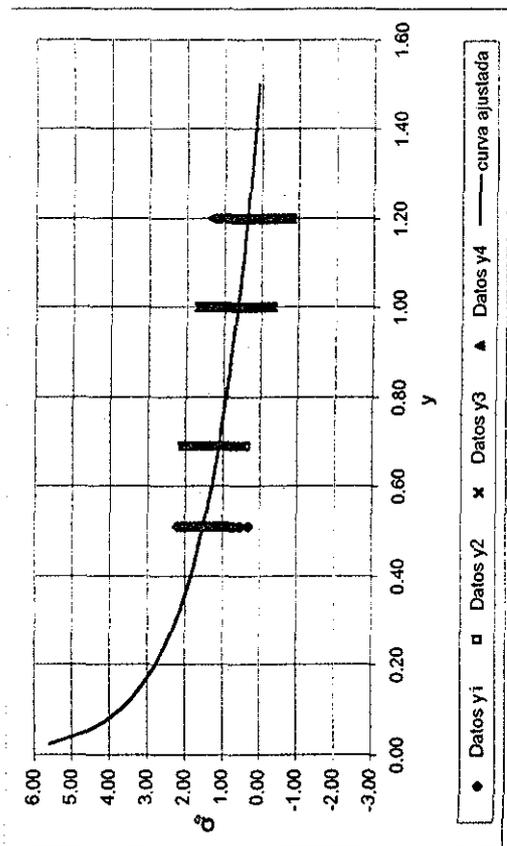


a) Relación  $y-Q_0$

Fig. 7.73.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_r$  (Edificio de 10 niveles, modelo de Takeda,  $C=0.4$ )



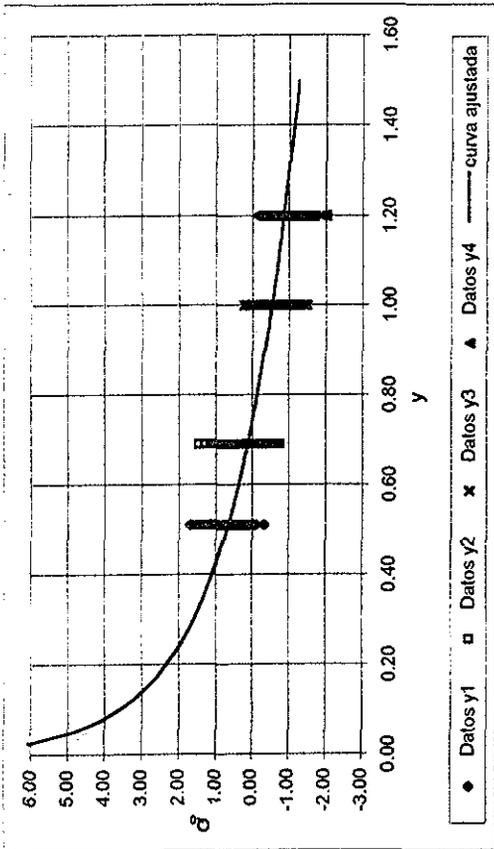
b) Relación  $y-Q_r-Q_r$



a) Relación  $y-Q_0$

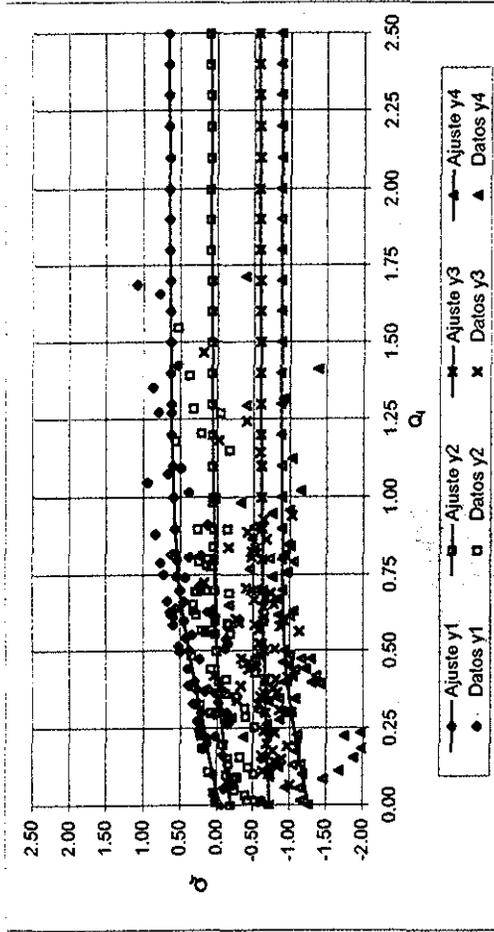
b) Relación  $y-Q_r-Q_r$

Fig. 7.74.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_r$  (Edificio de 10 niveles, modelo de Takeda,  $C=0.5$ )

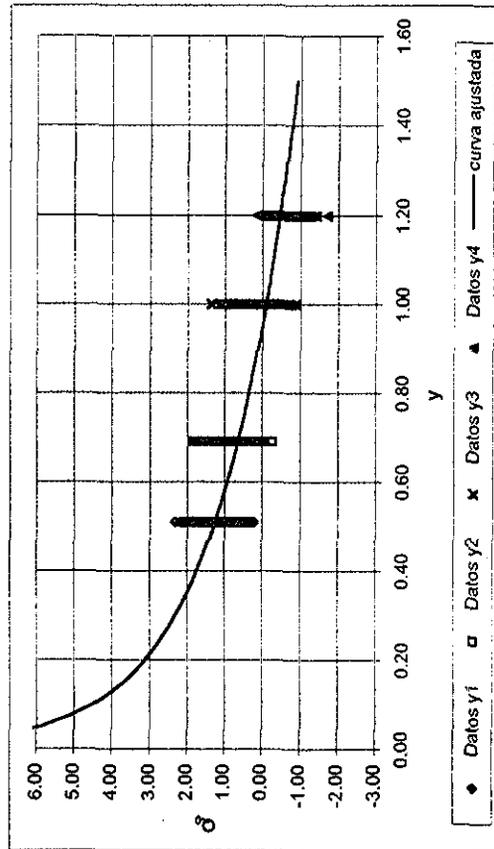


a) Relación  $y-Q_0$

Fig. 7.75.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_f$  (Edificio de 10 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.3$ ).

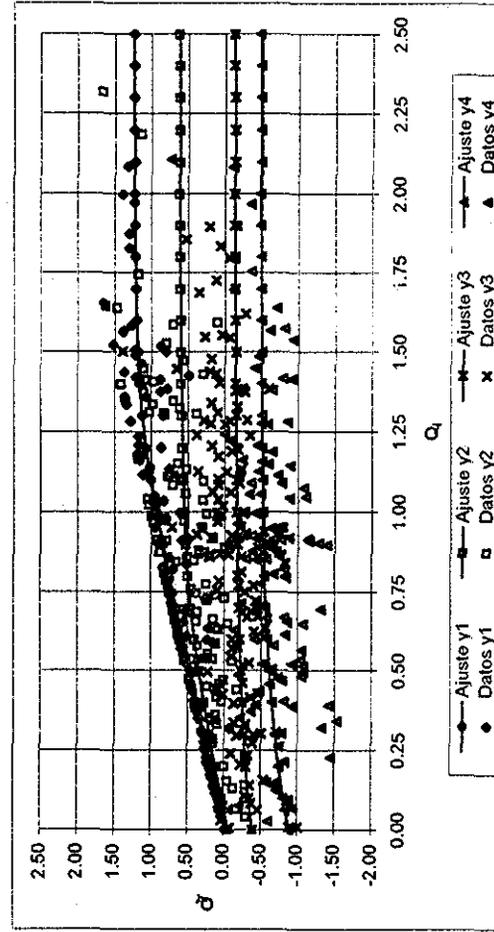


b) Relación  $y-Q_f$

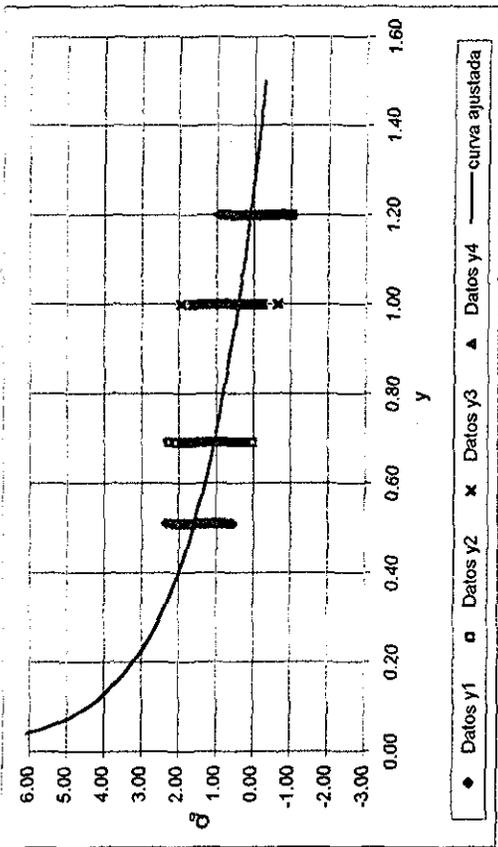


a) Relación  $y-Q_0$

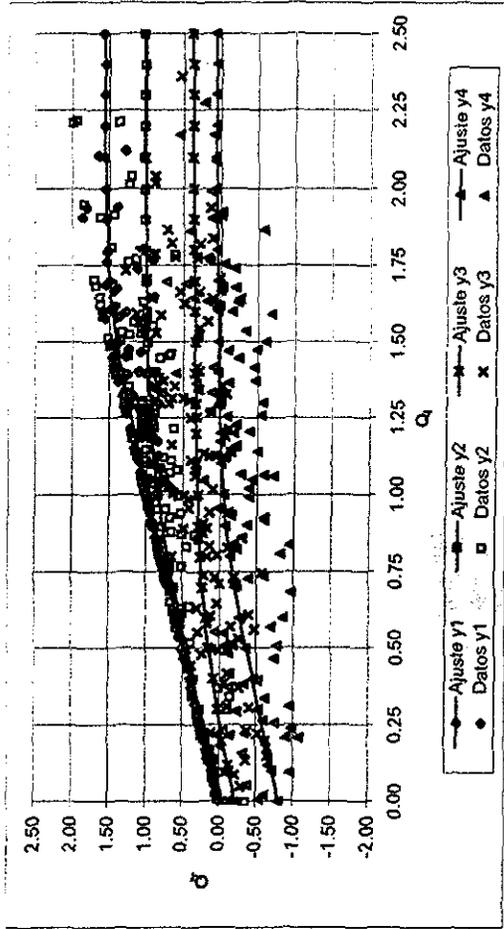
Fig. 7.76.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_f$  (Edificio de 10 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.4$ ).



b) Relación  $y-Q_f$

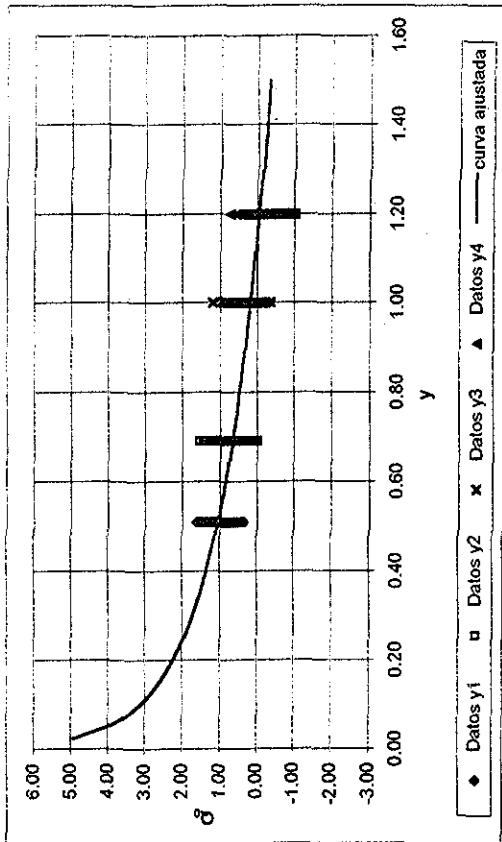


a) Relación  $y-Q_0$



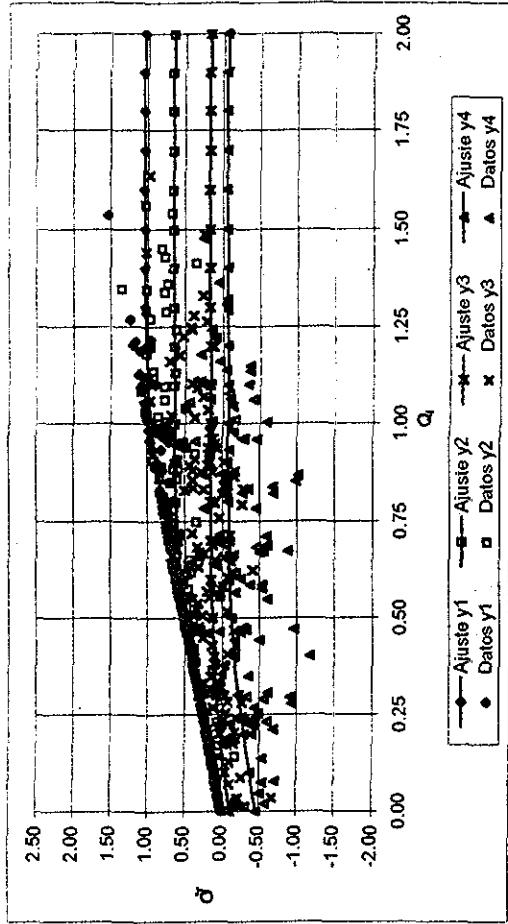
b) Relación  $y-Q_f$

Fig. 7.77.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_f$  (Edificio de 10 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.5$ ).

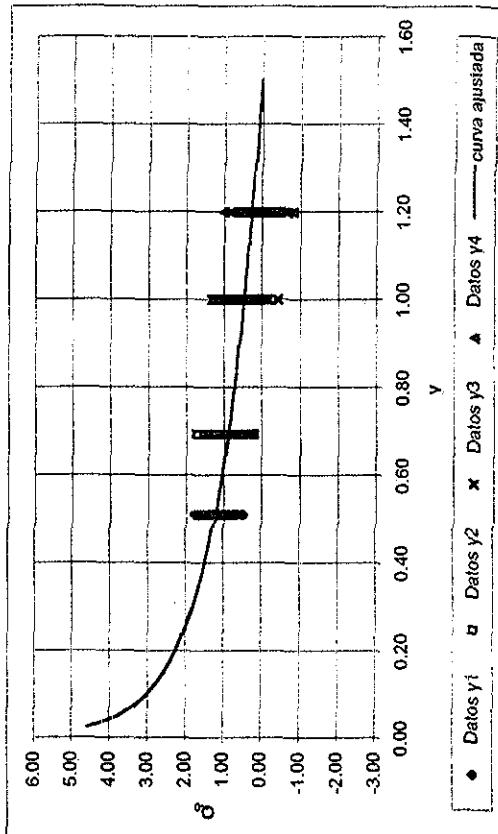


a) Relación  $y-Q_0$

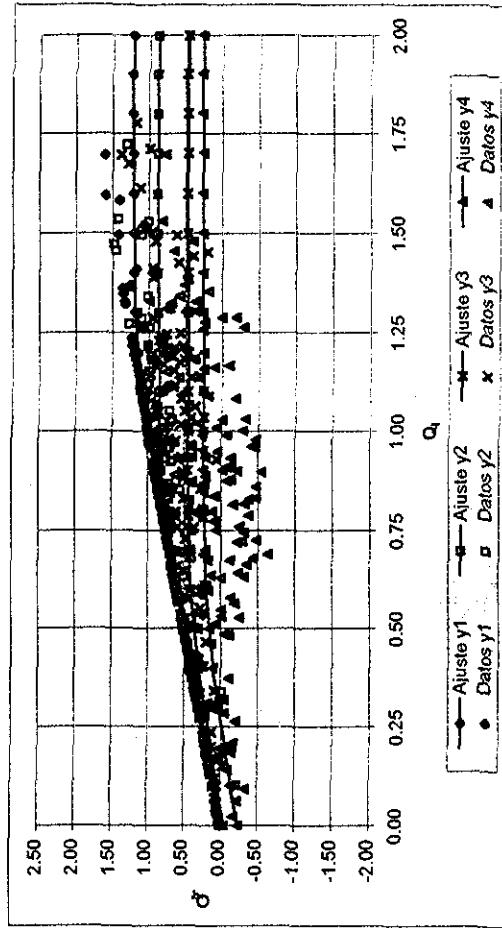
Fig. 7.78.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_f$  (Edificio de 15 niveles, modelo bilineal,  $C=0.3$ )



b) Relación  $y-Q_f$

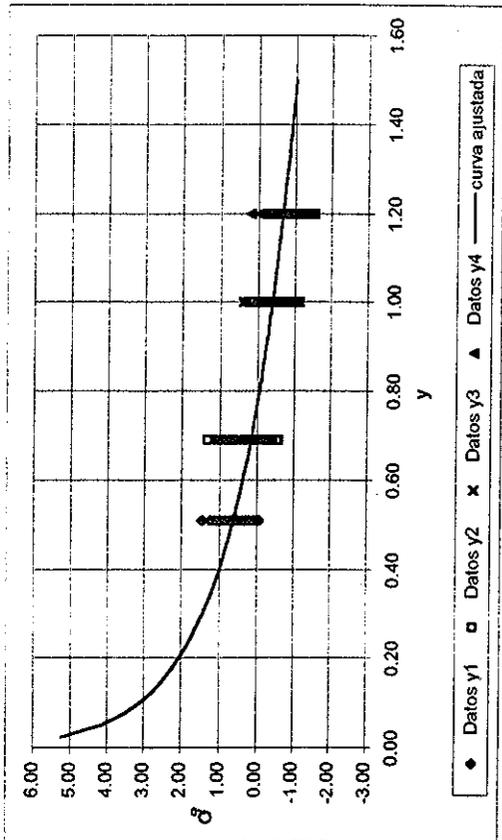


a) Relación  $y-Q_0$



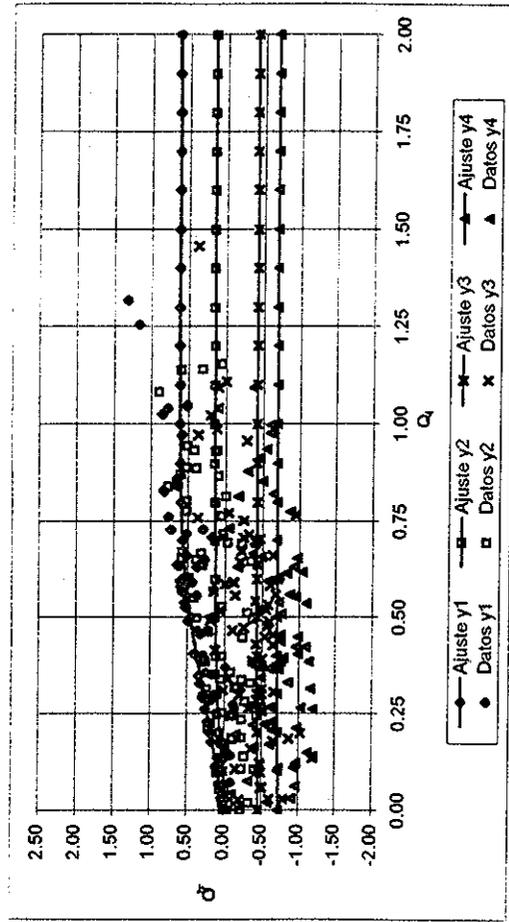
b) Relación  $y-Q_f$

Fig. 7.79 - Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_f$  (Edificio de 15 niveles, modelo bilineal,  $C=0.4$ )

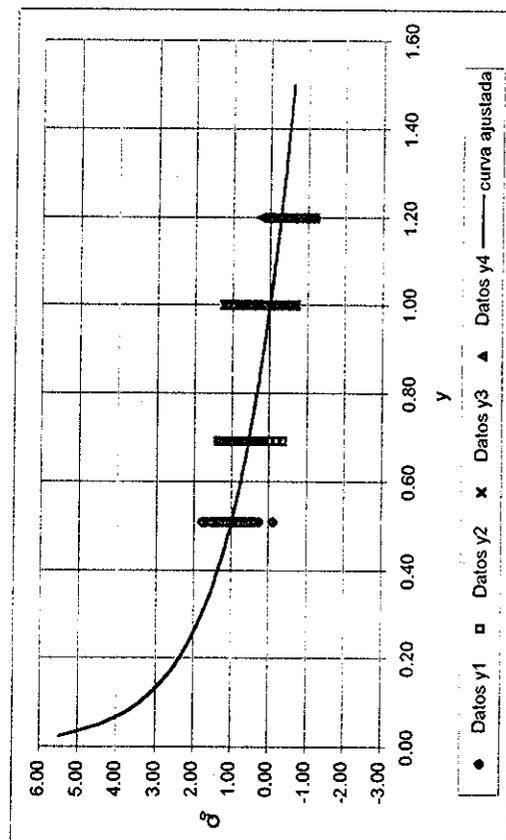


a) Relación  $y-Q_0$

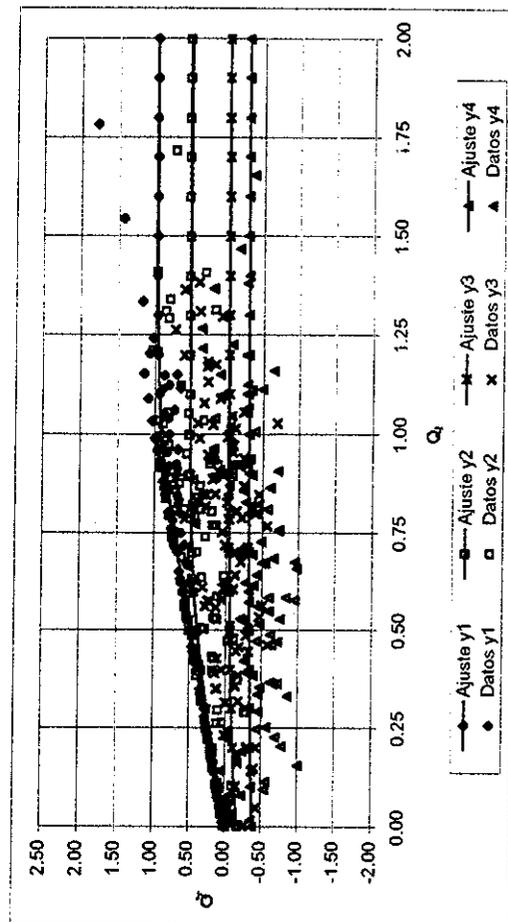
Fig. 7.80.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_r$  (Edificio de 15 niveles, modelo de Takeda,  $C=0.3$ )



b) Relación  $y-Q_r$

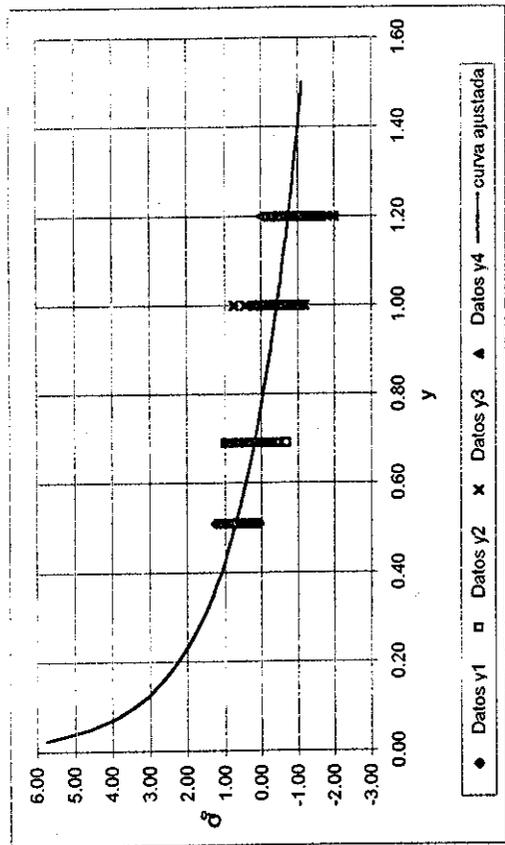


a) Relación  $y-Q_0$

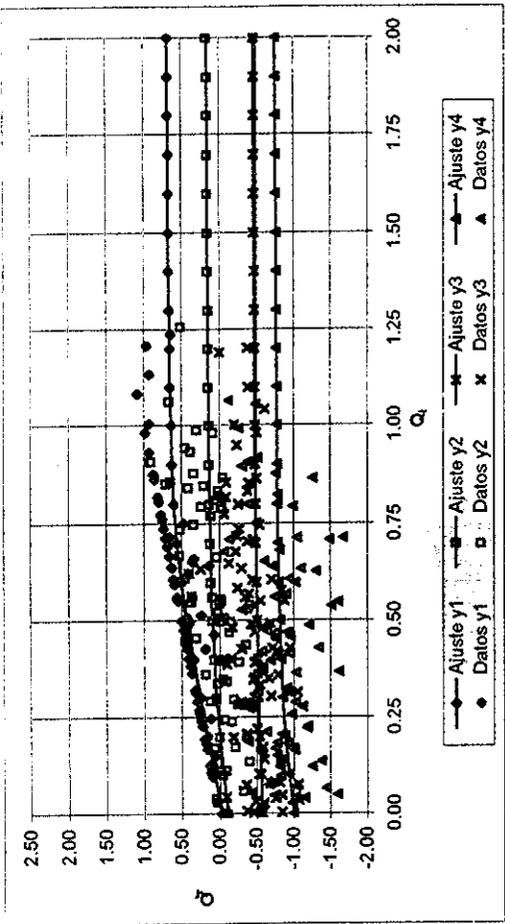


b) Relación  $y-Q_r$

Fig. 7.81.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_r$  (Edificio de 15 niveles, modelo de Takeda,  $C=0.4$ )

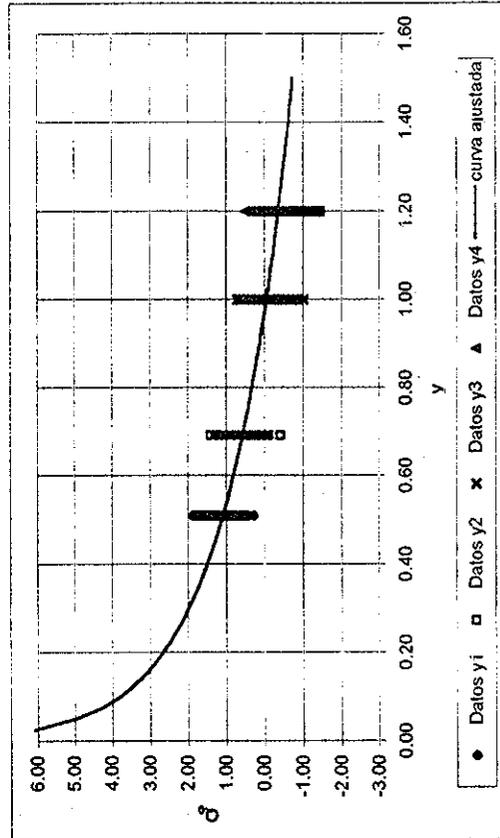


a) Relación  $y-Q_0$

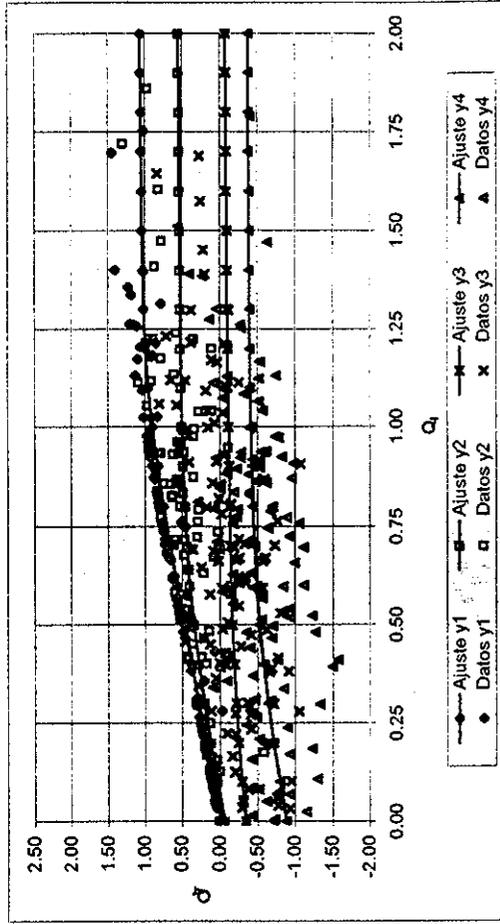


b) Relación  $y-Q_r-Q_r$

Fig. 7.82.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_f$  (Edificio de 15 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.3$ )

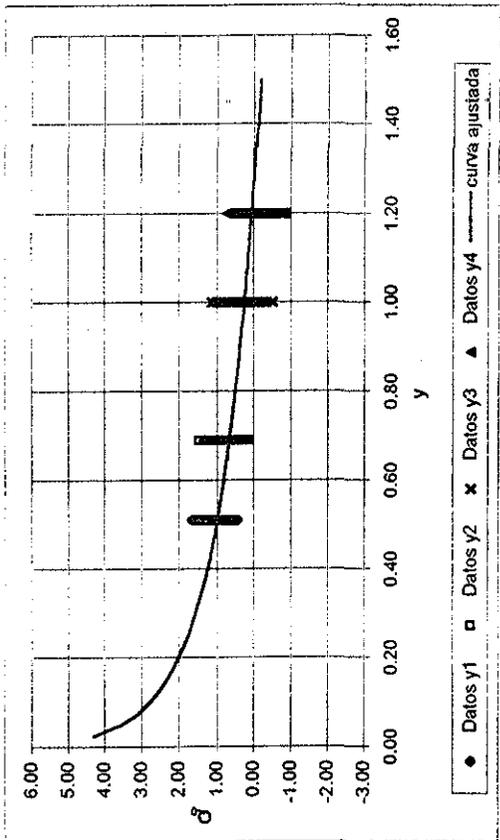


a) Relación  $y-Q_0$

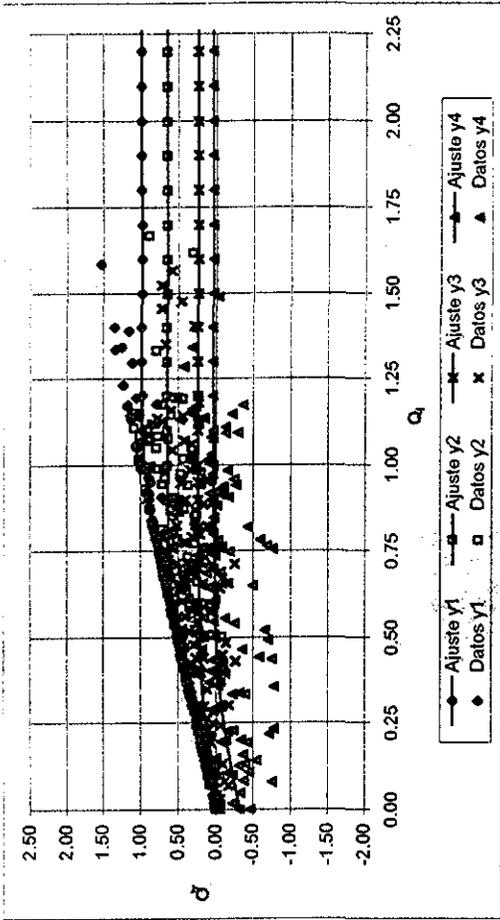


b) Relación  $y-Q_r-Q_r$

Fig. 7.83.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_f$  (Edificio de 15 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.4$ )

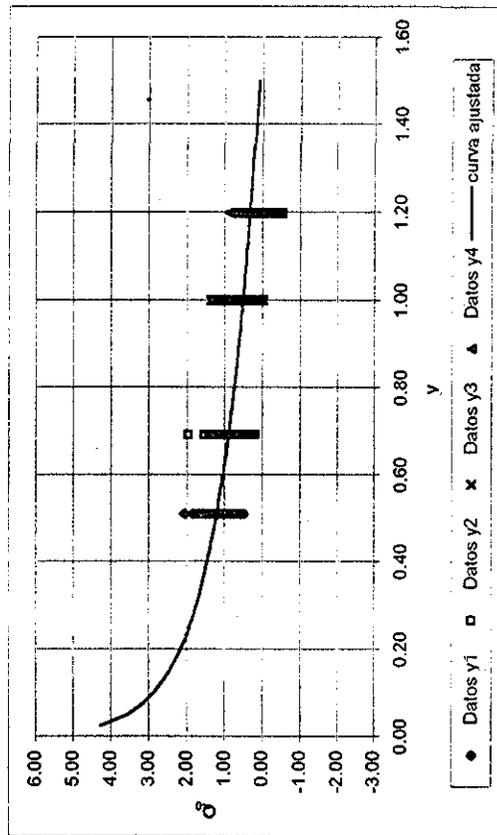


a) Relación  $y-Q_0$

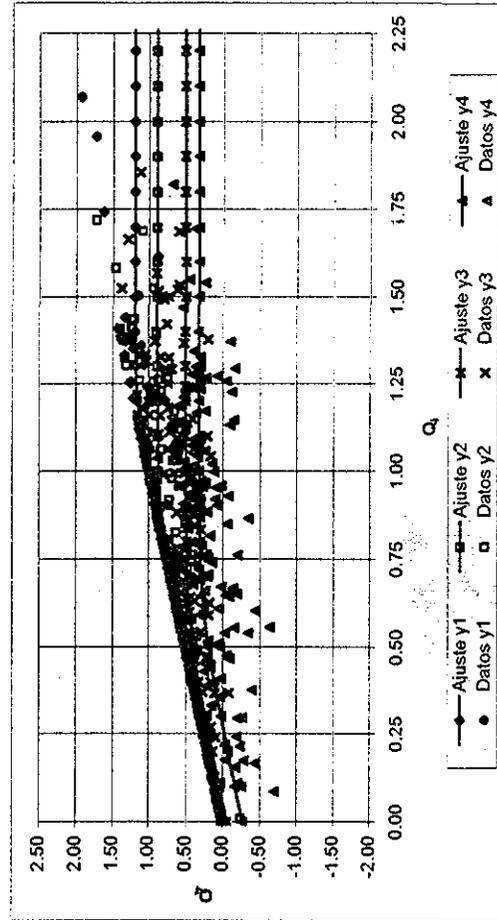


b) Relación  $y-Q_f$

Fig. 7.84.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_f$  (Edificio de 20 niveles, modelo bilineal,  $C=0.3$ )



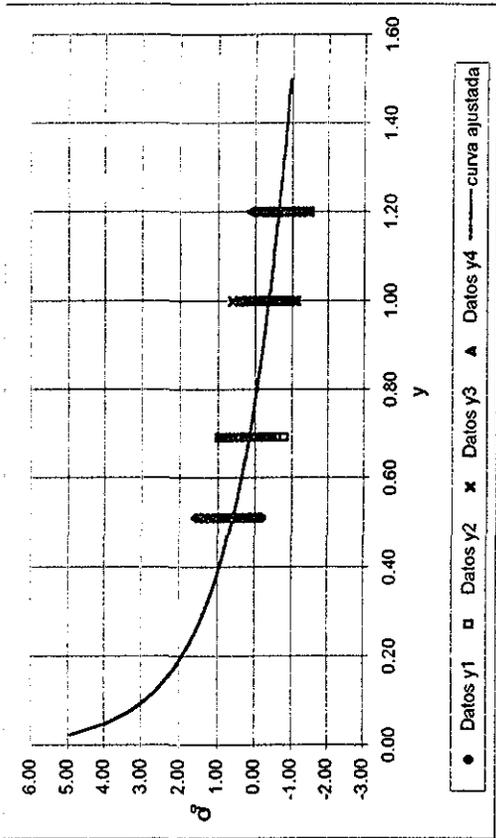
a) Relación  $y-Q_0$



b) Relación  $y-Q_f$

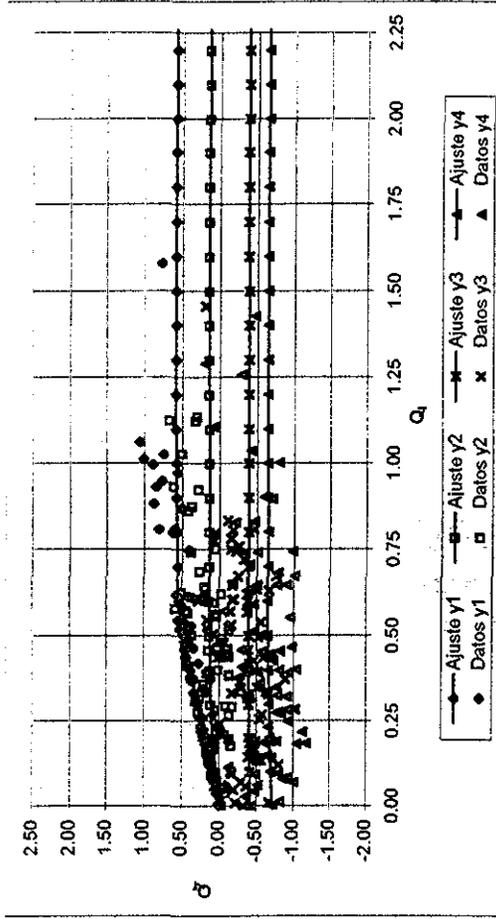
Fig. 7.85 - Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_f$  (Edificio de 20 niveles, modelo bilineal,  $C=0.4$ )

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

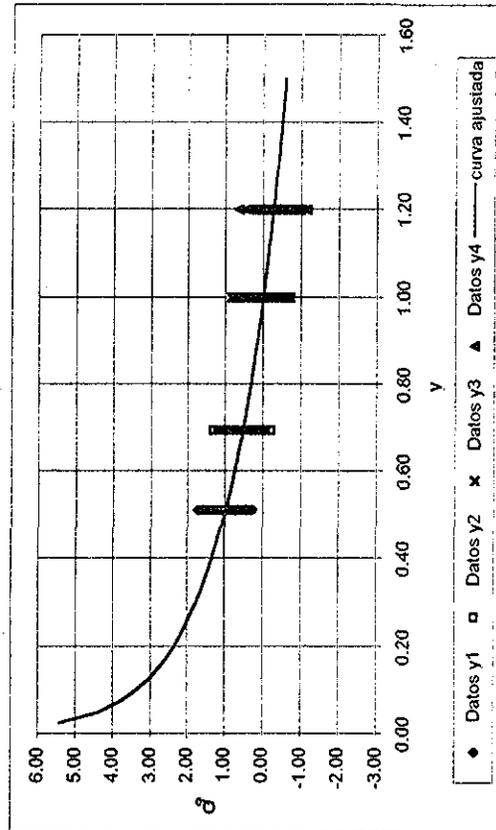


a) Relación  $y-Q_0$

Fig. 7.86.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_f$  (Edificio de 20 niveles, modelo de Takeda,  $C=0.3$ )

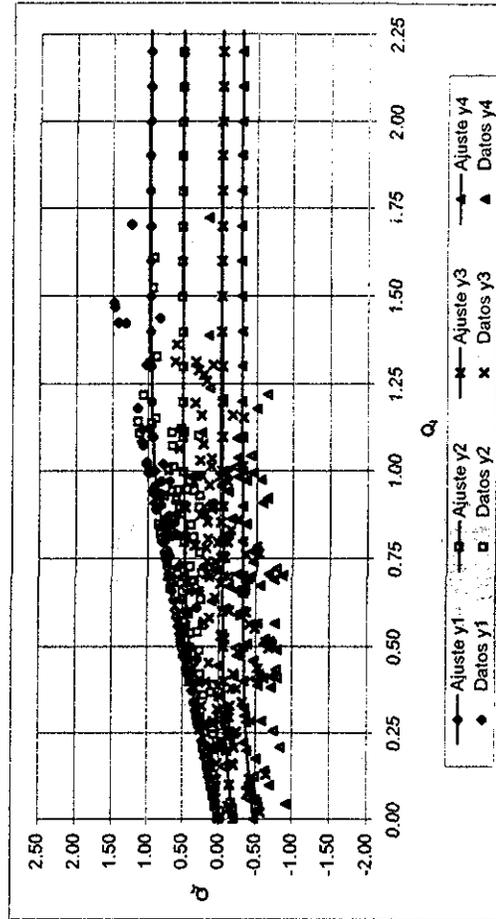


b) Relación  $y-Q_f-Q_r$

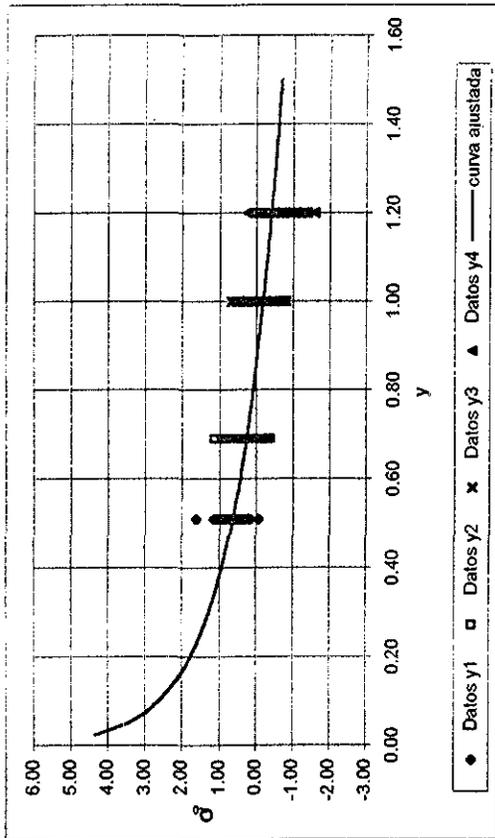


a) Relación  $y-Q_0$

Fig. 7.87.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_f$  (Edificio de 20 niveles, modelo de Takeda,  $C=0.4$ )

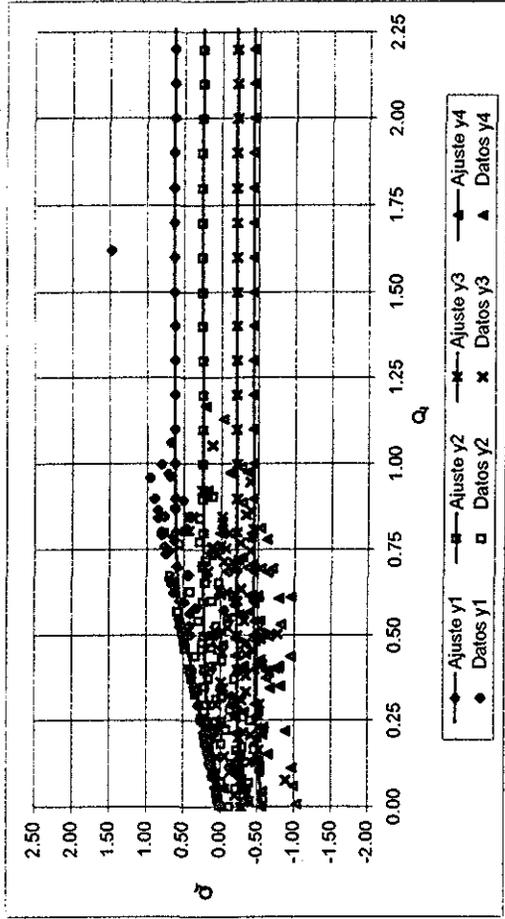


b) Relación  $y-Q_f-Q_r$

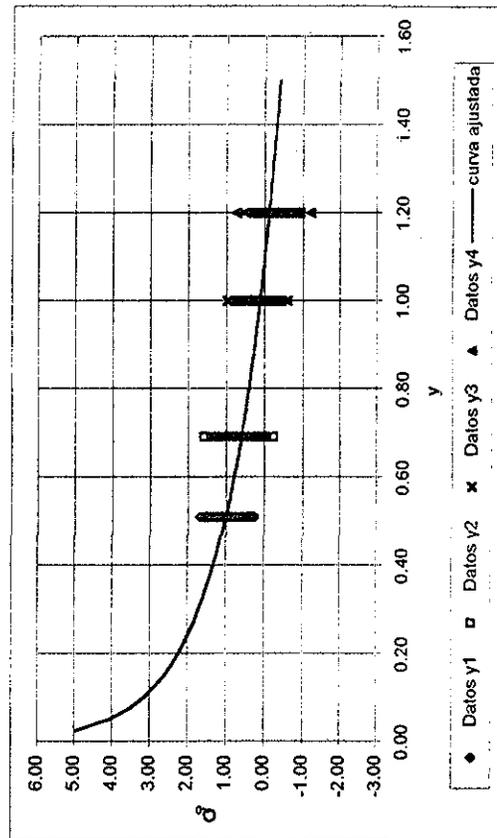


a) Relación  $y-Q_0$

Fig. 7.88.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_r$  (Edificio de 20 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.3$ )

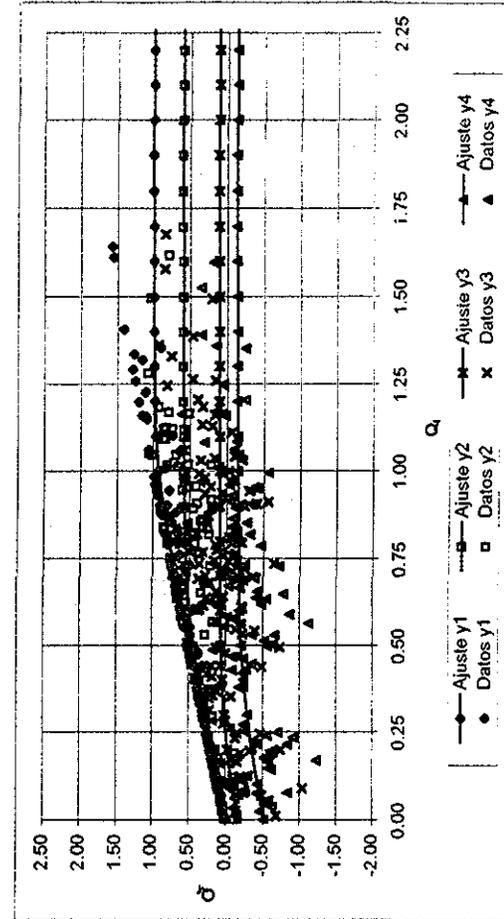


b) Relación  $y-Q_r$

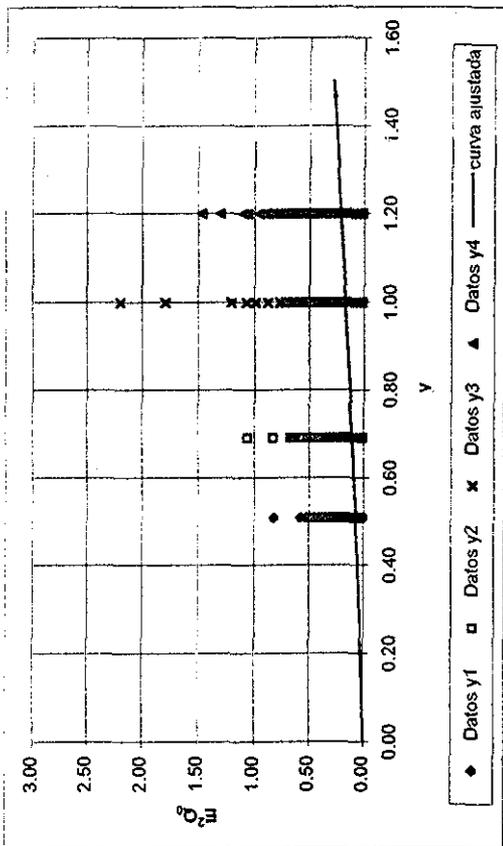


a) Relación  $y-Q_0$

Fig. 7.89 - Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_r$  (Edificio de 20 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.4$ )

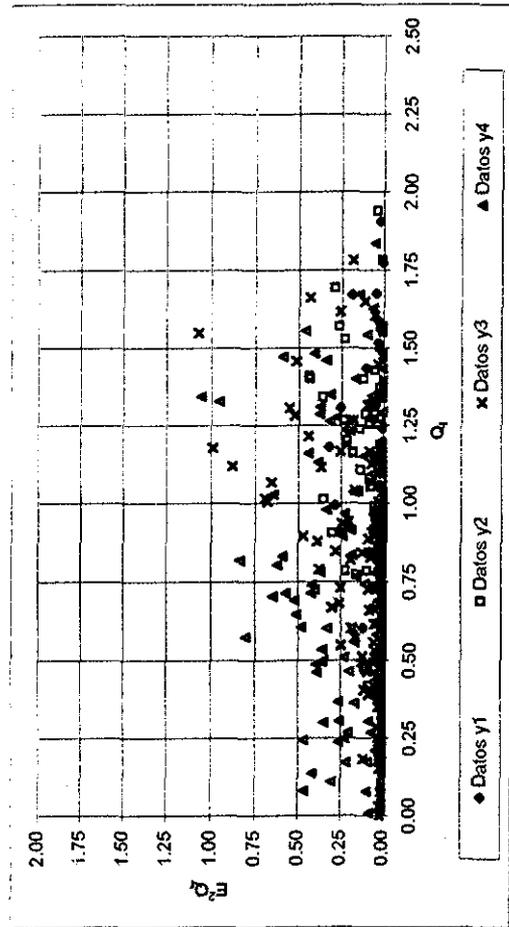


b) Relación  $y-Q_r$

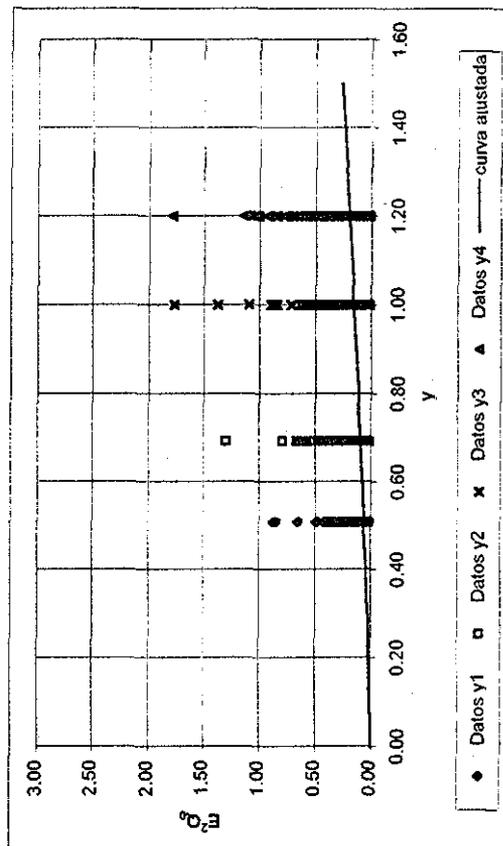


a) Relación  $y-E^2Q_0$

Fig. 7.90.- Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_f$  (Edificio de 10 niveles, modelo bilineal,  $C=0.3$ )

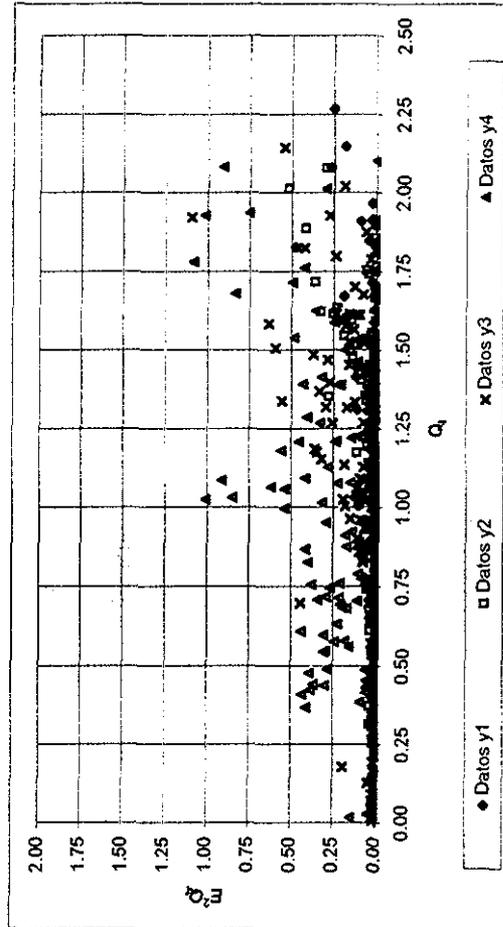


b) Relación  $y-Q_f-E^2Q_f$

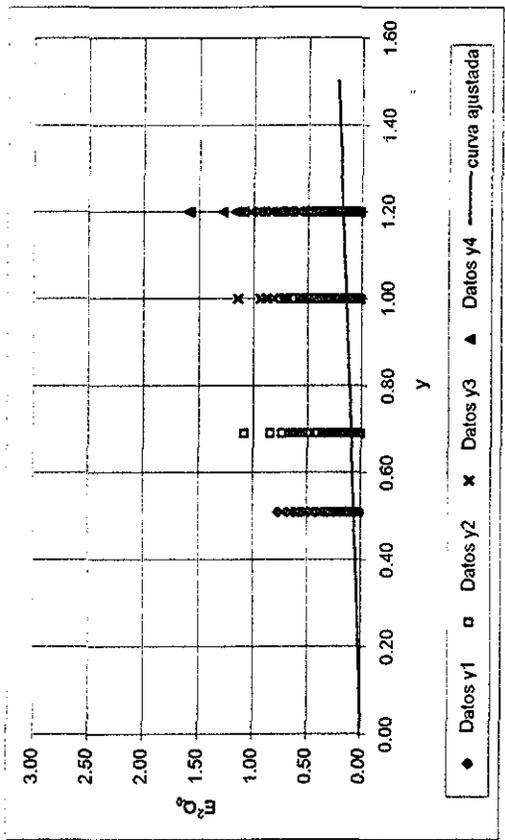


a) Relación  $y-E^2Q_0$

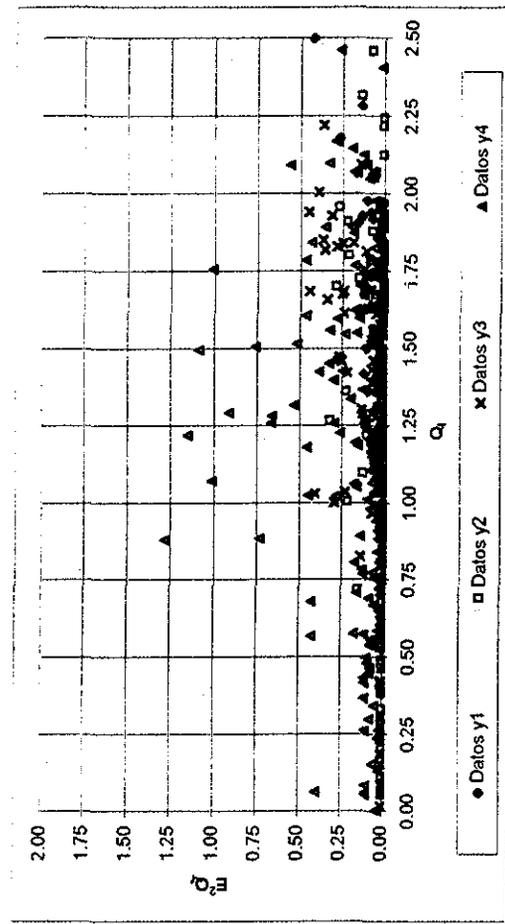
Fig. 7.91.- Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_f$  (Edificio de 10 niveles, modelo bilineal,  $C=0.4$ )



b) Relación  $y-Q_f-E^2Q_f$

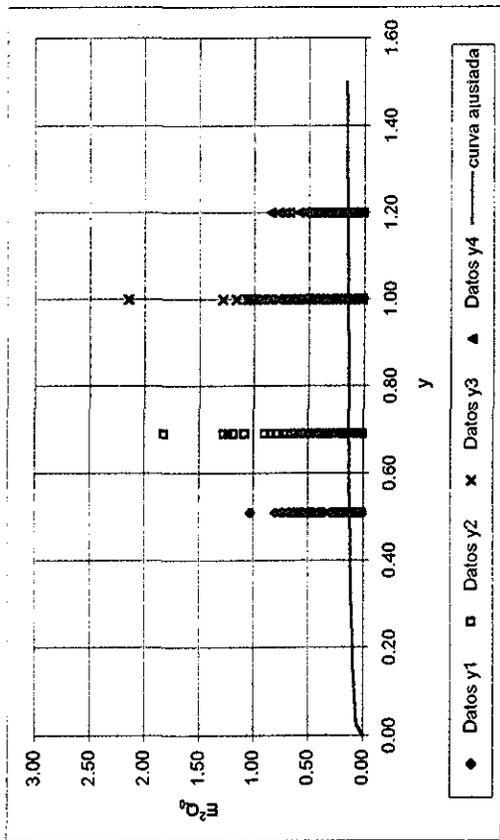


a) Relación  $y-E^2Q_0$



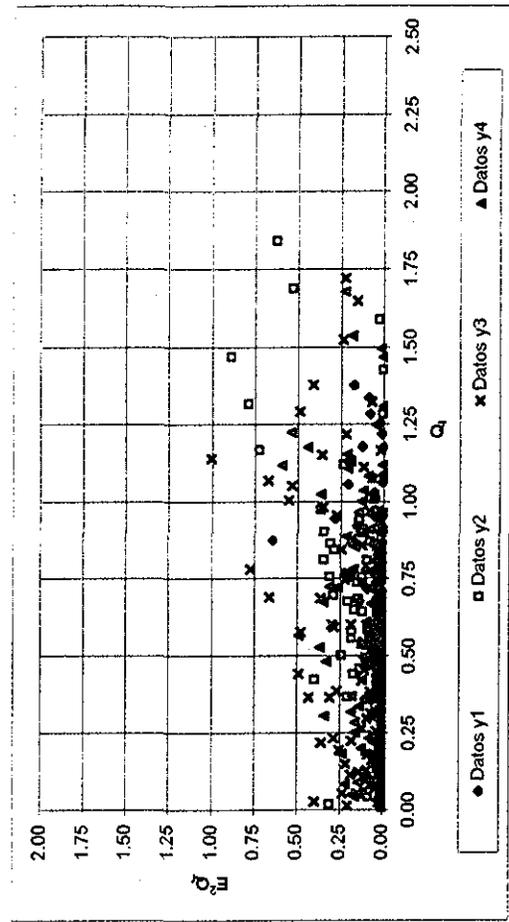
b) Relación  $Q_f-E^2Q_f$  (Edificio de 10 niveles, modelo bilineal,  $C=0.5$ )

Fig. 7.92.- Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_f$  (Edificio de 10 niveles, modelo bilineal,  $C=0.5$ )

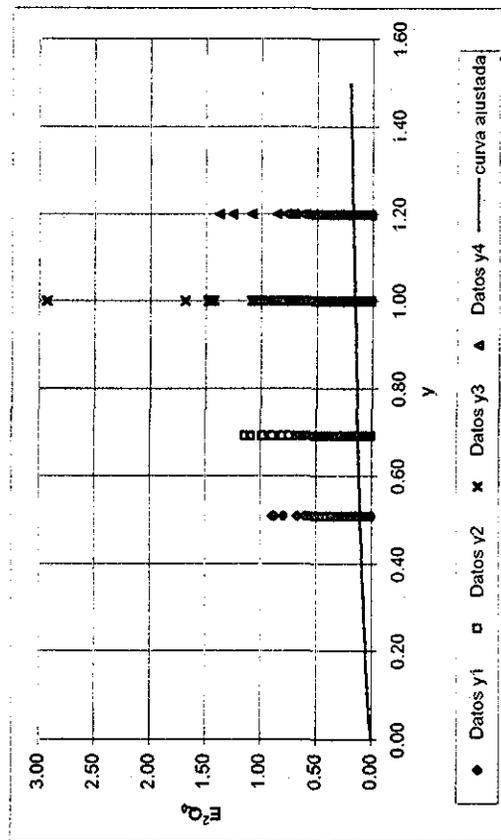


a) Relación  $y-E^2Q_0$

Fig. 7.93.- Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_r$  (Edificio de 10 niveles, modelo de Takeda,  $C=0.3$ )

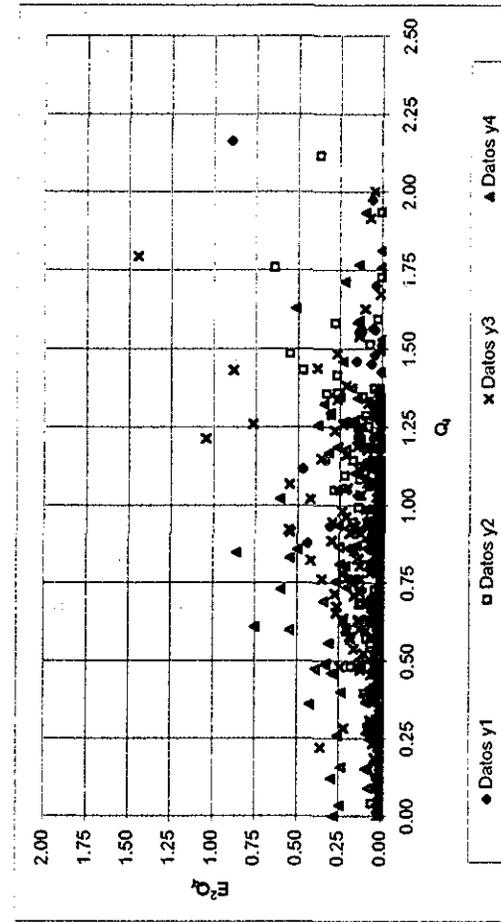


b) Relación  $y-Q_r-E^2Q_r$

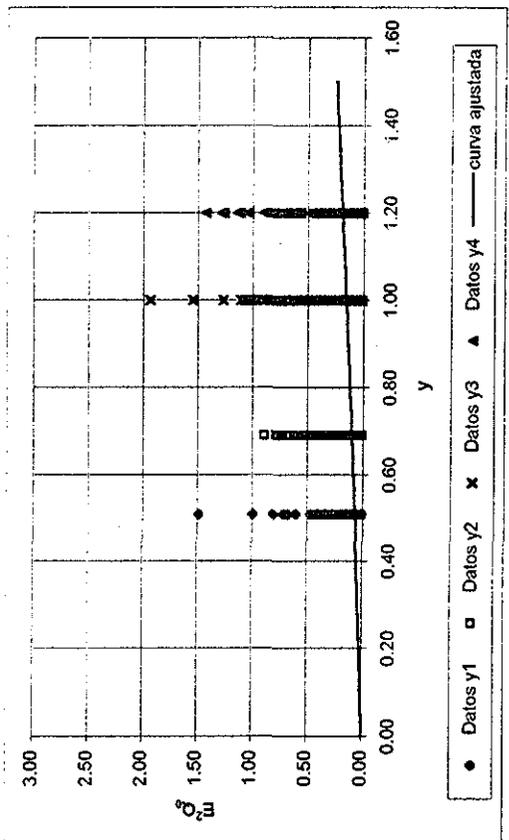


a) Relación  $y-E^2Q_0$

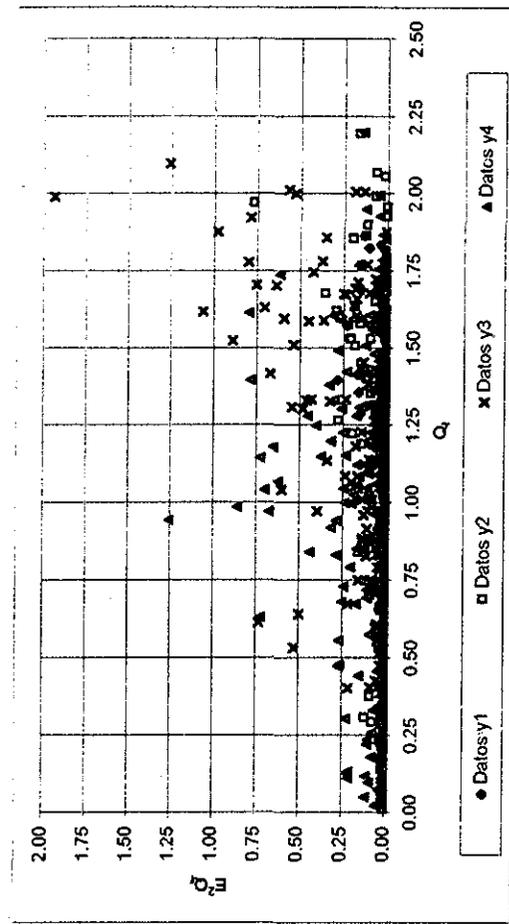
Fig. 7.94.- Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_r$  (Edificio de 10 niveles, modelo de Takeda,  $C=0.4$ )



b) Relación  $y-Q_r-E^2Q_r$

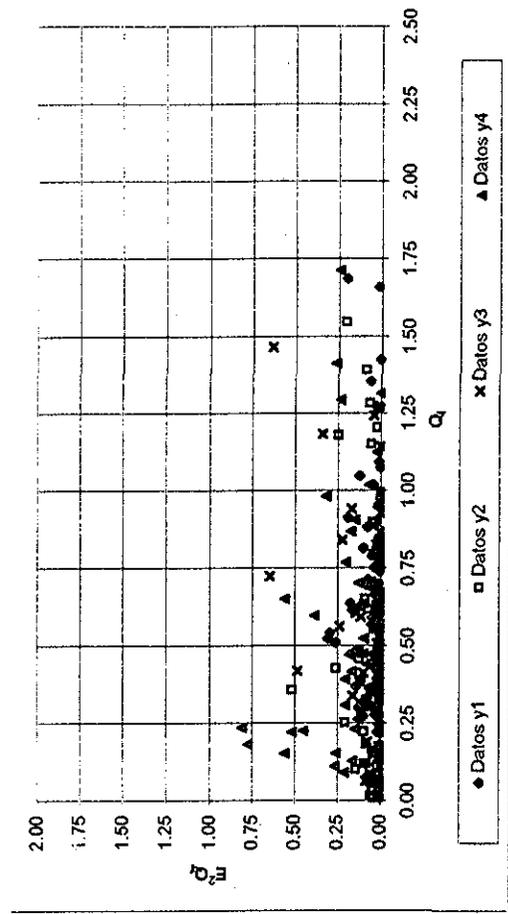


a) Relación  $y-E^2Q_0$



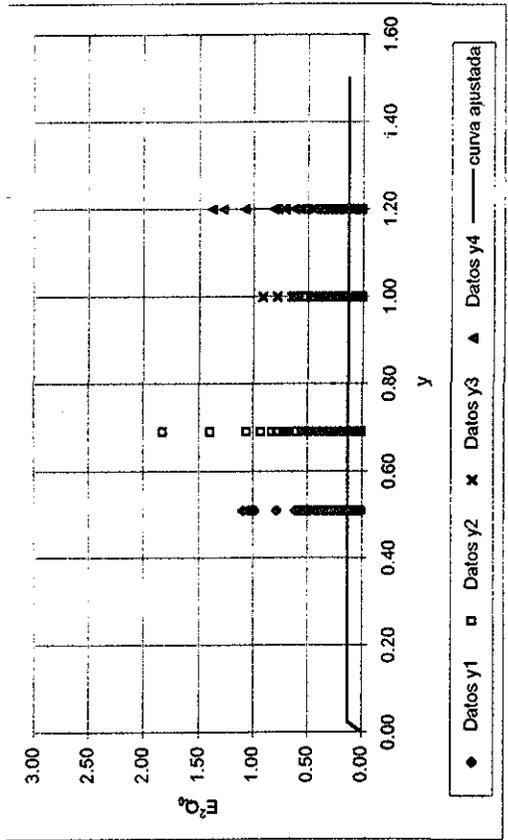
b) Relación  $y-Q_r-E^2Q_r$

Fig. 7.95.- Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_r$  (Edificio de 10 niveles, modelo de Takeda,  $C=0.5$ )

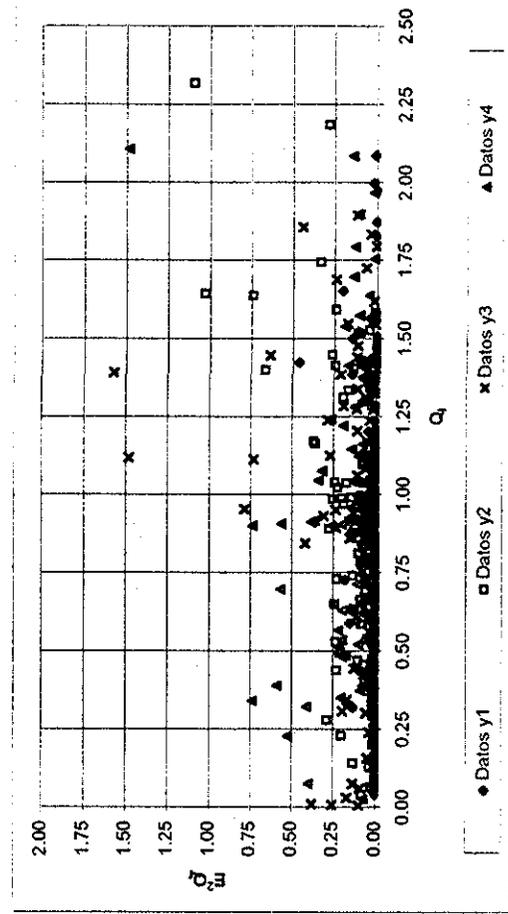


b) Relación  $y-Q_r-E^2Q_r$

Fig. 7.96.- Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_r$  (Edificio de 10 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.3$ )

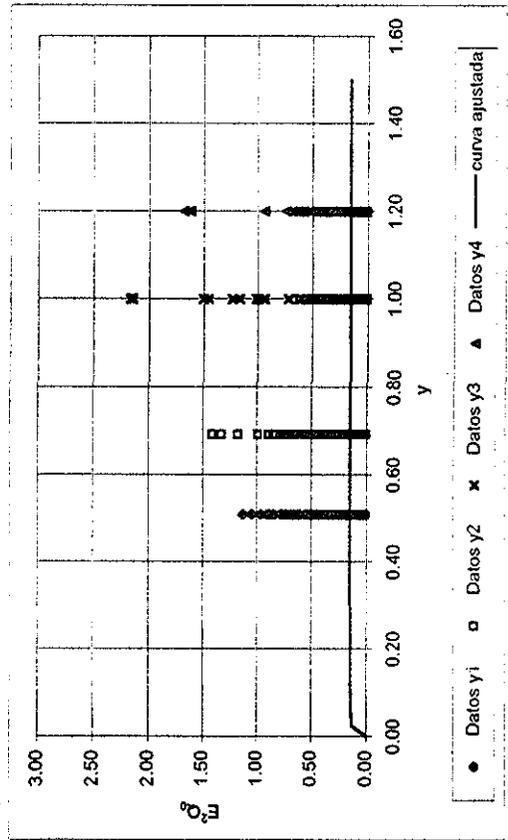


a) Relación  $y-E^2Q_0$

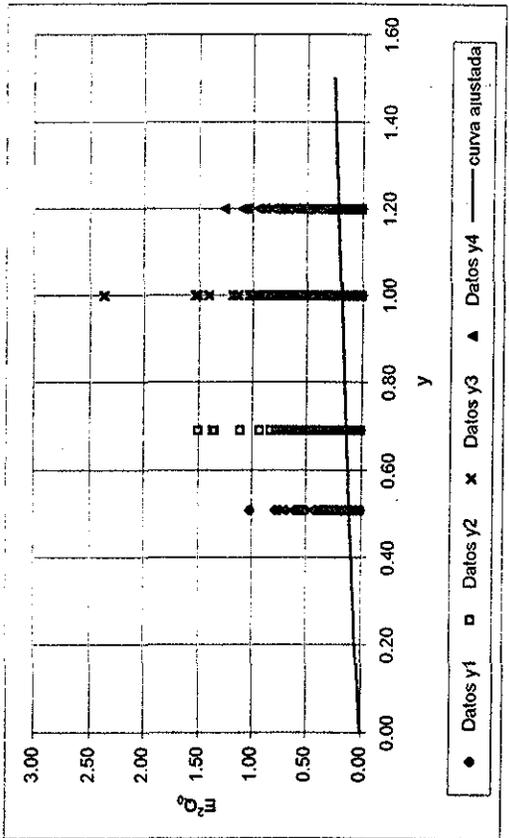


b) Relación  $y-Q_r-E^2Q_r$

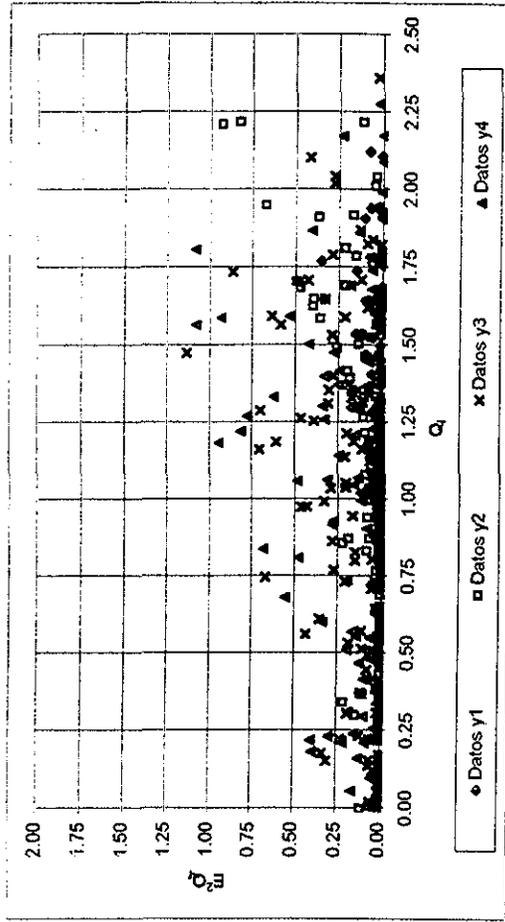
Fig. 7.97.- Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_r$  (Edificio de 10 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.4$ )



a) Relación  $y-E^2Q_0$

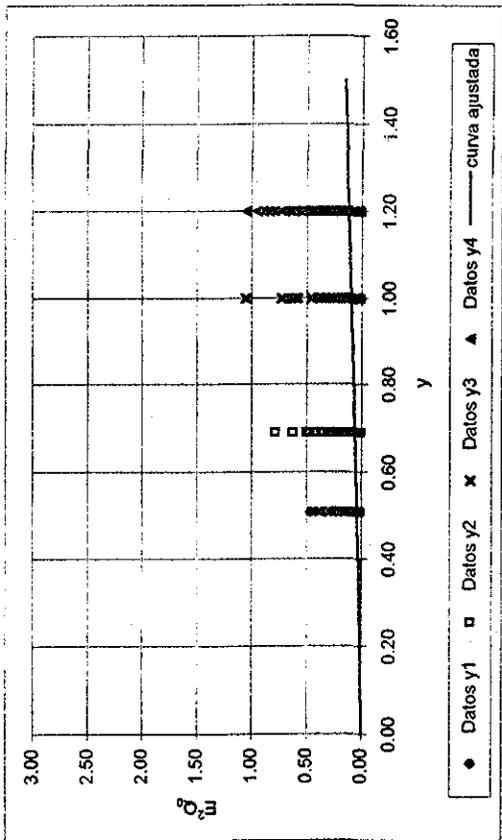


a) Relación  $y-E^2Q_0$



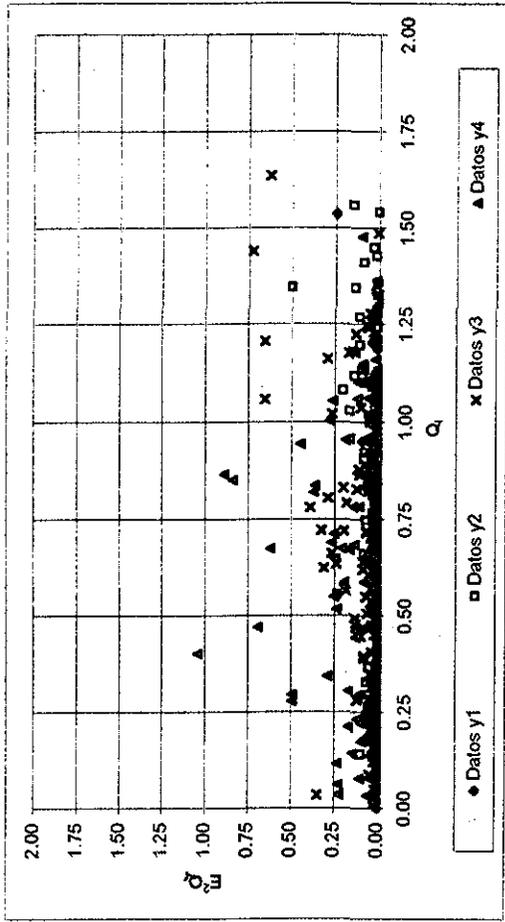
b) Relación  $y-Q_i-E^2Q_f$

Fig. 7.98.- Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_f$  (Edificio de 10 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.5$ )

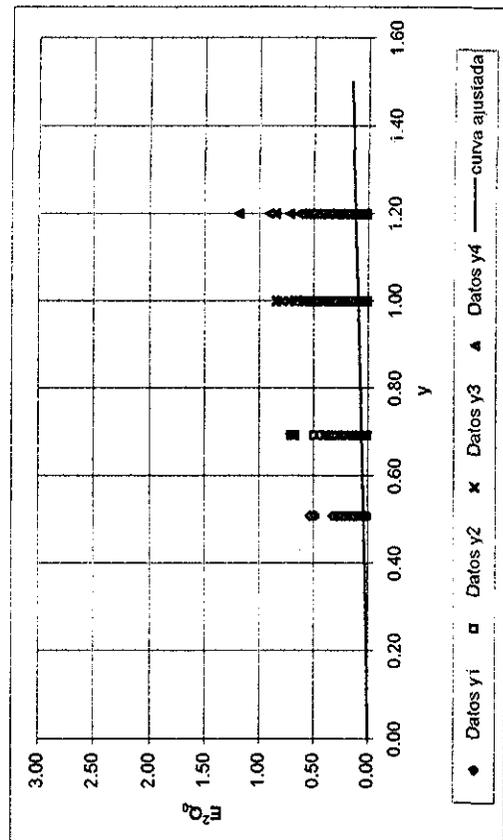


a) Relación  $y-E^2Q_0$

Fig. 7.99 - Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_r$  (Edificio de 15 niveles, modelo bilineal,  $C=0.3$ )

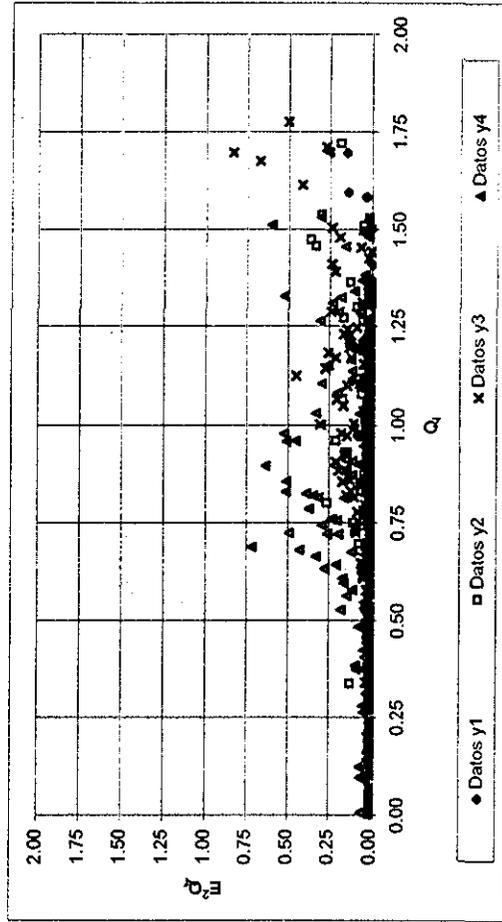


b) Relación  $y-Q_r-E^2Q_r$

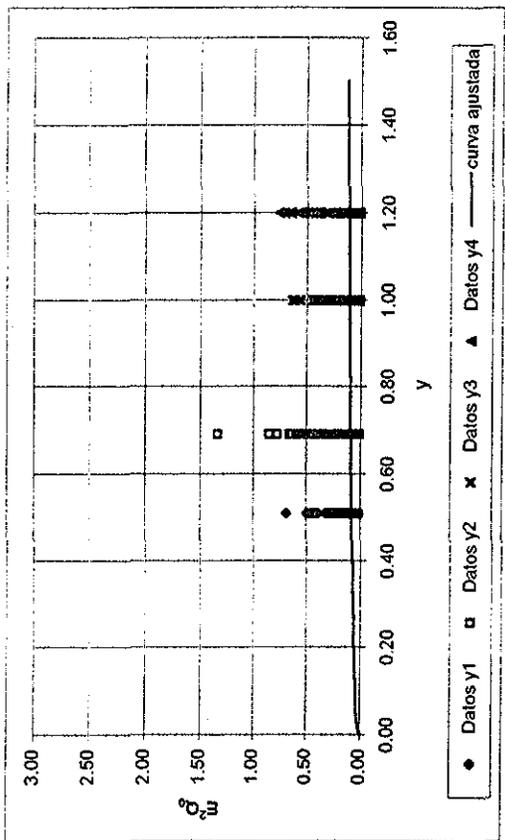


a) Relación  $y-E^2Q_0$

Fig. 7.100 - Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_r$  (Edificio de 15 niveles, modelo bilineal,  $C=0.4$ )

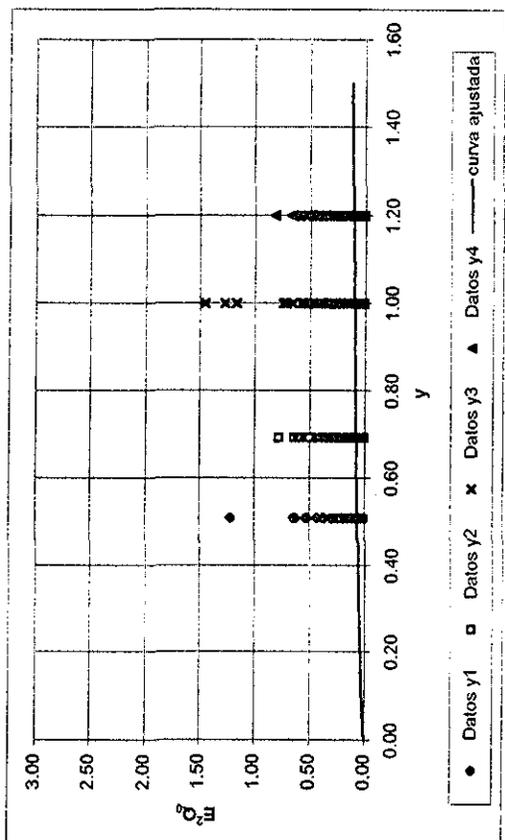


b) Relación  $y-Q_r-E^2Q_r$

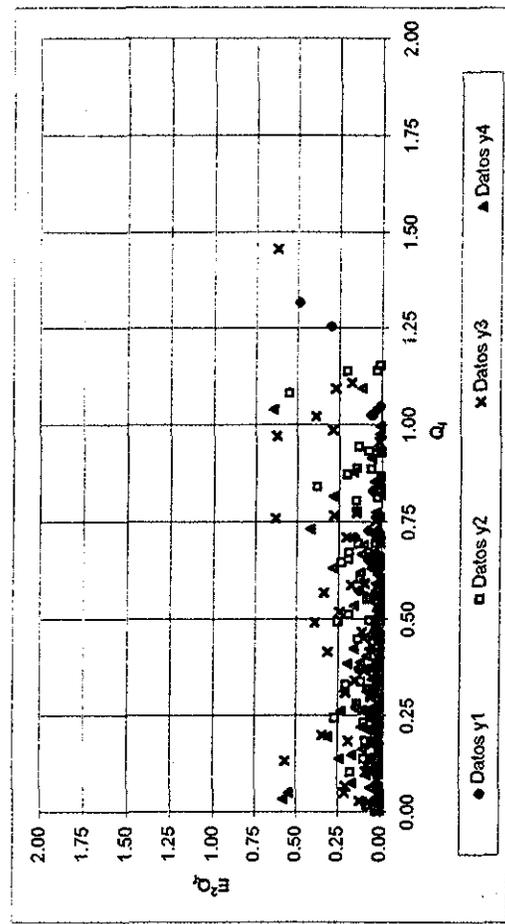


a) Relación  $y-E^2 Q_0$

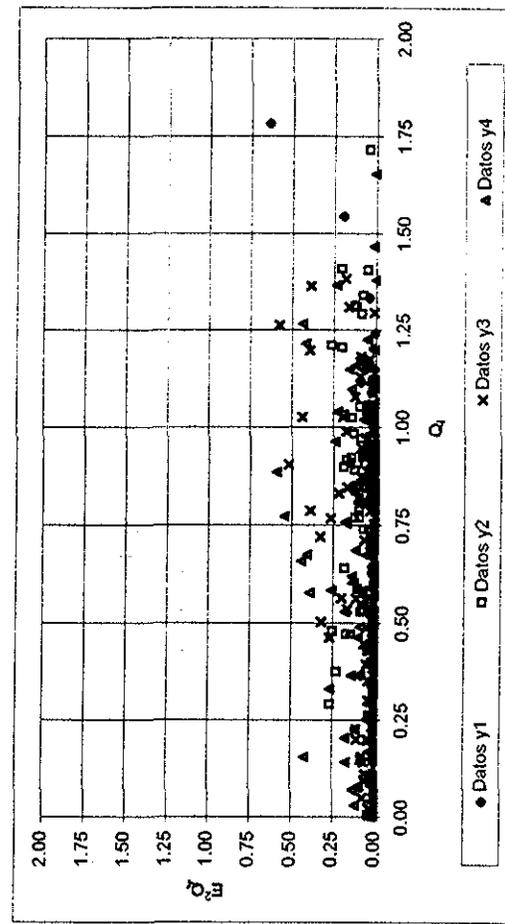
Fig. 7.101.- Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_r$  (Edificio de 15 niveles, modelo de Takeda,  $C=0.3$ )



a) Relación  $y-E^2 Q_0$

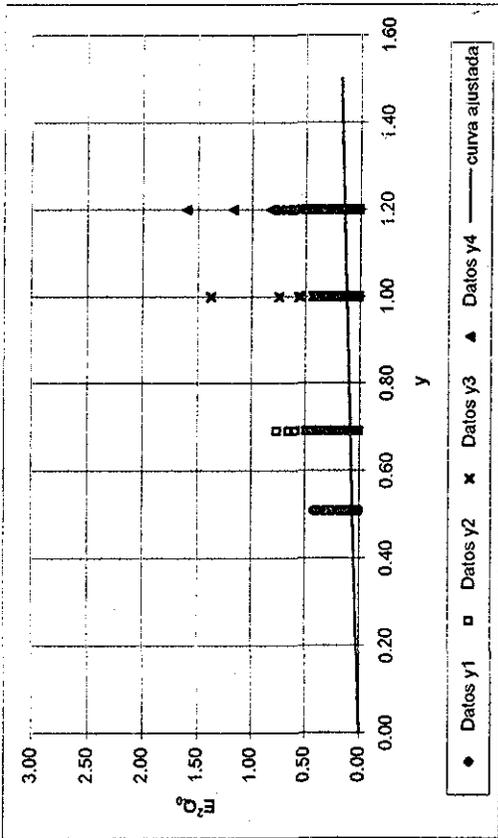


b) Relación  $y-Q_r-E^2 Q_r$

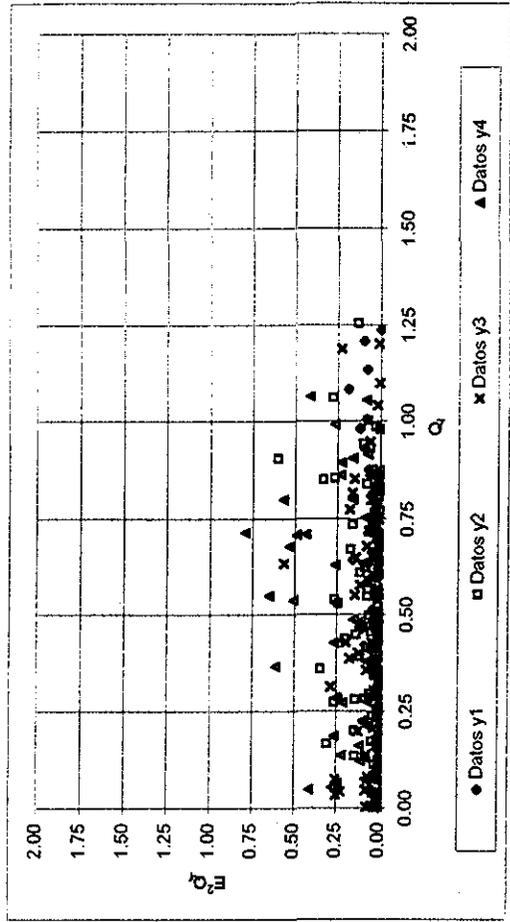


b) Relación  $y-Q_r-E^2 Q_r$

Fig. 7.102.- Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_r$  (Edificio de 15 niveles, modelo de Takeda,  $C=0.4$ )

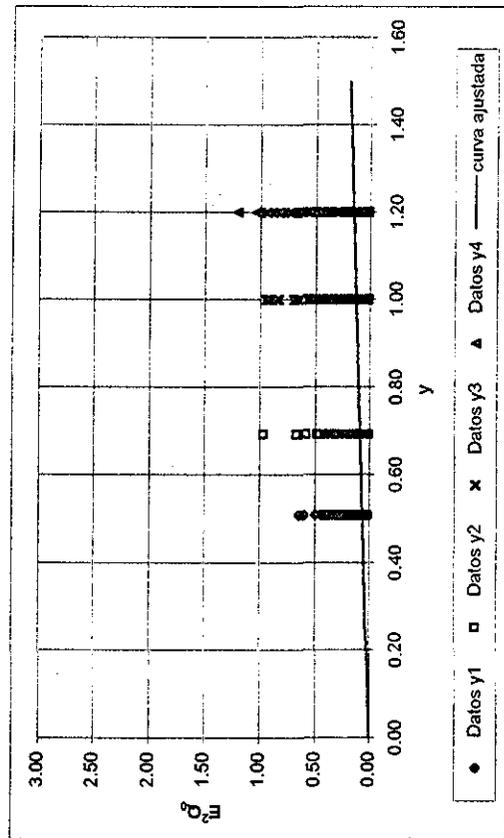


a) Relación  $y-E^2Q_0$

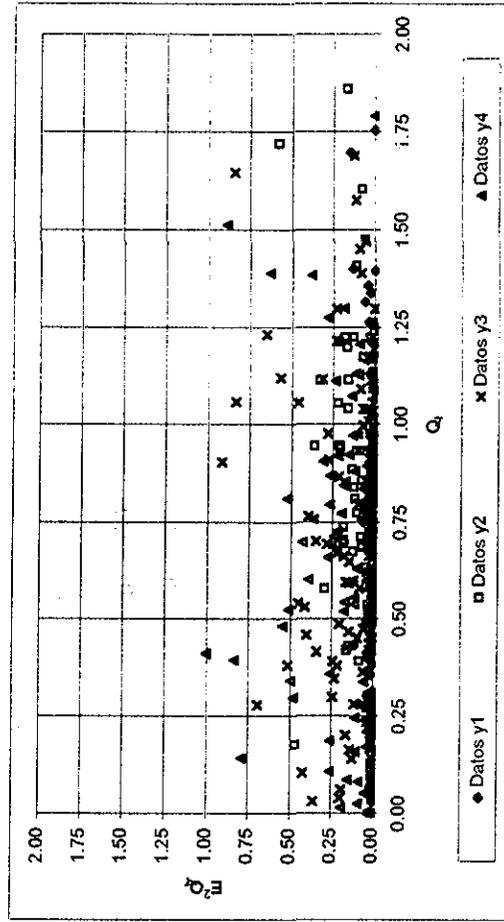


b) Relación  $y-Q_f-E^2Q_f$

Fig. 7.103.- Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_f$  (Edificio de 15 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.3$ )

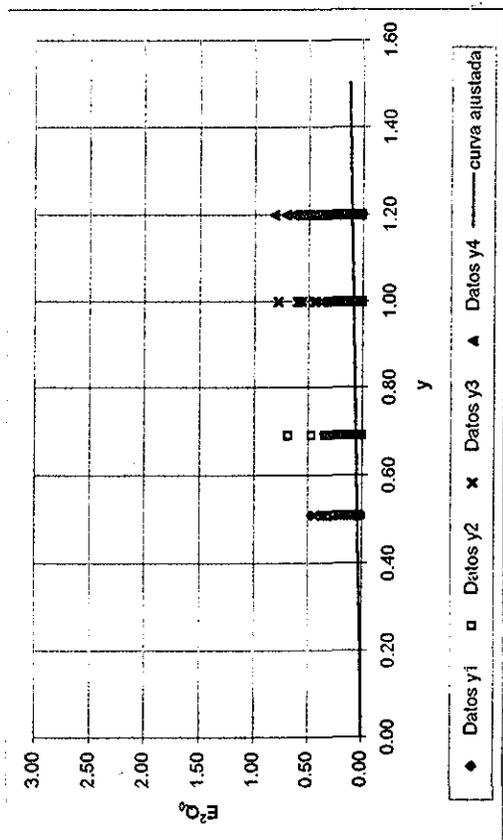


a) Relación  $y-E^2Q_0$



b) Relación  $y-Q_f-E^2Q_f$

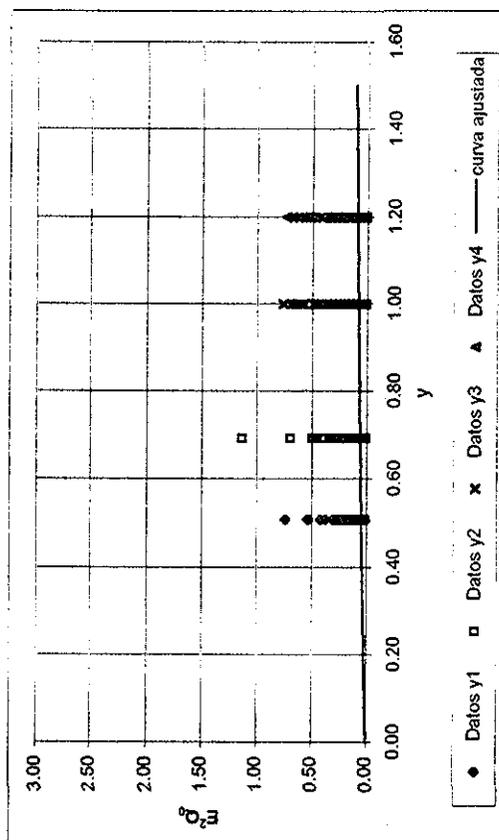
Fig. 7.104.- Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_f$  (Edificio de 15 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.4$ )



a) Relación  $y-E^2Q_0$

b) Relación  $y-Q_f-E^2Q_f$

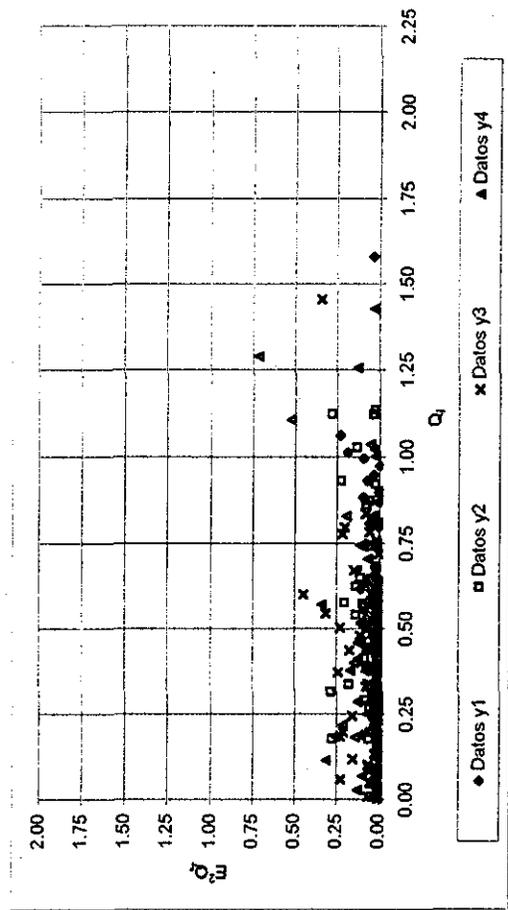
Fig. 7.105.- Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_f$  (Edificio de 20 niveles, modelo bilineal,  $C=0.3$ )



a) Relación  $y-E^2Q_0$

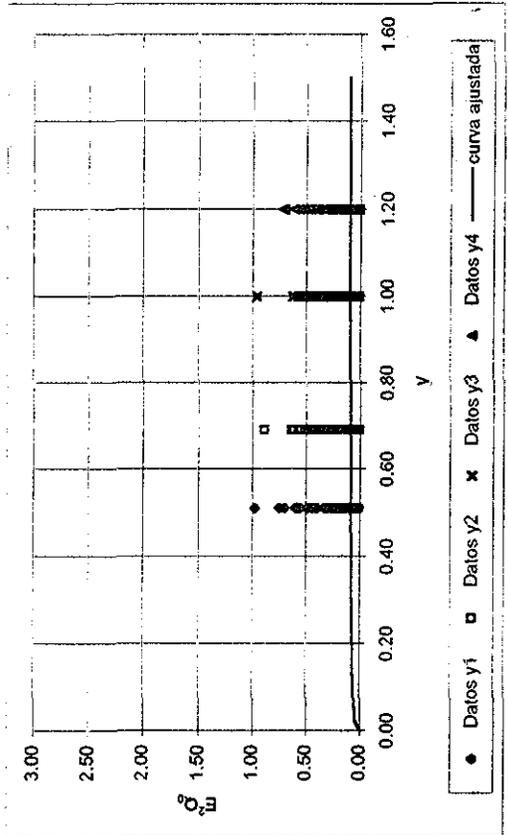
b) Relación  $y-Q_f-E^2Q_f$

Fig. 7.106.- Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_f$  (Edificio de 20 niveles, modelo bilineal,  $C=0.4$ )

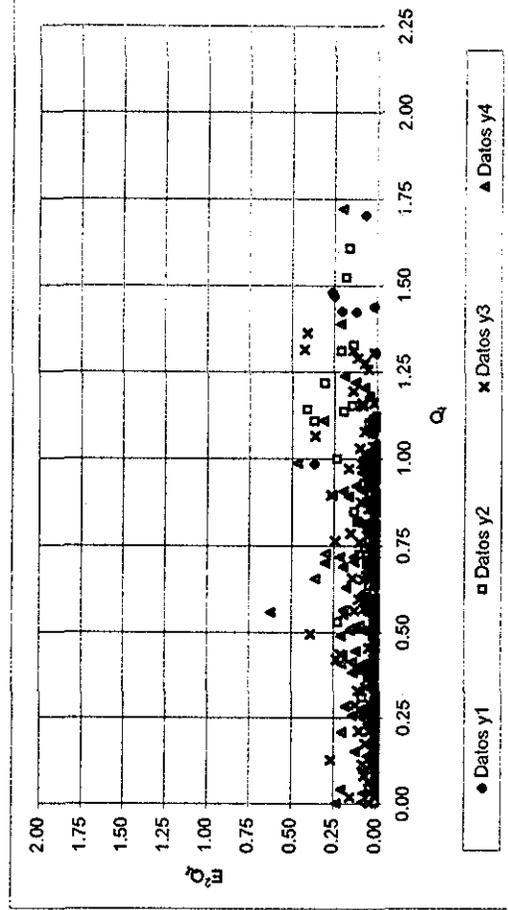


b) Relación  $y-Q_r-E^2Q_r$

Fig. 7.107. - Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_r$  (Edificio de 20 niveles, modelo de Takeda,  $C=0.3$ )

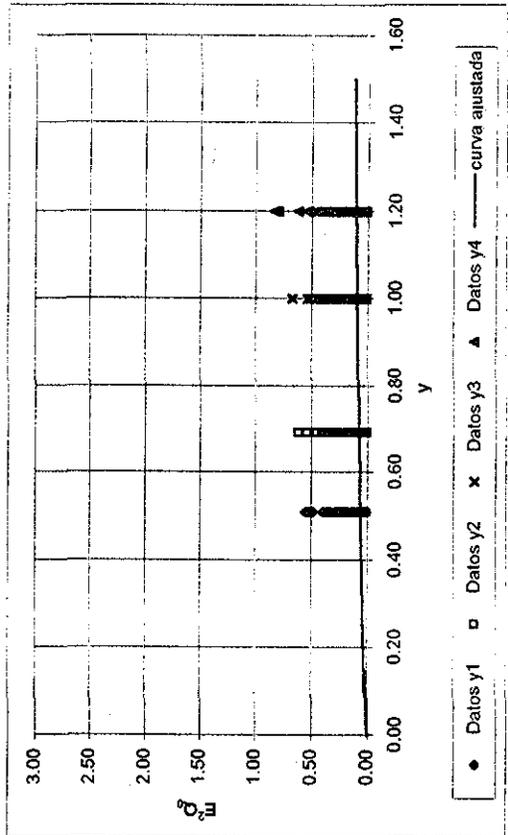


a) Relación  $y-E^2Q_0$

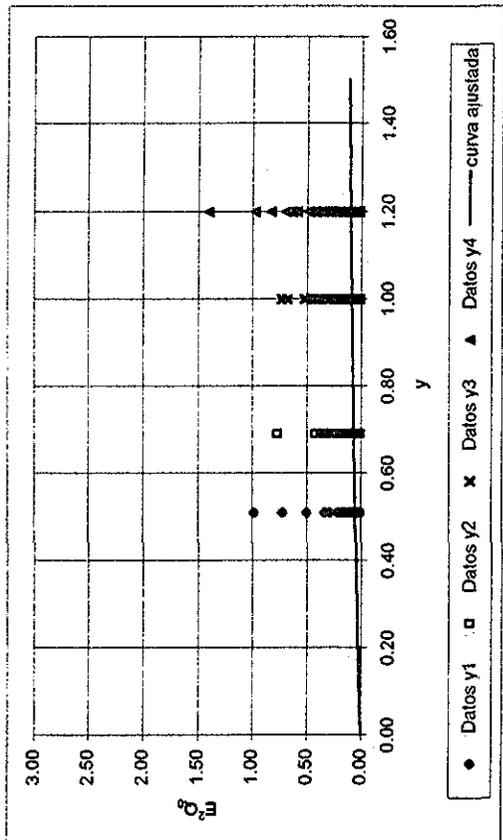


b) Relación  $y-Q_r-E^2Q_r$

Fig. 7.108. - Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_r$  (Edificio de 20 niveles, modelo de Takeda,  $C=0.4$ )

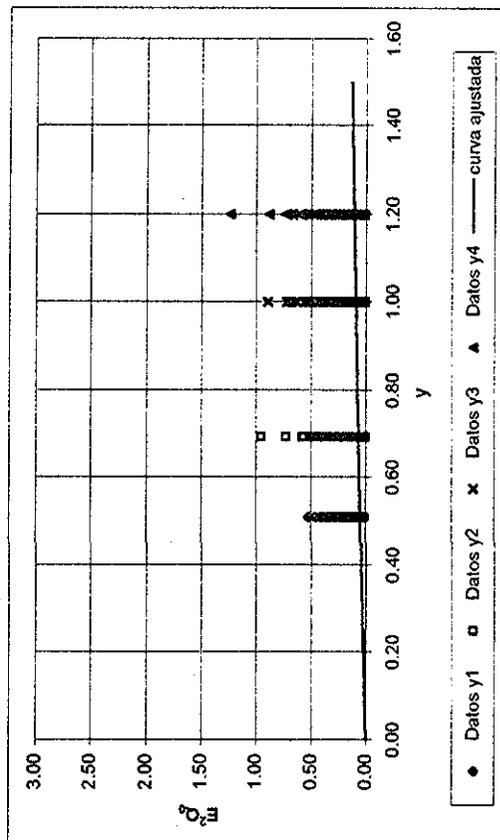


a) Relación  $y-E^2Q_0$



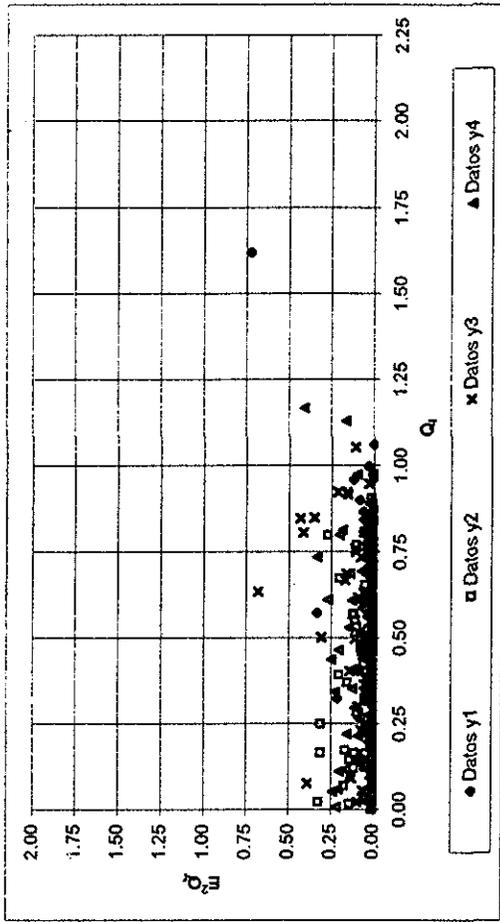
a) Relación  $y-E^2Q_0$

Fig. 7.109. - Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_r$  (Edificio de 20 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.3$ )

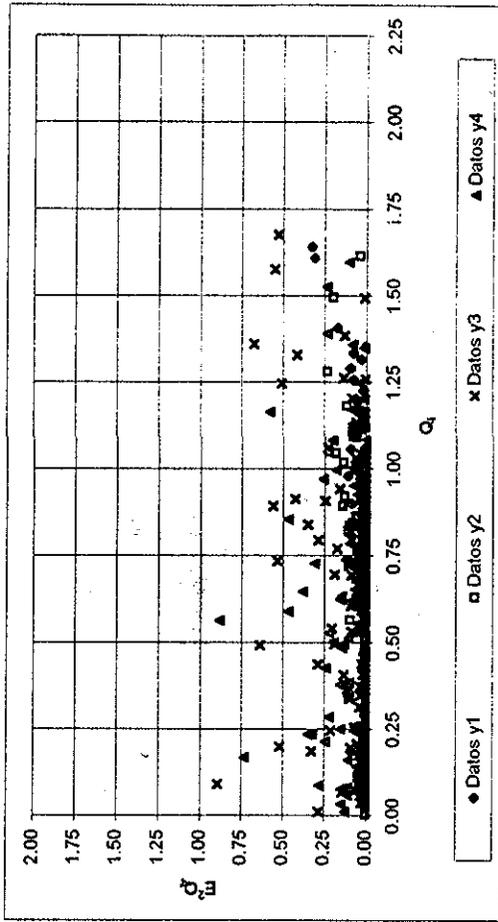


a) Relación  $y-E^2Q_0$

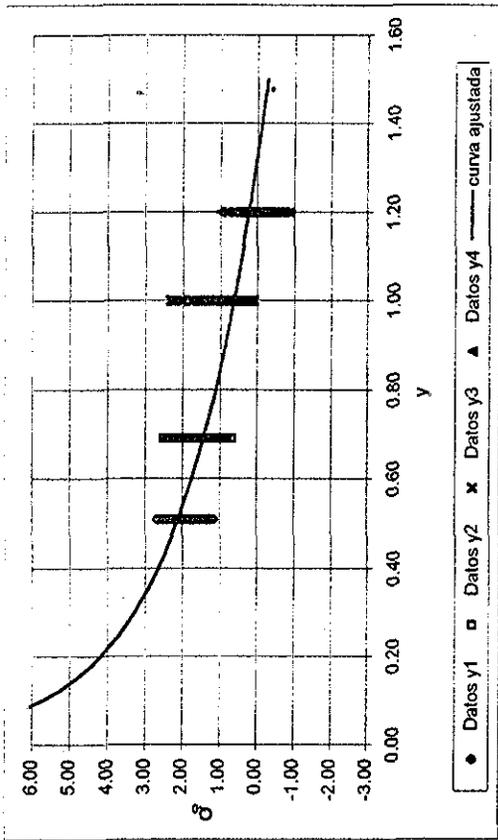
Fig. 7.110. - Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_r$  (Edificio de 20 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.4$ )



b) Relación  $y-Q_r-E^2Q_r$

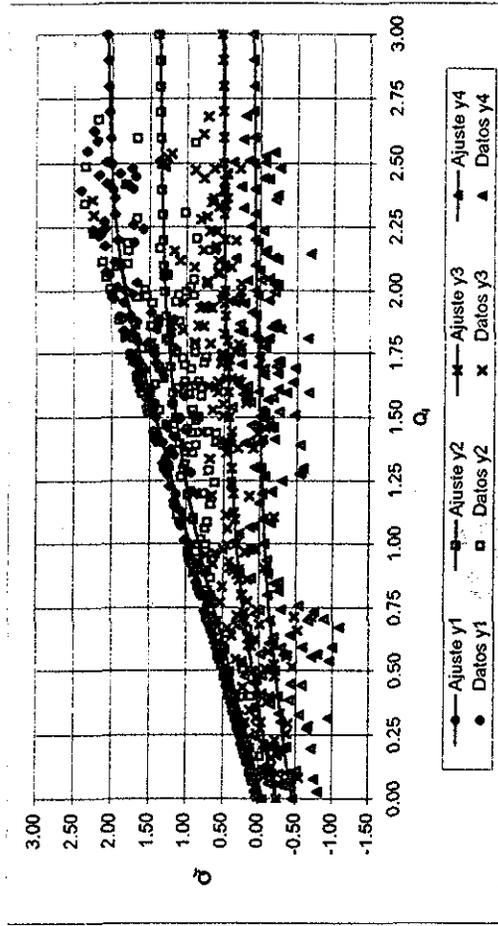


b) Relación  $y-Q_r-E^2Q_r$

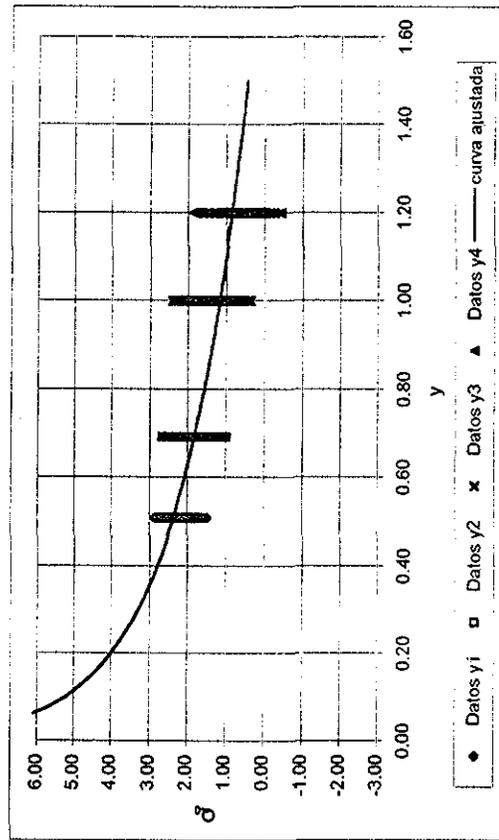


a) Relación  $y-Q_0$

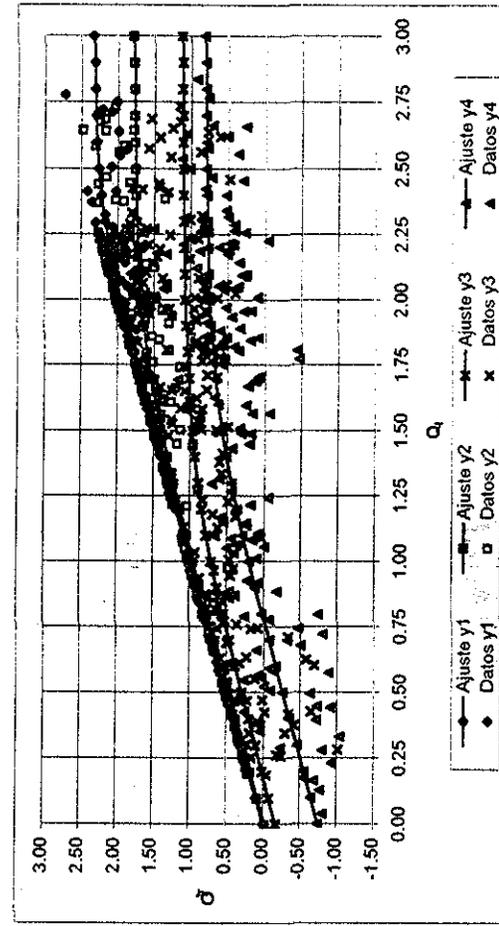
Fig. 7.111.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_f$  (Edificio de 10 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.4$ ). Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso



b) Relación  $y-Q_f$

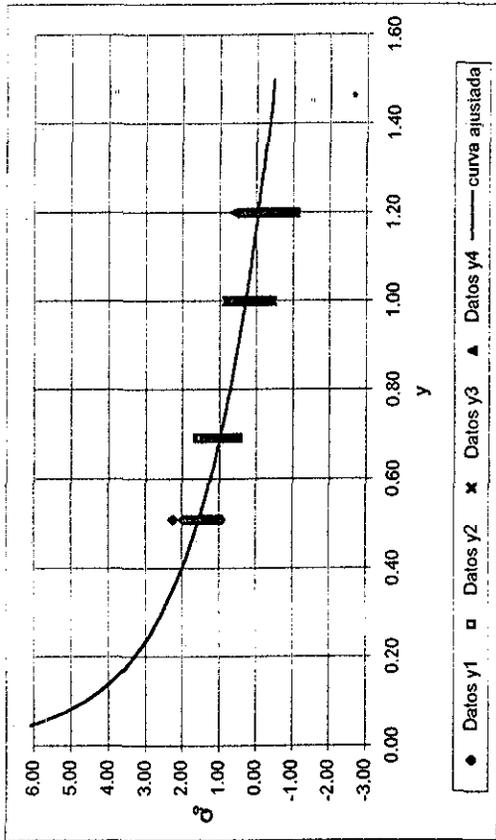


a) Relación  $y-Q_0$



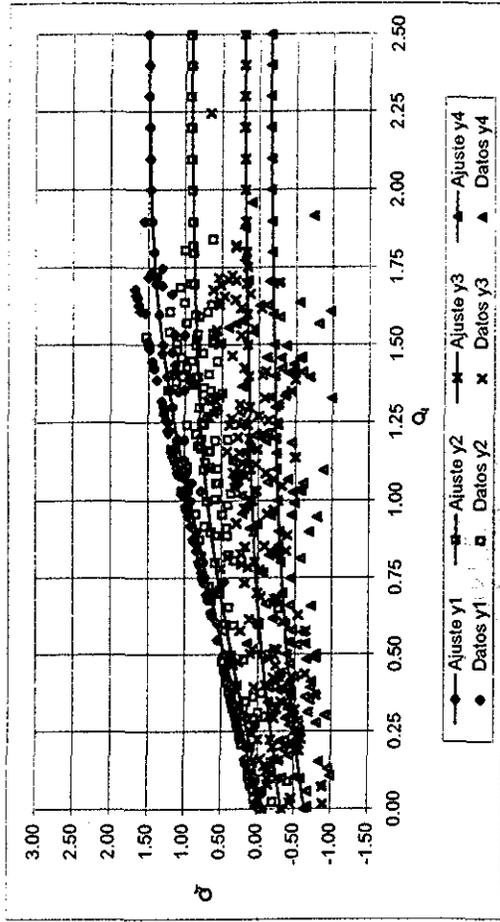
b) Relación  $y-Q_f$

Fig. 7.112.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_f$  (Edificio de 10 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.5$ ). Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entrepiso

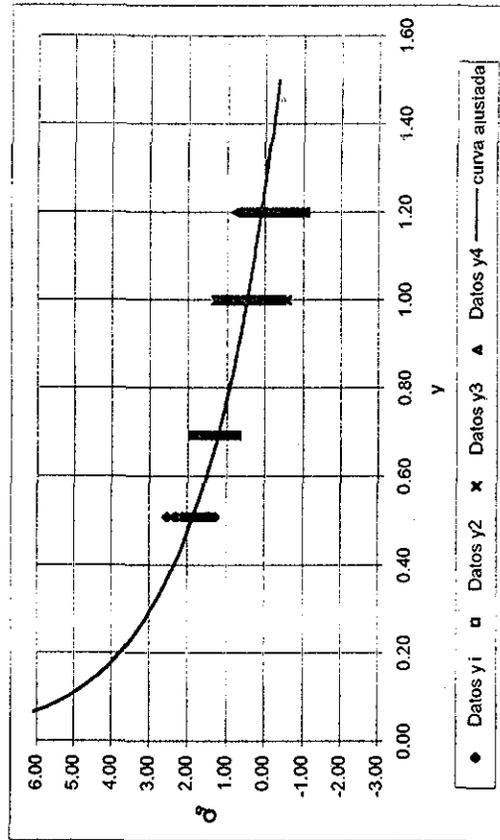


a) Relación  $y-Q_0$

Fig. 7.113.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_f$  (Edificio de 15 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.3$ ). Segundo criterio para el cálculo de ductilidades de entripiso

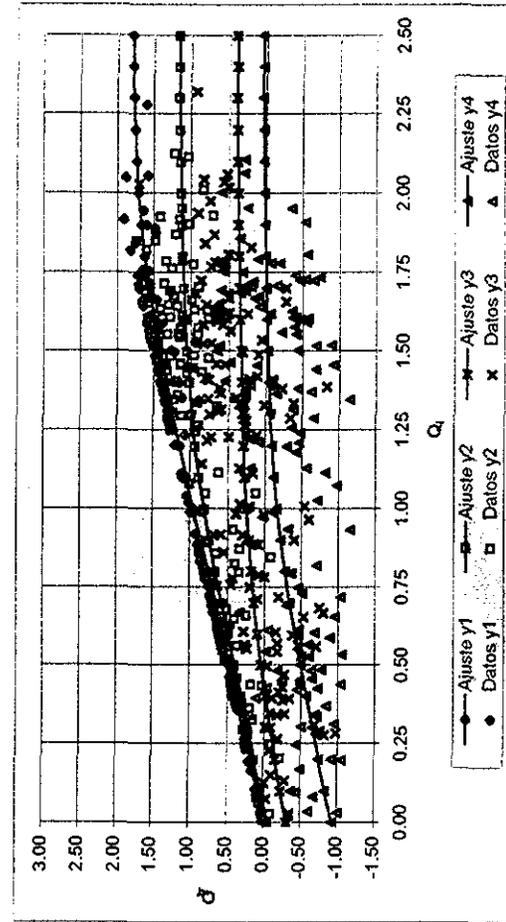


b) Relación  $y-Q_f-Q_r$

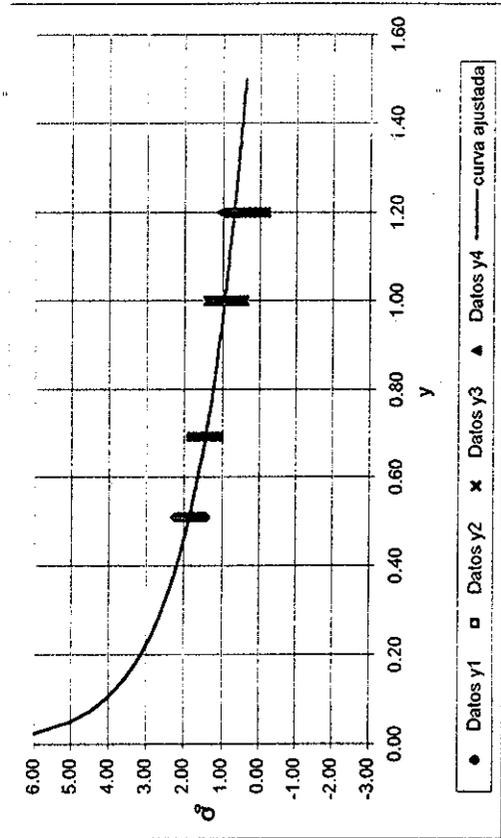


a) Relación  $y-Q_0$

Fig. 7.114.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_f$  (Edificio de 15 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.4$ ). Segundo criterio para el cálculo de ductilidades de entripiso

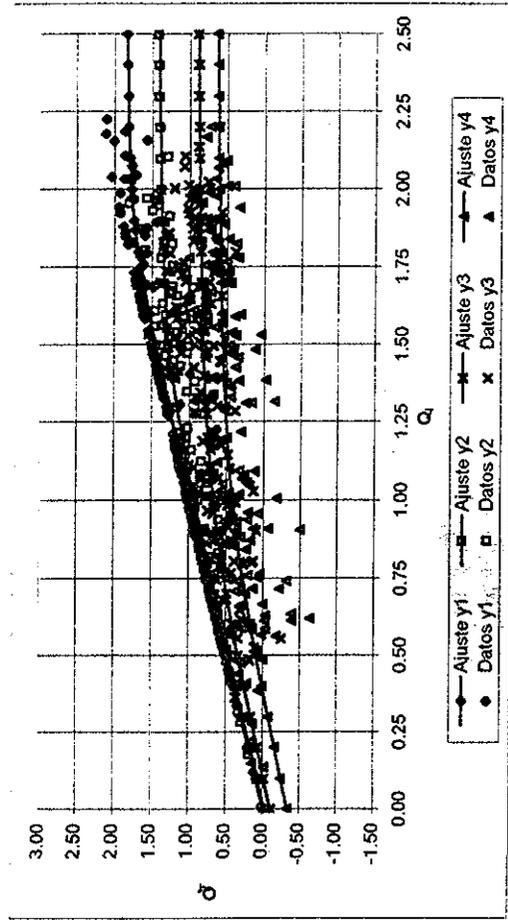


b) Relación  $y-Q_f-Q_r$

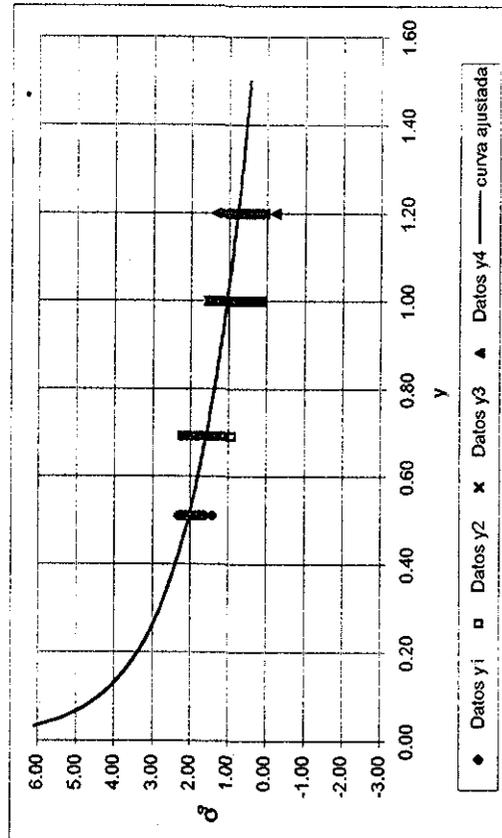


a) Relación  $y-Q_0$

Fig. 7.115.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_f$  (Edificio de 20 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.3$ ). Segundo criterio para el cálculo de ductilidades de entripeso

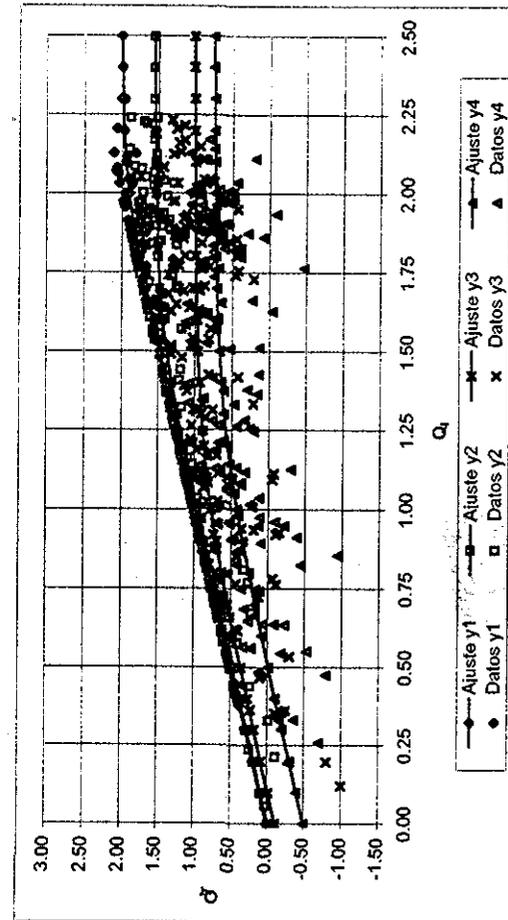


b) Relación  $y-Q_f-Q_r$

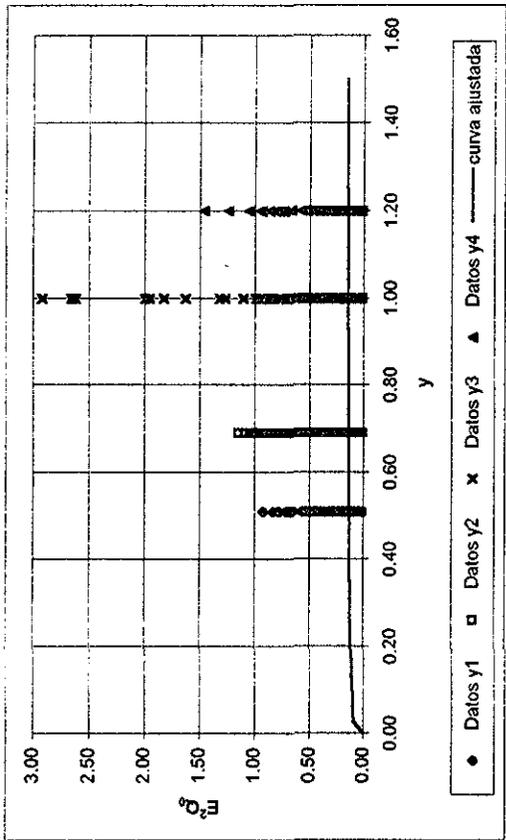


a) Relación  $y-Q_0$

Fig. 7.116.- Datos observados y curvas de ajuste para el daño final medio de  $Q_f$  (Edificio de 20 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.4$ ). Segundo criterio para el cálculo de ductilidades de entripeso



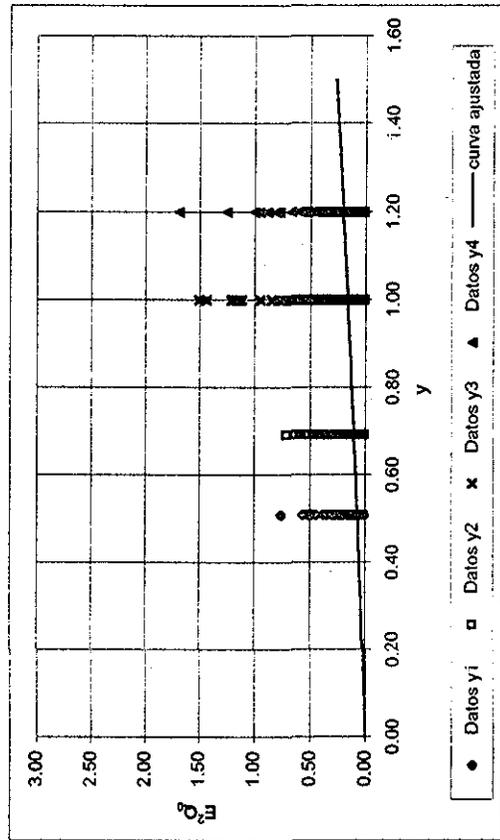
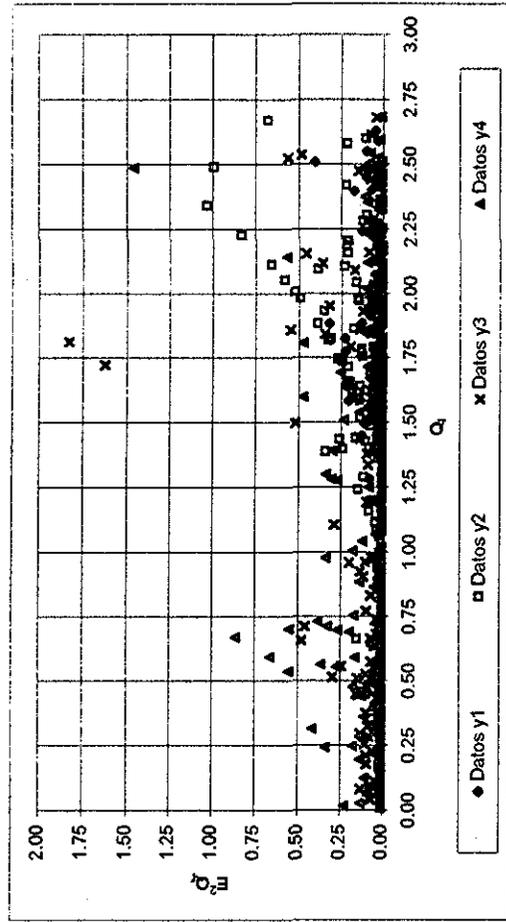
b) Relación  $y-Q_f-Q_r$



a) Relación  $y-E^2Q_0$

b) Relación  $y-Q_r-E^2Q_r$

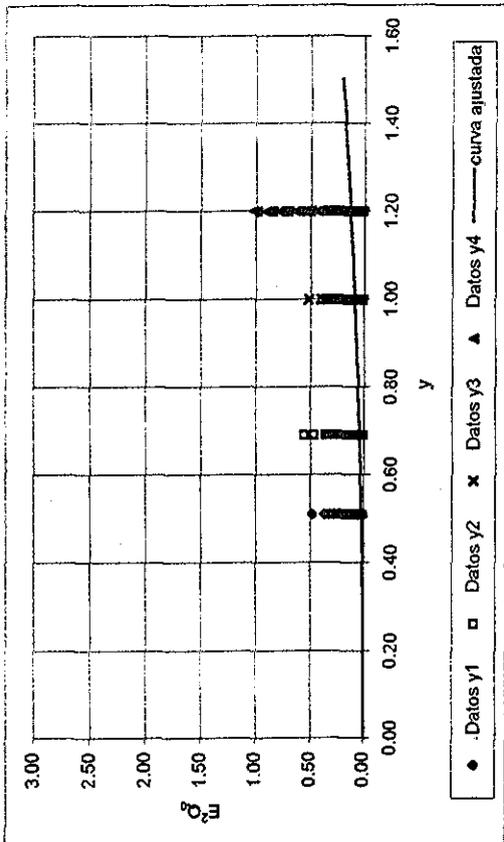
Fig. 7.117.- Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_r$  (Edificio de 10 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.4$ ) Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entropeso



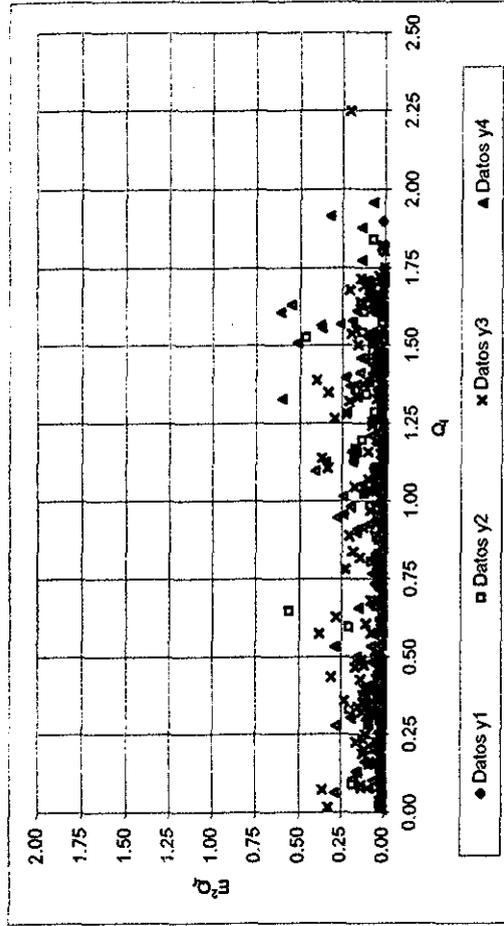
a) Relación  $y-E^2Q_0$

b) Relación  $y-Q_r-E^2Q_r$

Fig. 7.118.- Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_r$  (Edificio de 10 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.5$ ) Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entropeso

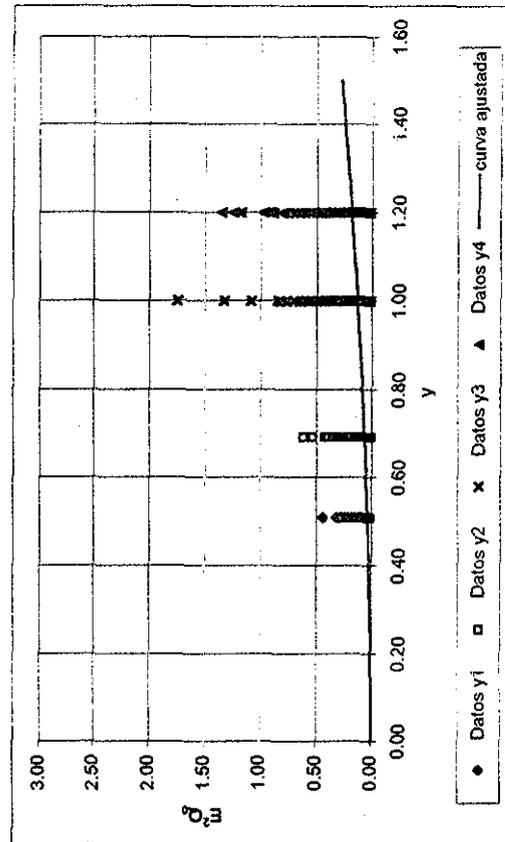


a) Relación  $y-E^2Q_0$

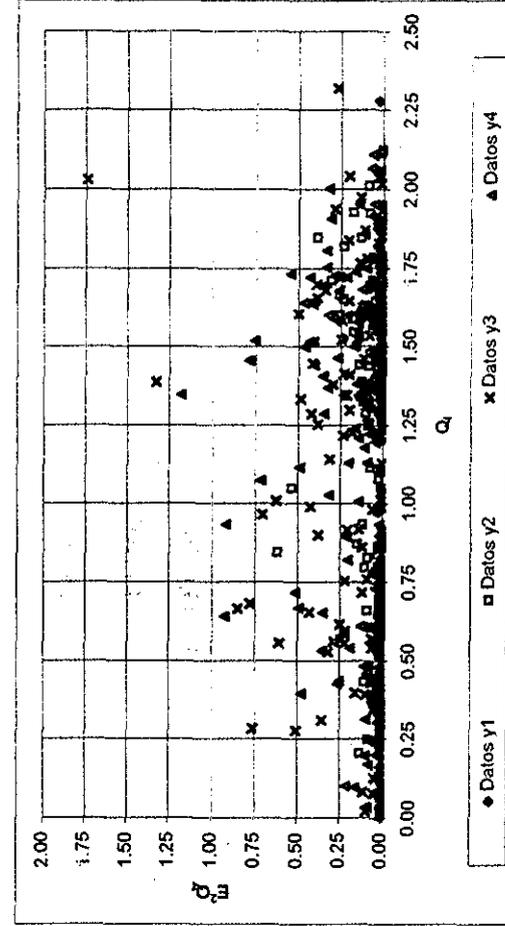


b) Relación  $y-Q_f-E^2Q_f$

Fig. 7.119.- Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_f$  (Edificio de 15 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.3$ )  
Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entripiso

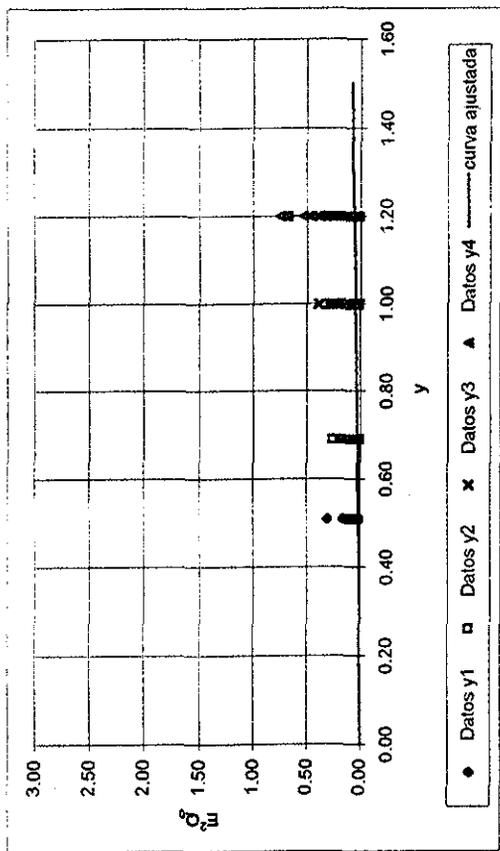


a) Relación  $y-E^2Q_0$



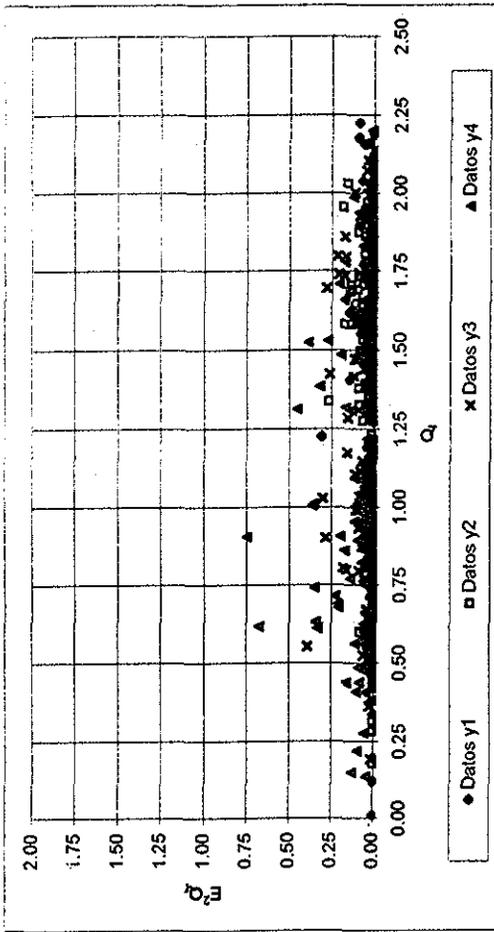
b) Relación  $y-Q_f-E^2Q_f$

Fig. 7.120.- Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_f$  (Edificio de 15 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.4$ )  
Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entripiso

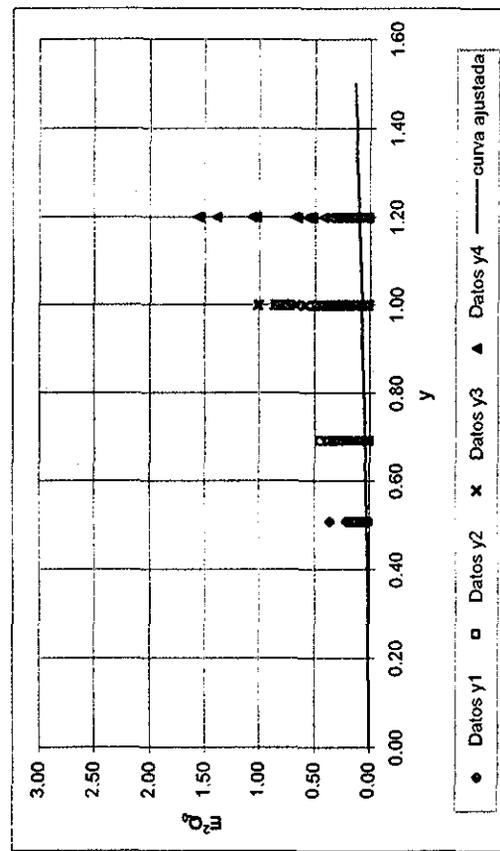


a) Relación  $y-E^2Q_0$

Fig. 7.121.- Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_f$  (Edificio de 20 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.3$ ) Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entripiso

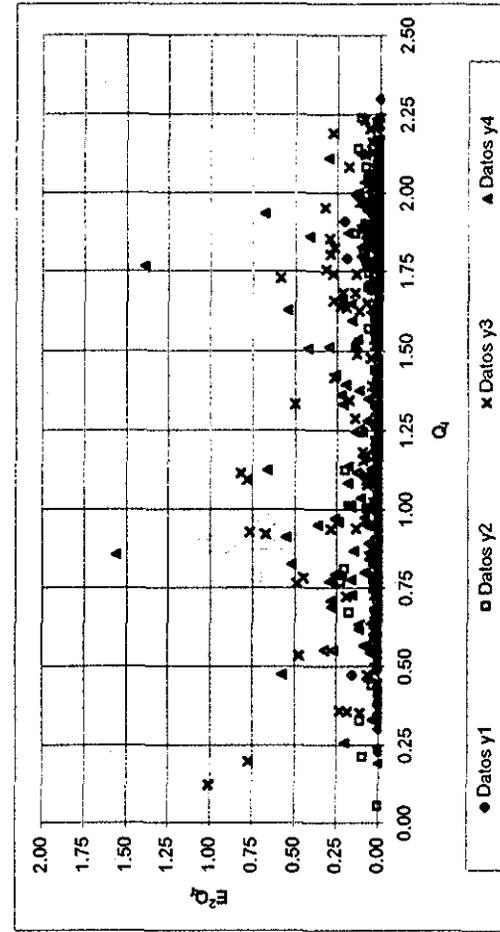


b) Relación  $y-Q_f-E^2Q_f$



a) Relación  $y-E^2Q_0$

Fig. 7.122.- Errores cuadráticos y ajuste de la varianza de  $Q_f$  (Edificio de 20 niveles, modelo con deterioro de resistencia,  $C=0.4$ ) Segundo criterio en el cálculo de ductilidades de entripiso



b) Relación  $y-Q_f-E^2Q_f$

### 7.3 Confiabilidad estructural.

Como último objetivo de este estudio, se considera la aplicación de las funciones de daño presentadas en la sección 7.2 para obtener la variación de la confiabilidad respecto al daño inicial,  $Q_i$ , de las estructuras analizadas; para ello, es necesario primeramente contar con un criterio adecuado para medir la confiabilidad. En este sentido, se considera como opción el empleo del índice  $\beta$  utilizado en estudios previos para medir la confiabilidad de sistemas complejos (ref. 31), dicho índice se define como:

$$\beta = \frac{\bar{Q}_f}{\sigma_{Q_f}} \quad (7.6)$$

donde

$\bar{Q}_f$  - Es el valor medio del índice de daño final  $Q_f$

$\sigma_{Q_f}$  - Es la desviación estándar del índice de daño final  $Q_f$

En este caso, para diferentes valores del índice de daño inicial, los valores de  $\bar{Q}_f$  y  $\sigma_{Q_f}$  están dados por las funciones de daño obtenidas en la sección anterior.

#### 7.3.1 Variación del índice de confiabilidad

De acuerdo con el criterio utilizado para obtener el índice de confiabilidad  $\beta$  (ec. 7.6), y considerando que la desviación estándar  $\sigma_{Q_f}$  solo depende de la intensidad sísmica  $y$ ; la forma en que varía  $\beta$  respecto a  $Q_i$ , para cada caso particular de intensidad, es muy similar a la observada en las relaciones  $Q_i$ - $\bar{Q}_f$  vistas anteriormente (Figs. 7.69 a 7.89).

Lo anterior se puede ver en las figuras 7.123 a 7.134, en donde se presenta la variación del índice de confiabilidad,  $\beta$ , respecto al daño inicial,  $Q_i$ , obtenida para todos los casos analizados y con los dos criterios con los que se calculó el índice de daño  $Q$ , los cuales han sido ya descritos al inicio de este capítulo. En cada gráfica se presentan las curvas de confiabilidad  $\beta$  para las cuatro intensidades sísmicas con las que se obtuvo el daño final en la estructura. La simbología es la misma que se empleó en el caso de índice de daño final medio  $\bar{Q}_f$ . La discusión de estas figuras se presenta enseguida.

### a) Primer criterio

Las figuras 7.123 a 7.131 muestran los resultados obtenidos al calcular el valor de  $\beta$  en estructuras en las que se aplicó el primer criterio de ductilidades para la obtención del índice de daño  $Q$

Como en la variación de  $\bar{Q}_f$ , se observa en todos los casos que para las estructuras con el mismo número de niveles y modelo de comportamiento histerético aplicado, la confiabilidad ( $\beta$ ) aumenta notablemente al aumentar el coeficiente de diseño sísmico  $C$

Respecto al modelo de comportamiento sísmico que siguen los elementos estructurales, se aprecia claramente que los valores de  $\beta$  alcanzados por las estructuras que tienen comportamiento bilineal (Figs. 7.123 a 7.125) son considerablemente mayores a aquellos que se presentan en estructuras que tienen un tipo de deterioro en rigidez o resistencia (modelo de Takeda y modelo con daño)

En el caso del modelo de Takeda llama la atención la particularidad ya señalada en el análisis del índice  $\bar{Q}_f$ , referente a los valores alcanzados de confiabilidad. Para las estructuras de 10 niveles (Fig. 7.126), aunque la diferencia no es mucha, se presentan valores de  $\beta$  mayores a los que se tienen en los sistemas con degradación de rigidez y resistencia, lo que en un principio podía esperarse. Sin embargo, para las estructuras de 15 niveles se presentan valores muy similares entre ambos tipos de comportamiento histerético (Figs. 7.127 y 7.130), sobre todo en el rango de valores de  $Q_i$  donde  $\beta$  tiende a ser constante. Esto sucede para todas las curvas de distinta intensidad presentadas en las figuras. El caso más peculiar se presenta en las estructuras de 20 niveles, en donde la confiabilidad es mayor en los sistemas con degradación (Fig. 7.131) que en los sistemas que siguen el modelo de Takeda (Fig. 7.128)

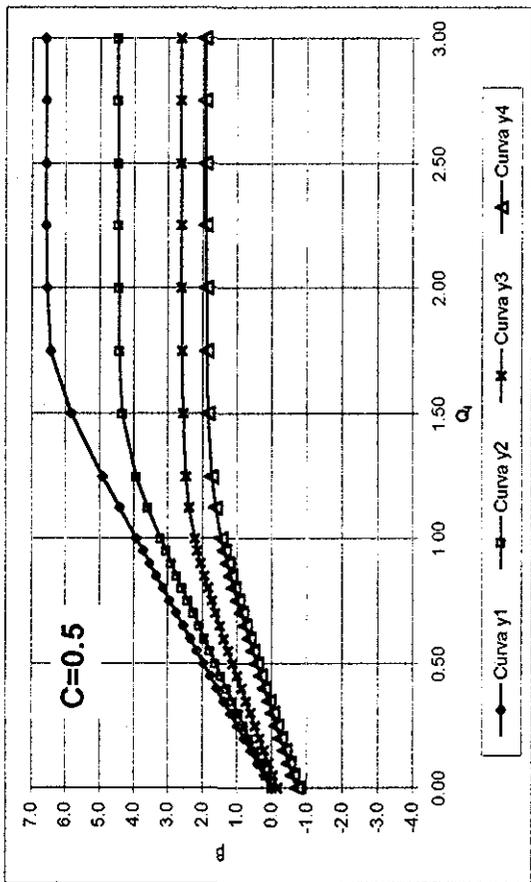
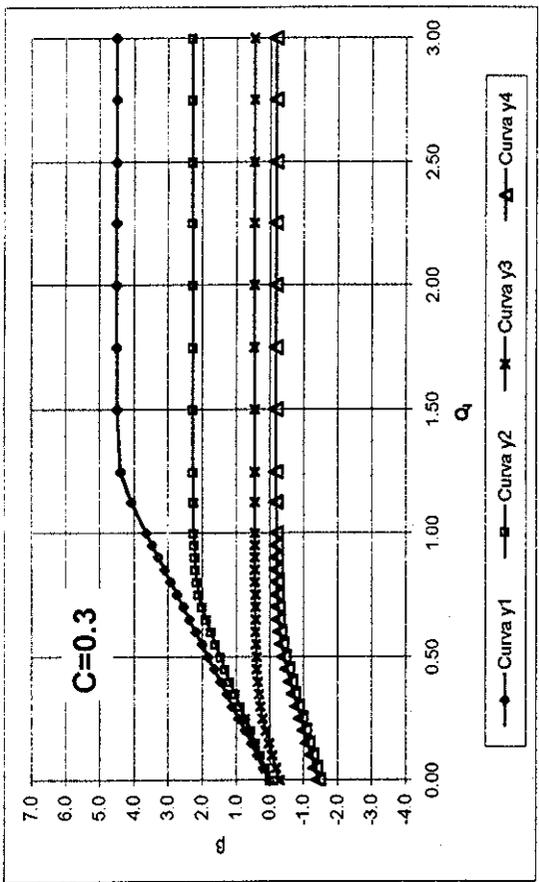
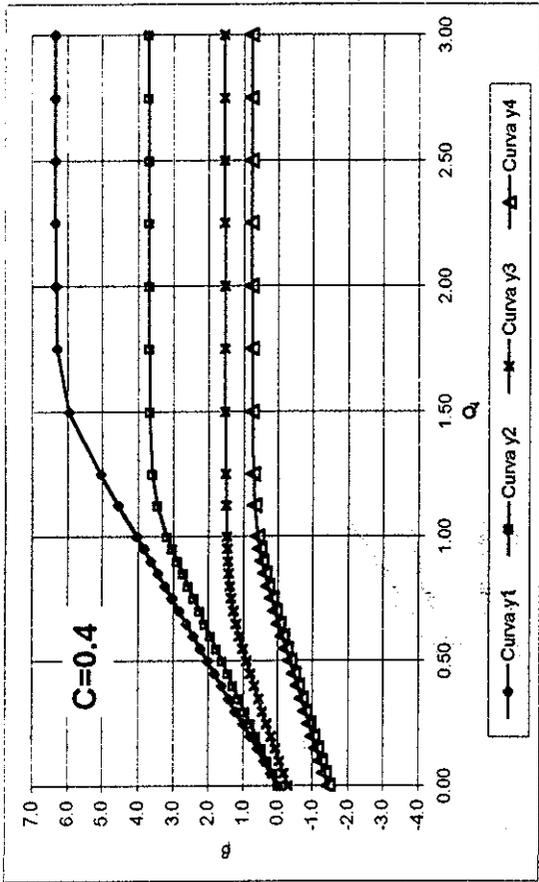
En el caso del periodo de las estructuras (número de niveles), la dificultad que se tuvo para relacionar los valores de  $\bar{Q}_f$  con esta variable también se mantiene en los resultados obtenidos para  $\beta$ , ya que el comportamiento de este índice de confiabilidad respecto al número de niveles es distinto para cada modelo histerético analizado. El razonamiento que explica este fenómeno, y que está basado en los espectros de resistencia de las excitaciones sísmicas utilizadas en este trabajo, ha sido expuesto en la sección 7.1.1. De esta manera se observa que para el modelo bilineal (Figs. 7.123 a 7.125), en forma muy general, las gráficas correspondientes a un mismo valor de  $C$  y diferente número de niveles son muy similares en la magnitud que alcanza  $\beta$ , en todas las intensidades presentadas. Para el modelo de Takeda (Figs. 7.126 a 7.128) se presentan también, respecto al número de niveles, magnitudes similares de  $\beta$  en intensidades bajas ( $y=500 \text{ cm/s}^2$  y  $y=680 \text{ cm/s}^2$ ), pero en intensidades altas ( $y=981 \text{ cm/s}^2$  y  $y=1177 \text{ cm/s}^2$ ) la confiabilidad es ligeramente mayor en los sistemas de 10 niveles. Finalmente, para el modelo con degradación de resistencia la confiabilidad aumenta, en términos generales, con el número de niveles, presentándose los mayores valores de  $\beta$  en los edificios de 20 niveles, para curvas de intensidad  $y \geq 680 \text{ cm/s}^2$ .

En estos sistemas con degradación de resistencia se observa una diferencia particular en el comportamiento de  $\beta$  respecto al observado en  $\bar{Q}_f$ , ya que, de acuerdo con los valores de este último, los edificios de 20 niveles fueron los menos dañados en términos generales, presentándose un caso particular para  $C=0.4$  y  $y=500 \text{ cm/s}^2$ , para el cual los menores daños se tienen para los edificios de 10 niveles. En este caso, dicha excepción no se presenta, ya que la confiabilidad de los edificios de 20 niveles diseñados con  $C=0.4$  es siempre mayor a la que presentan los edificios de 10 y 15 niveles. Esta diferencia puede explicarse si se recuerda que la varianza obtenida para estos sistemas estructurales disminuía con el número de niveles

#### a) Segundo criterio

La variación del índice de confiabilidad en sistemas con ductilidades calculadas con el segundo criterio (ref. 30) se presenta en las figuras 7.132 a 7.134 cabe recordar que el cálculo sólo se hizo para los sistemas con elementos estructurales que siguen el modelo con deterioro de rigidez y resistencia. Al comparar estas figuras con las gráficas correspondientes al primer criterio de ductilidad se pueden hacer las siguientes observaciones:

- Como en el caso del índice  $\bar{Q}_f$ , hay un incremento importante del valor del índice  $\beta$  respecto a los valores obtenidos con el primer criterio
- En términos generales, para el caso común  $C=0.4$ , la confiabilidad aumenta al aumentar el número de niveles, lo que también fue observado en los resultados obtenidos con el primer criterio
- Los resultados muestran una mayor variación de  $\beta$  en un intervalo más amplio de valores de  $Q_i$ . Sin embargo, esta variación presenta valores mucho más grandes que en el caso del primer criterio
- Una particularidad importante de estos sistemas con deformaciones de falla dadas por el segundo criterio es que en los sistemas de 15 y 20 niveles (Figs 7.133 y 7.134), con coeficiente sísmico de diseño  $C=0.4$ , el valor de  $\beta$  disminuye respecto al que presentan las estructuras con  $C=0.3$ , cuando para el índice  $\bar{Q}_f$  se observó lo contrario. Este fenómeno ejemplifica lo importante que puede ser el efecto de la varianza de los resultados obtenidos por simulación en la confiabilidad de los sistemas estructurales; y hace ver también, en consecuencia, lo importante que resulta contar con un método adecuado para el cálculo de dicho parámetro estadístico, así como con un mayor número de casos simulados



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig. 7.123 - Índice  $\beta$  (Edificio de 10 niveles, modelo bilineal)

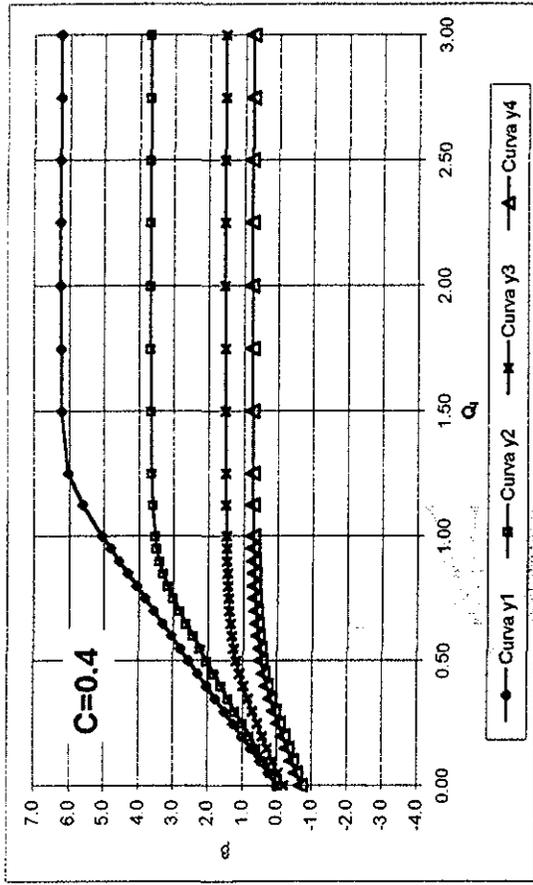
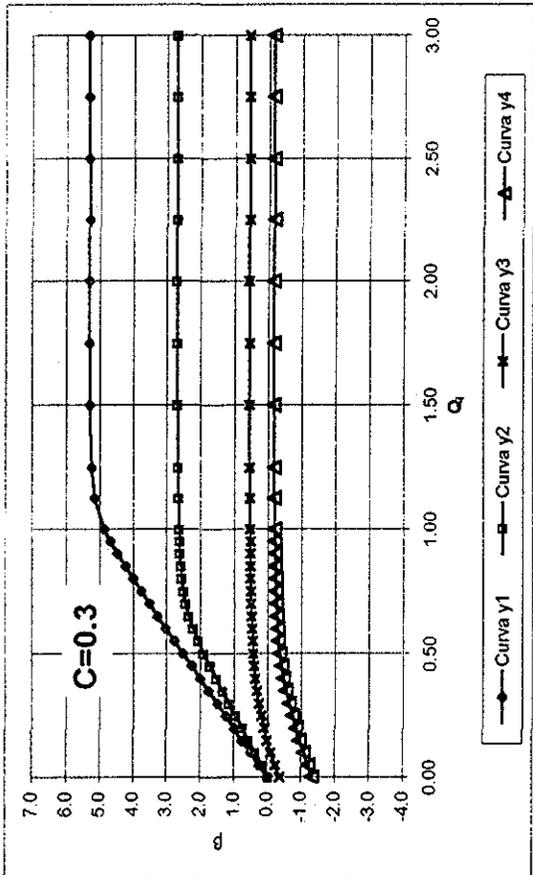


Fig. 7.124.- Índice  $\beta$  (Edificio de 15 niveles, modelo bilineal)

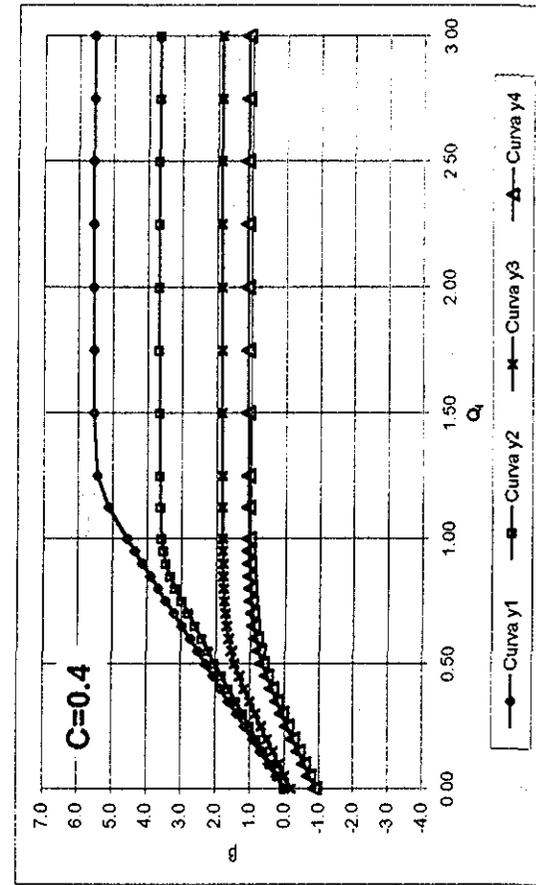
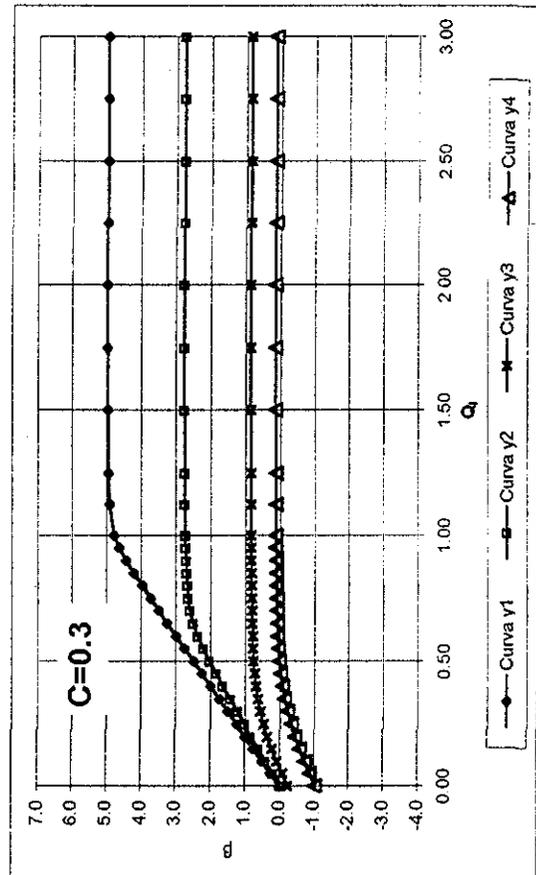


Fig. 7.125.- Índice  $\beta$  (Edificio de 20 niveles, modelo bilineal)

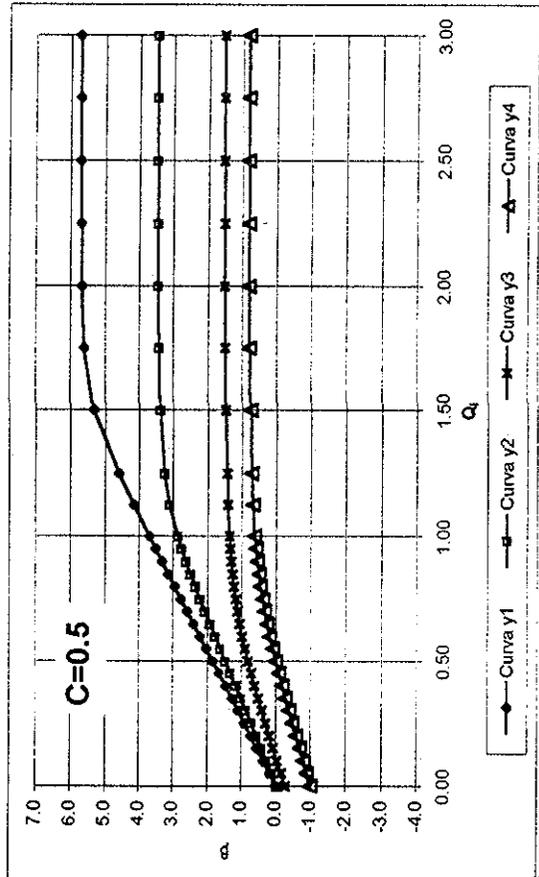
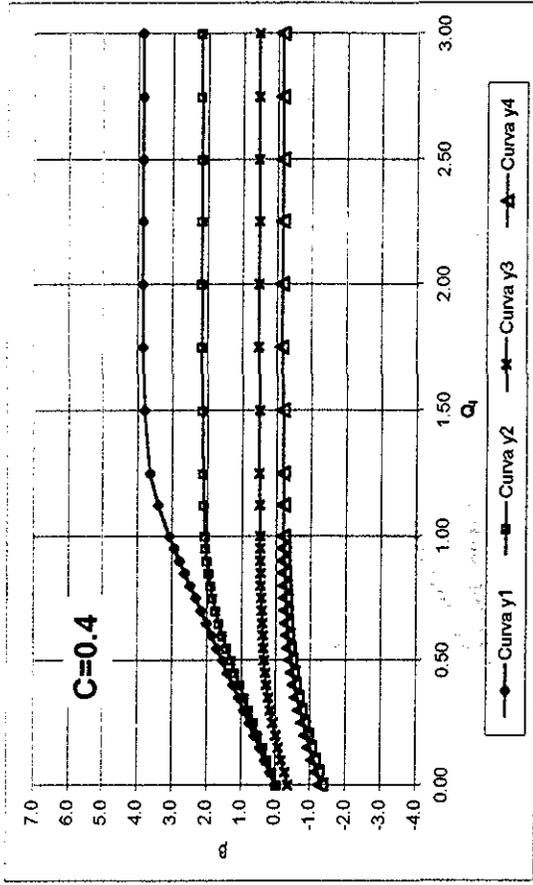
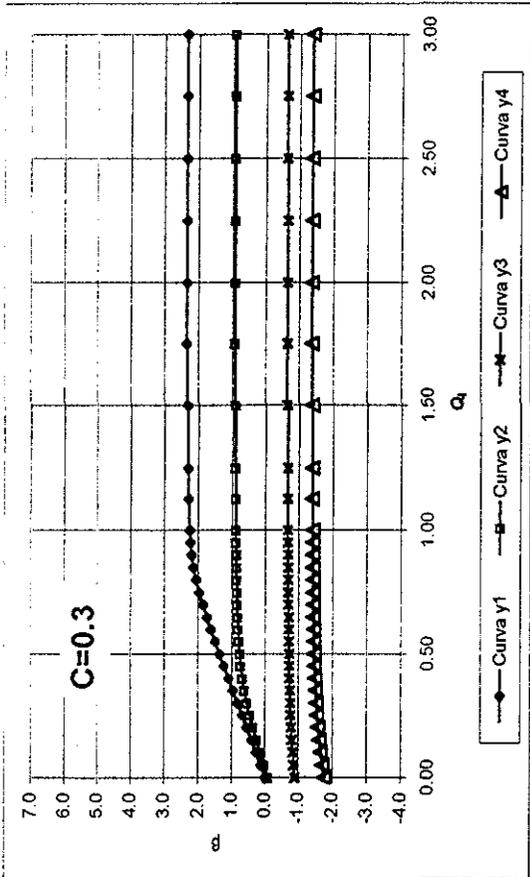


Fig. 7.126.- Índice  $\beta$  (Edificio de 10 niveles, modelo de Takeda)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

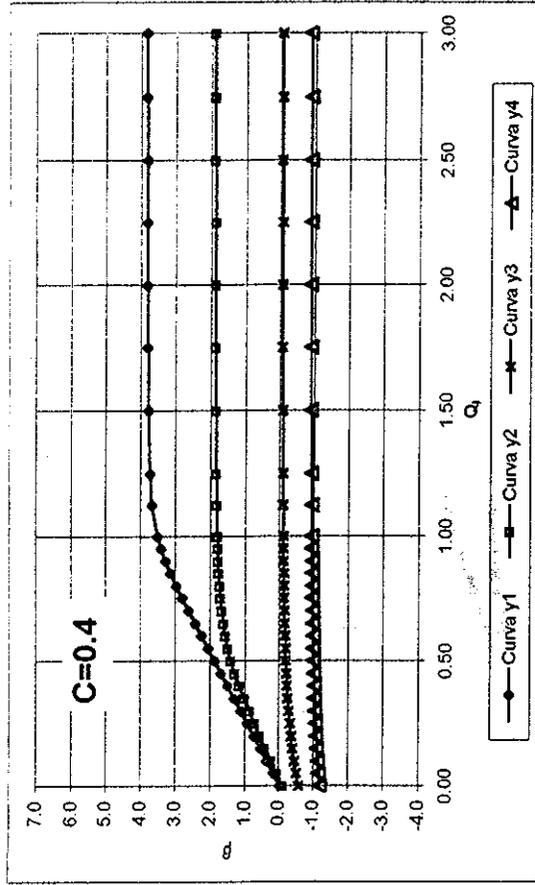
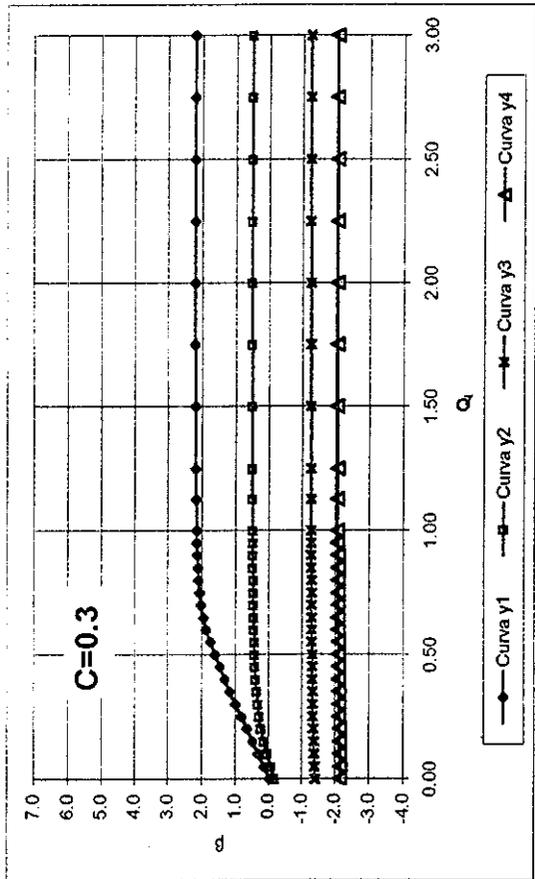


Fig. 7.127.- Índice  $\beta$  (Edificio de 15 niveles, modelo de Takeda)

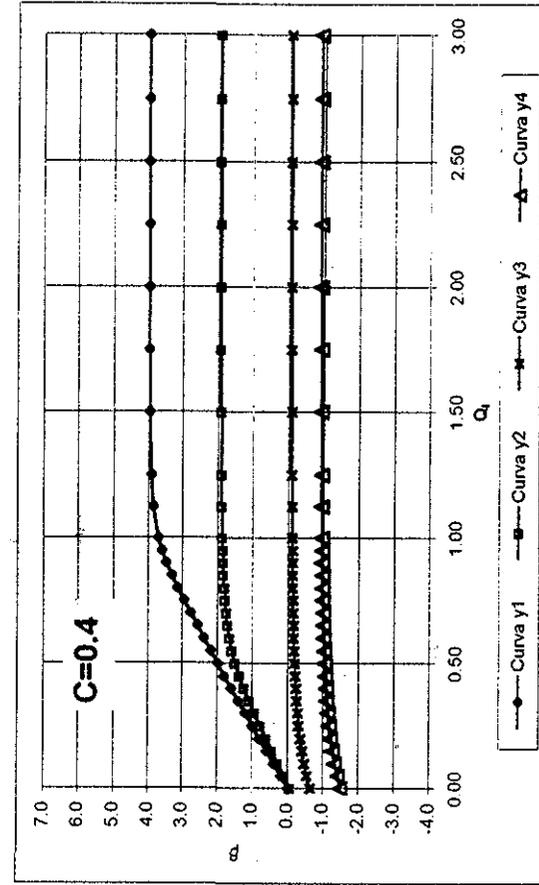
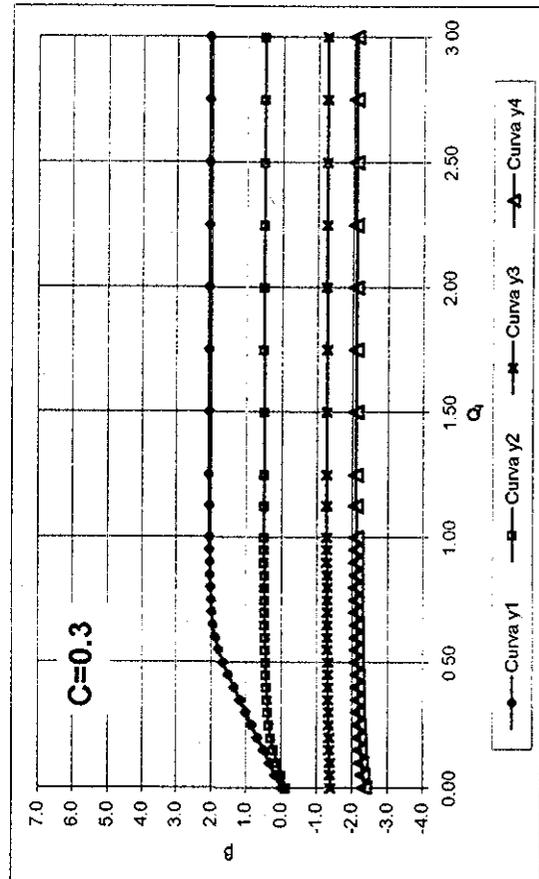
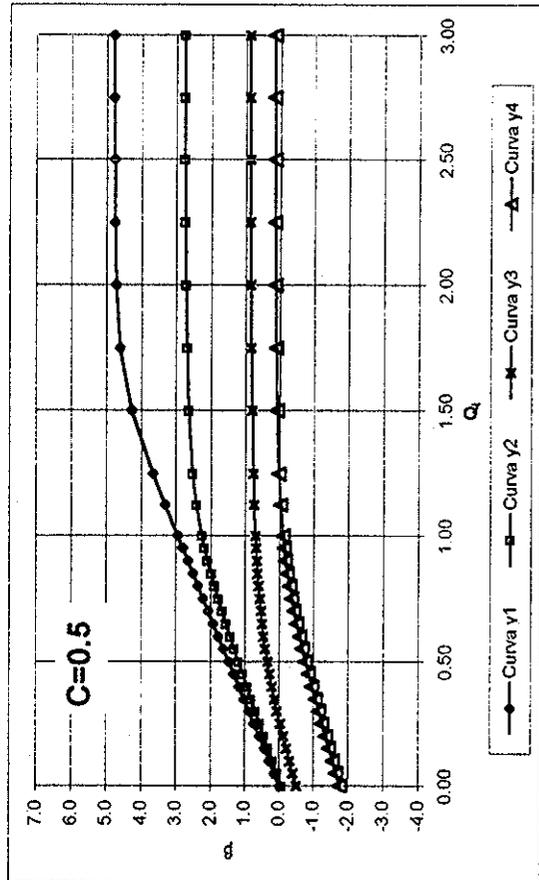
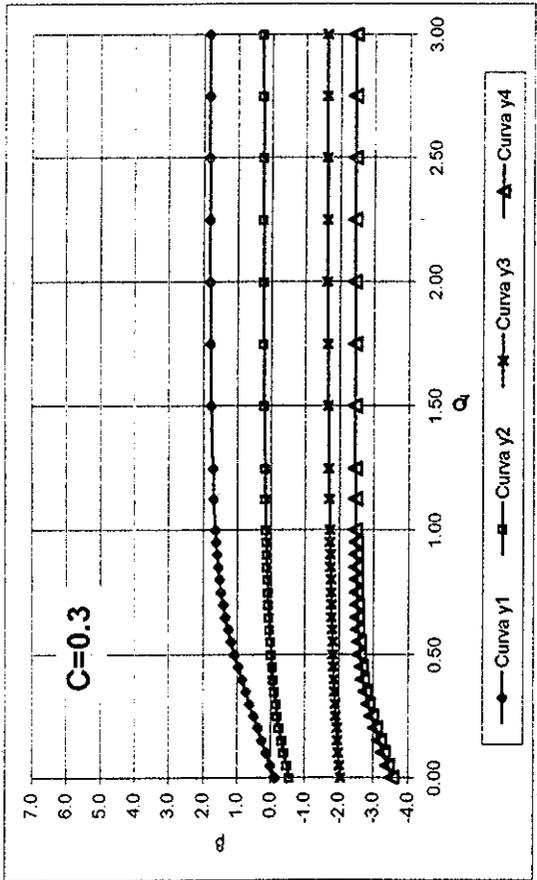
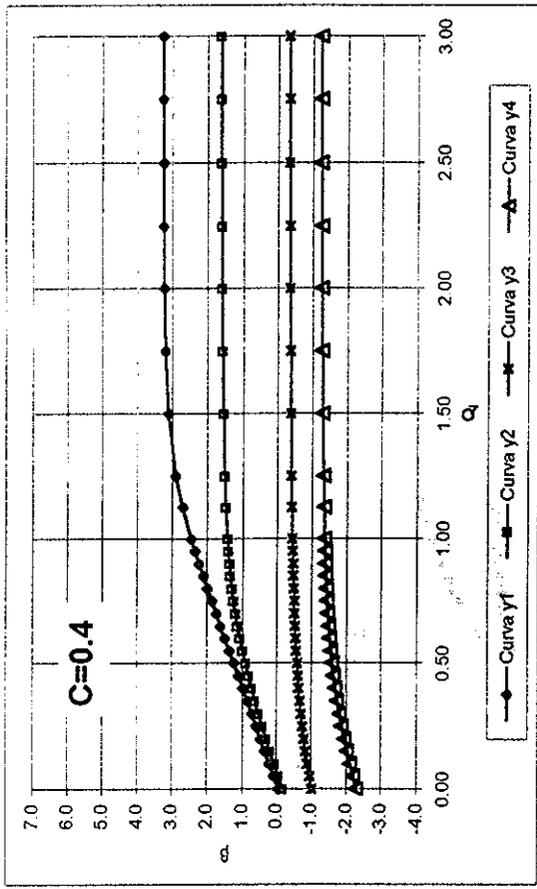


Fig. 7.128.- Índice  $\beta$  (Edificio de 20 niveles, modelo de Takeda)



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Fig. 7.129.- Índice  $\beta$  (Edificio de 10 niveles, modelo con deterioro de rigidez y resistencia)

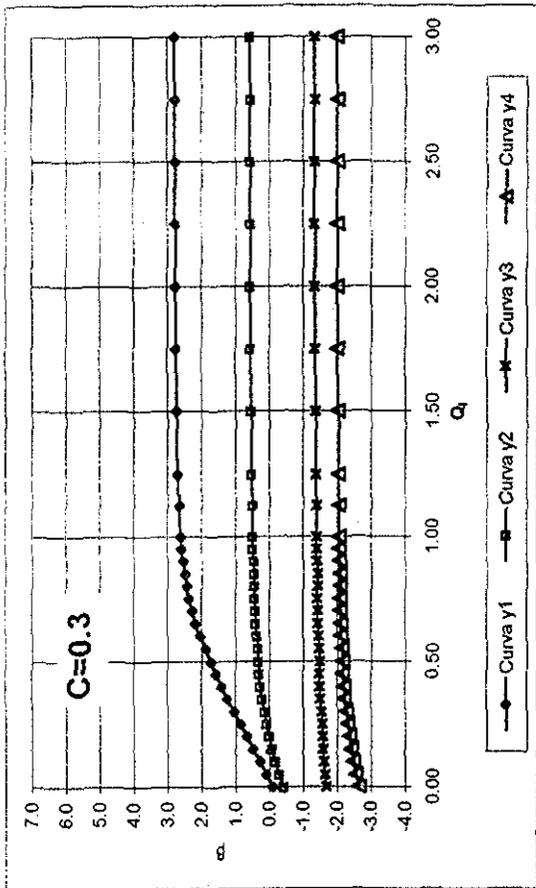
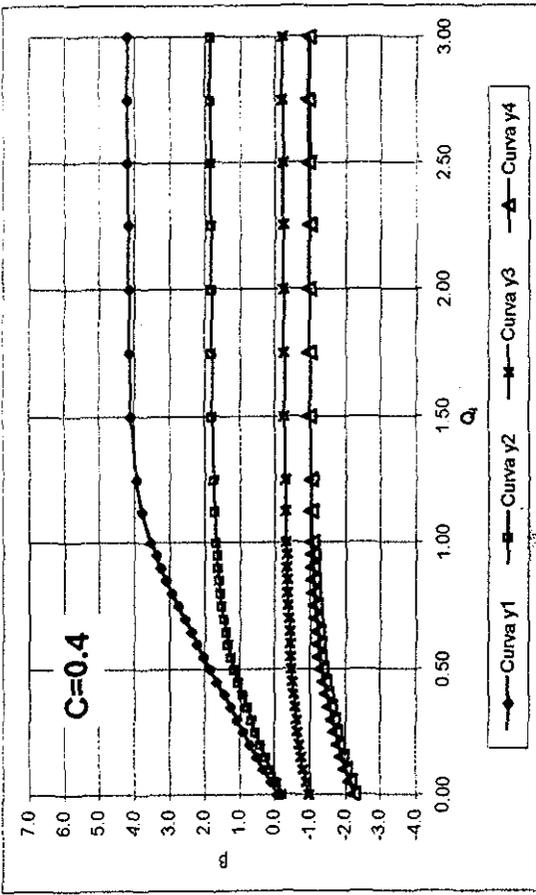


Fig. 7.130.- Índice  $\beta$  (Edificio de 15 niveles, modelo con deterioro de rigidez y resistencia)

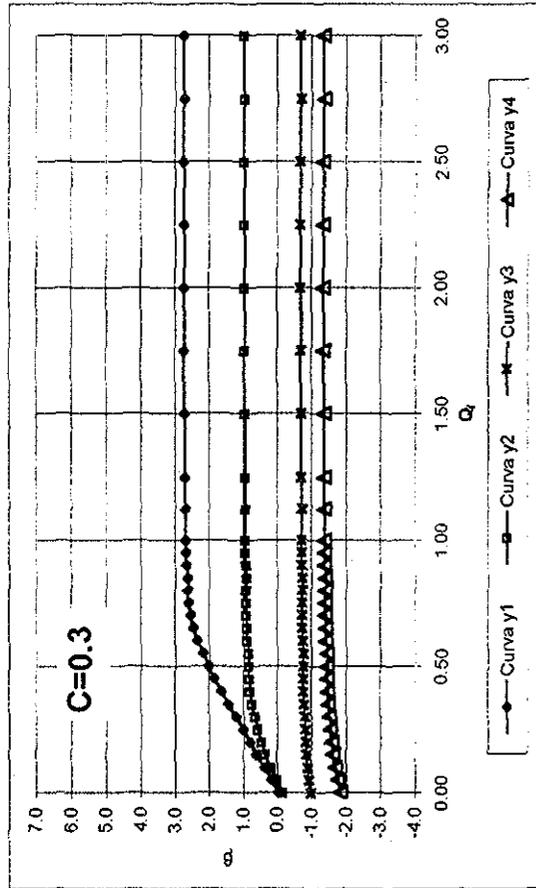
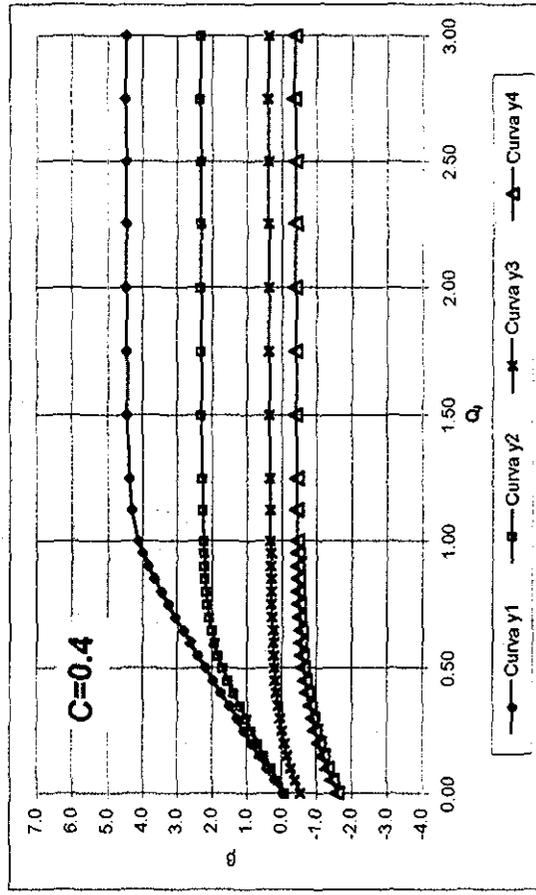


Fig. 7.131.- Índice  $\beta$  (Edificio de 20 niveles, modelo con deterioro de rigidez y resistencia)

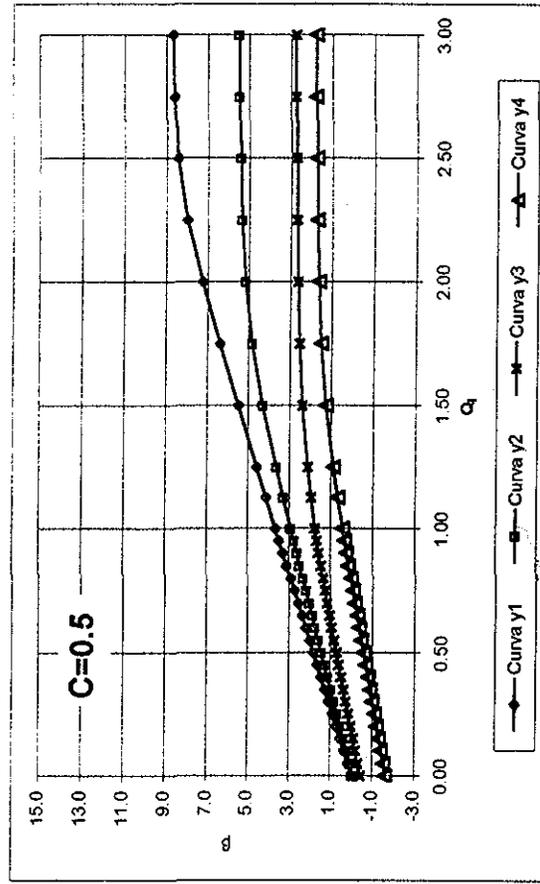
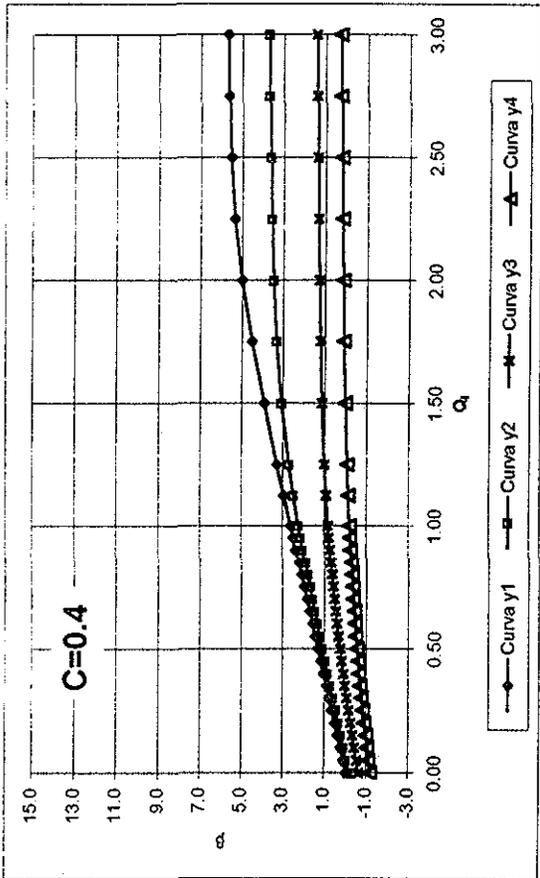


Fig. 7.132.- Índice  $\beta$  (Edificio de 10 niveles, modelo con deterioro de rigidez y resistencia, segundo criterio de ductilidad)

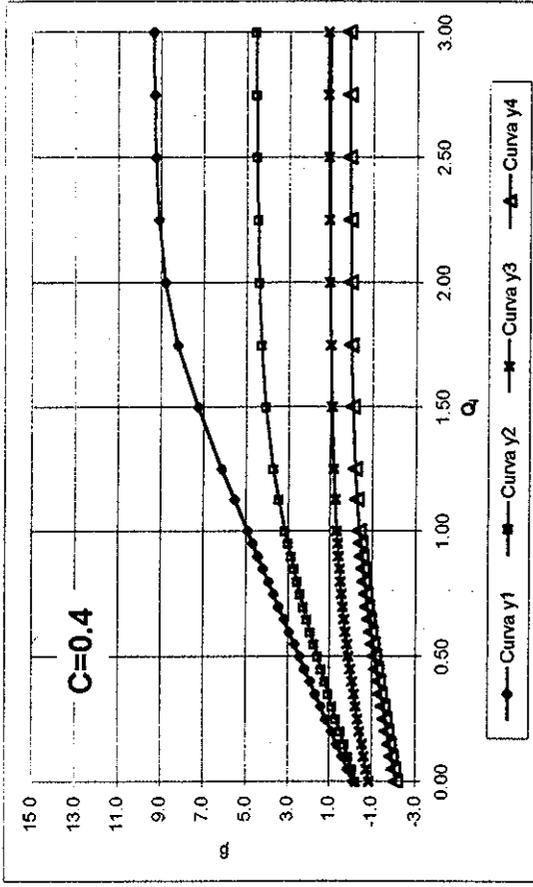
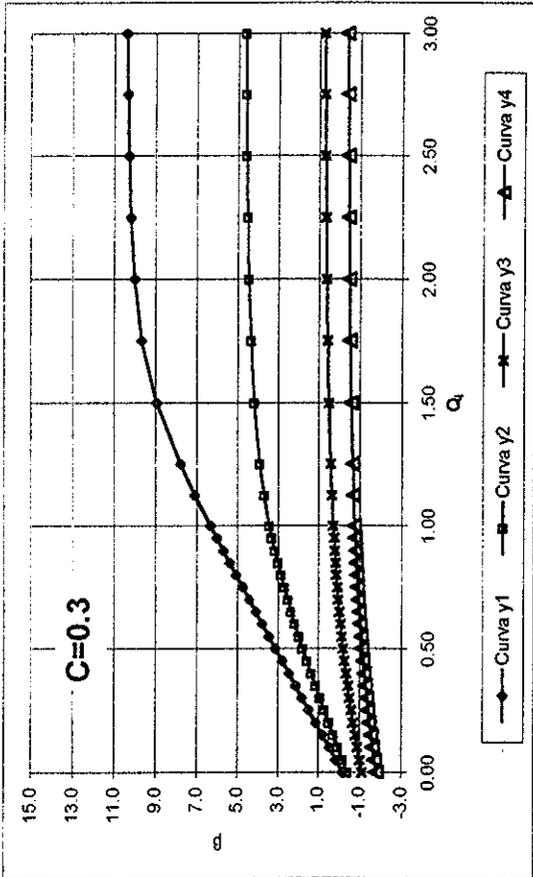


Fig. 7.133 - Índice  $\beta$  (Edificio de 15 niveles, modelo con deterioro de rigidez y resistencia, segundo criterio de ductilidad)

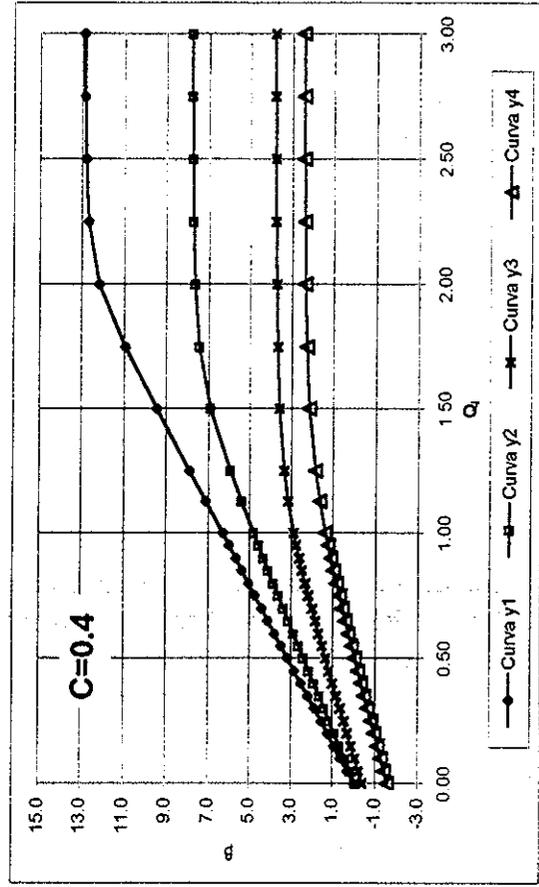
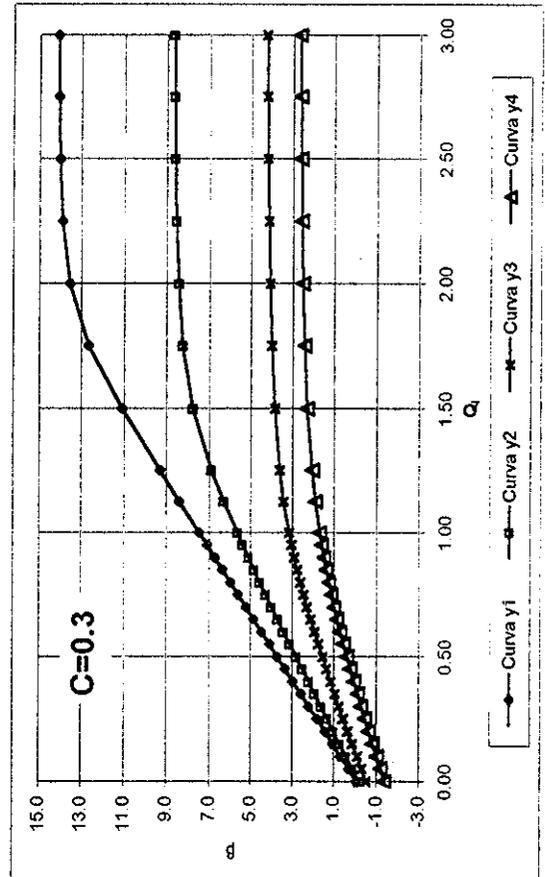


Fig. 7.134 - Índice  $\beta$  (Edificio de 20 niveles, modelo con deterioro de rigidez y resistencia, segundo criterio de ductilidad)

# 8.- CONCLUSIONES

De las observaciones presentadas en el capítulo 7, derivadas de los resultados obtenidos para los índices de respuesta de los sistemas estructurales estudiados, se establecen en seguida las conclusiones de este trabajo

- 1 Para cualquiera de los índices de respuesta analizados en este trabajo (deformación máxima de entrepiso, factor de seguridad, índice de daño e índice de confiabilidad) se puede decir, respecto a la intensidad sísmica de la excitación, y, que para sistemas con daño inicial pequeño o nulo existe una marcada separación entre los niveles de respuesta de estos sistemas sometidos a sismos finales de intensidad alta ( $y=981 \text{ cm/s}^2$ , y  $y=1177 \text{ cm/s}^2$ ) y aquellos con intensidades de  $y=500 \text{ cm/s}^2$  y  $y=680 \text{ cm/s}^2$ . Esto parece indicar que la incursión de los elementos y sistemas estructurales en el rango no lineal, debido a la presencia de niveles importantes de carga sísmica, incrementa notablemente la respuesta de los mismos
- 2 El nivel de respuesta de las estructuras se incrementa notablemente al incluir el efecto de degradación en la rigidez (Takeda) en los elementos que las conforman. Al incorporar el efecto del deterioro de la resistencia se presentan casos particulares en donde la respuesta de los sistemas disminuye como consecuencia del incremento excesivo de su periodo, este incremento hace que el desempeño de las estructuras sea favorecido por las características de las excitaciones sísmicas utilizadas en este estudio
- 3 La inclusión de los efectos de deterioro (rigidez y resistencia) afecta la distribución de la respuesta en la altura de los sistemas estructurales, encontrándose que los entrepisos superiores empiezan a incrementar su respuesta de manera importante, de tal forma que ante intensidades sísmicas altas son estos entrepisos los que presentan las mayores respuestas. Se considera importante estudiar con mas detalle que influencia pueden tener los criterios de análisis y diseño de estructuras en el comportamiento de las mismas, ya que los utilizados en este estudio no permiten prevenir a los sistemas contra la influencia de sus modos superiores de vibración. Además, en este caso se usó el método optativo de diseño del reglamento criterio del RCDF, con factores de resistencia más bajos que los que se utilizan cuando se hace la revisión de los nudos, donde los momentos en columnas deben ser 1.5 veces los momentos en las vigas.
- 4 La respuesta de los sistemas estructurales ante un primer evento sísmico de gran intensidad no se incrementa de manera importante ante la acción de un nuevo evento sísmico de menor intensidad al previamente experimentado

5. El criterio empleado para el cálculo de las ductilidades de los entrepisos que constituyen un sistema estructural es de vital importancia en el análisis de daño y confiabilidad. En este trabajo la aplicación del primer criterio para el cálculo de las ductilidades mencionadas generó variaciones importantes debido al método que se utilizó para calcular la deformación de fluencia,  $X_y$ , en los diferentes entrepisos de las estructuras. Estas variaciones fueron determinantes en los niveles de daño representados por el factor de seguridad esperado,  $\frac{1}{\gamma}$ , ya que la respuesta crítica de los sistemas no se encuentra, en muchos de los casos, en los entrepisos que alcanzan las mayores deformaciones, como en un principio podía suponerse.
6. El segundo criterio con el que se calcularon las ductilidades de entrepiso de los sistemas aquí estudiados proporciona, respecto al primero, una variación de deformaciones de falla de entrepiso más suave; es decir, la diferencia de  $X_F$  entre un entrepiso y otro no es tan acentuada, salvo algún caso particular. Así mismo, la magnitud de  $X_F$  calculada con este segundo criterio es considerablemente mayor.

Como consecuencia de lo anterior, el factor de seguridad esperado,  $\frac{1}{\gamma}$ , presenta menores valores que los obtenidos con el primer criterio, así como una distribución en la altura de los edificios similar (no igual) a la de las deformaciones máximas; esto último se observa principalmente en el caso de los modelos bilineal y con deterioro de rigidez y resistencia.

7. El procedimiento de simulación de Monte Carlo que se propone para la realización del estudio, es simple y permite obtener resultados adecuados con un número reducido de casos estudiados, sin embargo, es necesario analizar el efecto del tamaño de la muestra de valores, para utilizar un número conveniente de casos. En este trabajo se encontraron dispersiones altas en los valores simulados, por lo que puede ser necesario incrementar el tamaño de la muestra para obtener una mayor aproximación al comportamiento estudiado.
8. La función de daño propuesta en este estudio para la relación  $Q_i-Q_f$  (ec. 7.3) representa adecuadamente la tendencia observada y esperada en las muestras obtenidas del análisis sísmico no lineal para las variables estudiadas (coeficiente sísmico de diseño,  $C$ , intensidad sísmica de análisis,  $y$ , y modelo de comportamiento histerético de los elementos estructurales). Se cumple además son las condiciones de frontera propias del estudio realizado. Sin embargo, la expresión es bastante compleja y la dispersión obtenida de los ajustes (error cuadrático) es considerable. De acuerdo con esto, es deseable continuar con la búsqueda de alguna expresión más sencilla que cumpla con las mismas condiciones pero simplifique la aplicación de los resultados del análisis sísmico. Respecto al número de niveles de la estructura y el daño que ésta desarrolla, no fue posible establecer una tendencia general de los resultados obtenidos.

9. Respecto a la relación del daño inicial,  $Q_i$ , con el error cuadrático,  $E^2 Q_f$ , es necesario trabajar con mayor detalle en el establecimiento de un criterio que permita formular una expresión matemática que represente adecuadamente la variación del error con el daño inicial en una estructura y con la intensidad de un evento sísmico, a fin de contar con un ajuste confiable del valor medio de dicho error (varianza,  $\sigma^2 Q_f$ ).
10. La confiabilidad en este trabajo se manejó, en términos del índice  $\beta$  propuesto por Cornell (ref 30). La variación de los valores que se obtienen para este índice está fuertemente influenciada por la forma en que se calcula el valor de  $\sigma^2 Q_f$ .

Otro factor importante que afecta la estimación adecuada de la confiabilidad de las estructuras es el criterio para calcular las deformaciones de falla en los entrepisos. Los resultados muestran que con el primer criterio se obtienen índices de confiabilidad,  $\beta$ , no muy grandes cuando se tienen intensidades sísmicas moderadas y altas. Estos valores disminuyen aún más si se incorpora el deterioro de rigidez y resistencia en el comportamiento de los elementos estructurales, con valores de  $\beta$  menores que cero en algunos casos, aún con daño inicial nulo.

Los valores de  $\beta$  se incrementan considerablemente cuando se aplica el segundo criterio para el cálculo de las deformaciones de falla en los entrepisos. En estos casos dichos valores son menores que cero solo cuando las intensidades sísmicas son altas y se tienen valores del índice de daño inicial,  $Q_i$ , considerablemente bajos.

11. De acuerdo con las observaciones anteriores, derivadas de las funciones de daño obtenidas en este estudio, se sugiere, para próximos estudios, la simulación de muestras que contengan un mayor número de elementos respecto a las que aquí se trabajaron, con la idea primordial de cubrir un mayor rango de valores iniciales de daño,  $Q_i$ , en las estructuras. Para ello, debería considerarse la posibilidad de contar con acelerogramas con intensidades mayores y menores que las utilizadas en este trabajo.
12. El criterio para definir la intensidad sísmica en este trabajo corresponde a la máxima ordenada espectral. Deberán realizarse estudios en los cuales la intensidad sísmica se mida de otra manera y esté mejor relacionada con las características dinámicas de cada estructura estudiada, como sería la ordenada espectral para el periodo estructural. Dichos estudios permitirán analizar de forma más adecuada como varía la confiabilidad de los sistemas, y la influencia que tiene la forma en que la intensidad sísmica es medida.
13. Los resultados encontrados en este trabajo se pueden utilizar para calcular la confiabilidad que tiene una estructura ante la acción de un movimiento sísmico, dado que tiene un cierto daño inicial. Estos mismos resultados son útiles para calcular tasas de falla esperadas o tiempo a la falla de una estructura sometida a una historia de eventos sísmicos.

14. Un punto importante por estudiar es cómo relacionar el daño que se utiliza en este trabajo con el daño real en las estructuras, es decir, para una estructura sin daño inicial y sometida a un evento sísmico de intensidad determinada, establecer la relación existente entre el daño alcanzado por el sistema, y el valor esperado del índice  $Q_i$  definido en este trabajo. Esta misma relación debería obtenerse para el valor esperado de  $Q_f$
15. Para la aplicación de los resultados de este trabajo en estudios de optimización para establecer criterios de diseño sísmico, es necesario realizar desarrollos adicionales en los cuales se puedan establecer relaciones entre el daño que sufre la estructura, así como su distribución en la misma, y los costos de reparación que ello implica, además de otras variables. Estos trabajos deberán ser desarrollados en estudios futuros

# REFERENCIAS

1. García Ramírez, F., 1997, **“Daños Estructurales en Marcos de Edificios Sujetos a Sismo”**, F.I. UNAM
2. Nielsen, S. y Çakmak A., 1990, **“Evaluation on Maximum Softening as a Damage Indicator for Reinforced Concrete Under Seismic Excitation”**, Technical Report ISSN 0902-7513 R9048, Institute for Bigningsteknik, Diciembre
3. Shinozuka, M. y Tan, R., 1983, **“Seismic Reliability of Damaged Concrete Beams”**, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 109, No. 7, Julio, pp 1617-1633.
4. Newmark, N. M. y Rosembueth, E., 1971, **“Fundamentals of Earthquake Engineering”**, Prentice Hall
5. Der Kiureghian, A., 1981, **“A Response Spectrum Method for Random Vibration Analysis of MDF Systems”**, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 9
6. Vanmarcke, E. H., 1976, **“Structural Response to Earthquakes”**, Capítulo 8 de Seismic Risk and Engineering Decisions, Ed por C. Lomnitz y E. Rosembueth, Elsevier, Amsterdam
7. Esteva, L., Díaz, O., Mendoza, E. y Quiroz, N., 1989, **“Reliability Base Design Requirements for Foundations of Buildings Subjected to Earthquake”**, Proc. ICOSSAR 89, San Francisco.
8. Esteva, L. y Ruiz, S., 1989, **“Seismic Failures Rates of Multistory Frames”**, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 2, Febrero, pp 268-284.
9. Díaz, O. y Esteva, L., 1994, **“Confiabilidad de Marcos con Disipadores”**, Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural”, Vol. 1, Zacatecas, Zacatecas, Octubre-Noviembre, pp 376-385
10. Esteva, L., Díaz, O., Mendoza, E., Alamilla, J., Salomón T., y Soto, G., 1996, **“Determinación de Espectros de Sitio para Diseño Sísmico en el DF”**, Informe de Investigación elaborado para el Departamento del Distrito Federal, Proyecto No 6554, Instituto de Ingeniería, UNAM, Diciembre.
11. Esteva, L., Díaz, O., Mendoza, E. y Alamilla, J., 1997, **“Metodología y Bases para Diseño Sísmico para Niveles de Confiabilidad Especificados”**, Informe de Investigación elaborado para el Departamento del Distrito Federal, Proyecto No 7547, Instituto de Ingeniería, UNAM, Octubre.

12. Esteva, L , Díaz, O , Méndez, O , Pérez, D y Alamilla, J , 1999, “**Confiabilidad de Sistemas Estructurales ante Sismos**”, Informe de Investigación elaborado para CONACYT. Proyecto No. 3663PA, Proyecto Interno No 7513 , Instituto de Ingeniería, UNAM, Junio
13. Meli Piralla, R., 1976, “**Bases para los Criterios de Diseño Estructural del Proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal**”. Instituto de Ingeniería. Publicación N.º 375, UNAM, Junio
14. Mitchell, R y Woodgate, R W , 1971, “**Floor Loadings in Offices. The Results of a Survey**”, Dept of Envir , Building Design Station, cp 3/71, Garston, United Kingdom
15. Peir, J. C. , 1971, “**A Stochastic Live Load Model for Buildings**”, Research Report 1271-35, Department of Civil Engineering, MIT, Cambridge, Mass
16. Díaz, O. J, Esteva, L y Flores O , 1990, “**Incertidumbres Asociadas con el Sistema y con el Modelo en el Análisis de Confiabilidad de Estructuras Sujetas a Temblores**”, Instituto de Ingeniería, Informe de Investigación, Proyecto No. 9742 UNAM, Octubre
17. Ayala, G., Escobar, J A , Ye, X y Camilo, L , 1994, “**Evaluación de Daño en Edificios de Concreto Reforzado Sujetos a Sismo – Parte II**”, Informe de Investigación elaborado para la Dirección General de Asuntos del Personal Académico de la UNAM, Proyecto No IN-301193, Instituto de Ingeniería, UNAM, Junio
18. Díaz López, O. J, 1990, “**Recopilación de Información sobre Modelos para Representar el Comportamiento de Elementos Estructurales**”, Instituto de Ingeniería, Informe de Investigación, Proyecto No. 9706, UNAM
19. Powell, G H , 1973, “**DRAIN-2D User’s Guide**”, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
20. Departamento del Distrito Federal, “**Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal**”, Diario Oficial de la Federación, 1993
21. Departamento del Distrito Federal, “**Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto**”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 25 de Mayo de 1996.
22. Departamento del Distrito Federal, “**Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo**”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 27 de Febrero de 1995
23. Esteva, L , Díaz, O y García, F , 1997, “**Funciones de Daño Acumulado por Sismo en Marcos de Edificios (primera parte)**”, Informe de Investigación elaborado para CONACYT, Proyecto No. 1114PA, Proyecto Interno No 6553 , Instituto de Ingeniería. UNAM, Septiembre.

24. Campos, D y Esteva, L., 1997, **“Bases para Establecer Criterios para el Diseño Sismo Resistente de Edificios de Concreto Reforzado Dotados de Disipadores de Energía”**, Informe de Investigación elaborado para el Departamento del Distrito Federal, Proyecto No 7537, Instituto de Ingeniería, UNAM.
25. Montoya Dulché, C. E., 1989, **“Sobrerresistencia a Flexión en Elementos de Concreto Reforzado, una Causa de falla por Cortante”**, D.E.P.F.I., UNAM, pp C-46 a C-55
26. Park, R. y Paulay, T., 1984, **“Reinforced Concrete Structures”**, John Wiley and Sons, Nueva York.
27. Mattock, A. H., 1967, **“Discussion of Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams”**, by W. G. Corley, Journal of Structural Division, ASCE, Vol 93, SI2, abril, pp 519-522
28. Alamilla, J., Esteva, L., García-Pérez, J. y Díaz, O., 2001, **“Evolutionary Properties of Stochastic Models of Earthquake Acelerogramas: their Dependence on Magnitud and Distance”**, Journal of Seismology, 5, 1, pp 1-21, Enero
29. Alamilla, J., Esteva, L., García-Pérez, J. y Díaz, O., 2000, **“Simulating Earthquake Ground Motion at a Site for Given Intensity and Uncertain Source Location”**, Journal of Seismology, en prensa
30. Díaz, O. J., Esteva, L. y García J., 2000, **“Ductilidades Globales y Criterios Alternativos para el Análisis de Confiabilidad de Sistemas Estructurales Sujetos a Sismo”**, Informe de Investigación elaborado para CONACYT, proyecto No. 9512 UNAM
31. Cornell, A. C., 1969, **“A Probability-Based Structural Code”**, ACI Journal, Title No 66-85, Diciembre