

01161



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

POSGRADO EN INGENIERÍA

**ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD SÍSMICA
DE MARCOS CON Y SIN
DISIPADORES DE ENERGÍA**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

(Estructuras)

PRESENTA:

JUAN OGILVIE LÓPEZ RAMÍREZ

DIRIGIDA POR:

DR. ORLANDO J. DÍAZ LÓPEZ

CIUDAD UNIVERSITARIA

México 2005

2005

LOPEZ RAMIREZ, JUAN OGILVIE

m. 346695



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.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: Juan Ogilvie López
Ramírez

FECHA: 09/ Agosto / 2005

FIRMA: 

AGRADECIMIENTOS

Al *Programa de Posgrado* y al *Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México* por la oportunidad de continuar con mi formación académica.

Al *Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología* por la beca otorgada durante la duración de mis estudios de maestría.

Al *Dr. Orlando J. Díaz López*, director de este trabajo de investigación, por su sincero apoyo, paciencia y disponibilidad de compartir sus conocimientos y experiencia.

A los miembros del jurado, *Dr. Luis Esteva Maraboto*, *Dr. Roberto Gómez Martínez*, *Dr. Jose Alberto Escobar Sánchez* y *Dr. Jaime García Pérez*, por el tiempo dedicado a revisar este trabajo de tesis, y contribuir a su mejora con sus observaciones.

A los *amigos*, por el apoyo demostrado en todo momento.

INDICE

RESUMEN	I
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. Objetivo	2
1.3. Alcance	2
2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	4
2.1. Criterios para establecer el coeficiente de diseño de los sistemas SD	4
2.1.1. Generalidades de confiabilidad estructural	4
2.1.2. Métodos para definir la seguridad estructural	5
2.1.3. Cálculo de la confiabilidad estructural de los sistemas estudiados	6
3. ESTRUCTURAS ESTUDIADAS	7
3.1. Sistema convencional (SC). Diseño de acuerdo al RCDF y sus NTCDEC y NTCDS	7
3.2. Sistema con disipadores de energía (SD). Diseño de acuerdo al RCDF y sus NTCDEC y NTCDS	8
3.2.1. Diseño del sistema SD	9
3.2.1.1. Diseño de los elementos disipadores de energía EDES	10
3.3. Incertidumbres	12
3.3.1. Cargas	13
3.3.2. Geometría de los miembros	13
3.3.3. Resistencias de los materiales	13
3.3.4. Resistencias de los elementos estructurales	14
3.3.5. Resistencia y rigidez de los EDES	14
3.4. Modelo de comportamiento histerético para elementos estructurales de CR. Sistemas SC y SP	15
3.5. Modelo de comportamiento de los EDES	16
3.5.1. Modelo de daño de los EDES	16
3.6. Excitación sísmica	17
4. CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE LOS SISTEMAS ESTUDIADOS	18
4.1. Análisis de empuje lateral	18
4.2. Confiabilidad de los sistemas. Caso a)	20
4.2.1. Confiabilidad del sistema SC	20
4.2.2. Confiabilidad del sistema SD	20
4.2.3. Comparación de resultados	21
4.3. Confiabilidad de los sistemas. Caso b)	22

5. FUNCIONES DE VULNERABILIDAD	23
5.1. Costo inicial	25
5.1.1. Costo directo	25
5.1.2. Costo total inicial	26
5.1.2.1. Costo total inicial para el sistema SC	26
5.1.2.2. Costo total inicial para el sistema SD	27
5.2. Funciones de daño	28
5.2.1. Sistema SC	28
5.2.2. Sistemas SD	29
5.3. Funciones de vulnerabilidad	30
6. CONCLUSIONES	32
7. REFERENCIAS	34
TABLAS	37
FIGURAS	53

RESUMEN

Se analizó la confiabilidad sísmica de un sistema estructural de 15 niveles. Este sistema se definió de dos formas: considerando un sistema convencional compuesto por traveses y columnas de Concreto Reforzado (sistema SC) y considerando un sistema combinado para resistir las fuerzas laterales (SD), compuesto por un sistema principal SP (marco convencional formado por traveses y columnas de CR) y elementos disipadores de energía (EDES) que se implementarán al SP. Se considera para este sistema que el SP proporciona un porcentaje establecido de la rigidez y resistencia total del conjunto, y los EDES la rigidez y resistencia restantes. Ambos tipos de sistemas se diseñaron de acuerdo con los criterios establecidos en el RCDF, siguiendo los requerimientos estipulados para marcos dúctiles en sus NTCDEC y las NTCDS.

El sistema SD se diseñó para tres diferentes coeficientes de diseño sísmico: $c=0.45$, $c=0.40$ y $c=0.35$. La respuesta de estos sistemas se comparó con la del sistema convencional con el fin de analizar la conveniencia de reducir el espectro de diseño para los sistemas SD, de tal forma que ambos tipos de sistemas presenten una misma confiabilidad sísmica.

La confiabilidad del sistema se definió en función de la respuesta global del sistema, mediante el margen de seguridad entre la respuesta del sistema ante un sismo de intensidad dada y su capacidad máxima.

Con el fin de considerar los efectos de los costos iniciales y los costos de daños a largo plazo en la estimación del comportamiento de los sistemas con y sin disipadores de energía se realizó la estimación de funciones de vulnerabilidad, de acuerdo con la Guía Metodológica para el Análisis de Peligro, Vulnerabilidad, Riesgo y Pérdidas Causadas por Desastres Naturales o Antropogénicos y su Reducción y Prevención (Instituto de Ingeniería, 2003) para los casos que se estudian aquí, aprovechando los resultados de los análisis dinámicos.

1 INTRODUCCIÓN

Un diseño sísmico óptimo busca conciliar economía con seguridad, de manera que las estructuras se comporten satisfactoriamente durante la ocurrencia de eventos sísmicos moderados frecuentes, esto se logra mediante un requisito de servicio que establece que los desplazamientos relativos de entrepiso sean controlados para minimizar los daños en los elementos no estructurales. Cuando se trate de sismos severos, se espera que las estructuras sufran deformaciones no lineales considerables sin que lleguen al colapso, como una manera de aprovechar la capacidad de disipar energía del sistema para controlar su propia respuesta dinámica.

En congruencia con lo anterior, los criterios de diseño sísmico para marcos dúctiles de concreto reforzado (CR) establecidos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2004) y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCDEC, 2004) y Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004) consideran que ante eventos de intensidad elevada los miembros estructurales sufrirán deformaciones inelásticas para absorber y disipar energía interna.

Los párrafos anteriores implican que en el diseño sísmico convencional se reducen las fuerzas elásticas de diseño para permitir un comportamiento no lineal de la estructura que proporcione alto nivel de disipación de energía mediante histéresis, de manera que se evite el colapso. Se espera que el comportamiento inelástico se concentre principalmente en los extremos de las vigas donde puede estar controlado por la flexión o por flexión y cortante, y cuyo comportamiento hysterético se degradará con los ciclos inelásticos sucesivos, aunque estén bien proyectadas. Con ello se trata de evitar que esto ocurra en las columnas, en donde el comportamiento es controlado por la combinación de momentos flexionantes, fuerzas cortantes y cargas axiales y cuya falla no es recomendable.

La incursión de estructuras de CR en el rango de comportamiento no lineal, provoca que las deformaciones inelásticas originen fisuras o agrietamientos que pueden o no requerir de reparación y/o mantenimiento. Ubicar los lugares dañados e incluso evaluar su gravedad es una tarea que se puede realizar sin grandes dificultades. Las mayores complicaciones se presentan en las labores propias del mantenimiento o reparación de los elementos dañados, lo cual encarece esta actividad.

El uso de Elementos Disipadores de Energía (EDES), puede ser una eficiente solución para reducir los costos de reparación de estructuras dañadas por sismos debido a que, mediante su uso se puede lograr que los daños se concentran en ellos y lograr de esta manera que los elementos de CR no sufran demasiado deterioro, y también a su sencillez en las operaciones de reparación y reemplazo. Lo anterior concuerda con el importante principio para el diseño sísmico de construcciones expuestas a temblores de intensidad elevada: el colapso debe evitarse y los daños que se presenten deben ser fáciles de reparar (Esteva, 1993). No obstante, por sus características especiales y las tareas adicionales que implican su implementación pueden, en algunos casos, encarecer el costo inicial de las construcciones.

1.1 Antecedentes

Durante la década de los 90, se realizaron diversos estudios comparativos en edificios de CR con y sin EDES con objeto de evaluar la efectividad de dichos dispositivos en la reducción de la respuesta inelástica ante excitaciones sísmicas (Urrego (1994), Ávila y Gutiérrez (1996), Mejía (1995), etc.), los resultados obtenidos muestran que la localización de los EDES es importante y que su empleo puede favorecer un mejor comportamiento estructural, incrementando la ductilidad y la capacidad sismo-resistente de las estructuras de manera que puedan cumplir con las exigencias del RCDF.

Actualmente, el RCDF, incluidas las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS), no incluyen explícitamente el diseño de estructuras dotadas con EDES. En años

recientes los esfuerzos se han orientado al desarrollo de metodologías para el diseño de este tipo de sistemas. Arroyo y Terán (2002) proponen expresiones para estimar factores que reduzcan el espectro de diseño elástico de resistencia para estimar fuerzas sísmicas de diseño en sistemas con diferente capacidad de deformación plástica y de disipación viscosa, con base en el estudio de la respuesta de sistemas de un grado de libertad. Rivera (2003) estudia definir espectros con tasa anual de falla uniforme, que incluyan el comportamiento no lineal tanto de la estructura como del sistema disipador, a partir de un sistema equivalente de un grado de libertad -que representa el comportamiento de la estructura convencional, el cual puede tener degradación de rigidez y resistencia- al que se integra el sistema disipador mediante un elemento estructural conectado al sistema en paralelo, tal elemento debe tener un comportamiento histerético sin degradación de rigidez ni resistencia. Esteva y Campos (1998) definen criterios para el diseño sismo-resistente de edificios de concreto reforzado dotados con EDES en términos de un conjunto de parámetros, y un criterio de distribución de las contribuciones tanto de rigidez como de resistencia entre el sistema convencional y el conjunto de EDES, basados en criterios de optimación.

1.2 Objetivo.

El objetivo del trabajo es obtener funciones de confiabilidad de Sistemas con Elementos Disipadores de Energía. Comparar la variación de dichas funciones para una intensidad dada en términos del coeficiente sísmico en la base, buscando establecer factores de reducción al coeficiente sísmico de diseño para sistemas con EDES, de manera de lograr la misma confiabilidad que la implícita en los sistemas convencionales, de acuerdo con las prácticas aceptadas de diseño. El diseño de los sistemas con elementos disipadores de energía se realiza aplicando un criterio semejante al que se toma para las estructuras convencionales, considerando diferentes valores del coeficiente de diseño.

1.3 Alcance.

Se realiza el estudio de un modelo estructural representativo de una estructura típica de oficinas, desplantada en suelo blando del Distrito Federal y que presenta vulnerabilidad a los efectos sísmicos. Se considera el diseño de dos tipos estructurales: uno correspondiente a un sistema típico convencional (SC) sin disipadores de energía y otro correspondiente a un sistema combinado para resistir las fuerzas laterales (SD), compuesto por un sistema principal SP (marco convencional formado por trabes y columnas de CR) y elementos disipadores de energía (EDES) que se implementarán al SP. Se considera para este sistema que el SP proporciona un porcentaje establecido de la rigidez y resistencia total del conjunto, y los EDES la rigidez y resistencia restantes.

Ambos sistemas se diseñan de acuerdo con los criterios establecidos en el RCDF.

Los alcances de este trabajo se concentran en las siguientes tareas:

1. Determinar la estructura SC de estudio. Diseñarla convencionalmente de acuerdo a la experiencia y práctica establecida en el RCDF y sus NTCDEC y NTCDS.
2. Proponer un sistema SD que presente características similares, en cuanto a rigidez y resistencia totales, a la estructura diseñada convencionalmente (SC). Diseñarlo con los mismos criterios que al sistema SC, considerando diferentes coeficientes de diseño sísmico
3. Definir una familia de temblores, similar a la que estaría sujeta el sistema de acuerdo a la zona de desplante supuesta, que cubra un intervalo de intensidades sísmicas.
4. Obtener las respuestas sísmicas de los sistemas SC y SD
5. Obtener la confiabilidad tanto de la estructura SC como SD.

6. Analizar el coeficiente sísmico con que se debe diseñar al sistema con disipadores de energía de manera que presente una confiabilidad igual a la del sistema convencional diseñado de acuerdo al reglamento

2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

El empleo de los EDES se basa en el balance de la energía de un edificio ante, en nuestro caso, una acción sísmica.

La energía impartida a una estructura depende de diversos factores, algunos de los cuales se relacionan con las características del movimiento del suelo, tales como sus amplitudes y contenido de frecuencias. Otros se relacionan con las propiedades de la estructura, periodo natural, amortiguamiento y resistencia o propiedades carga vs deformación de los materiales.

El balance de la energía, la interna y la disipada en un edificio sometido a una acción dinámica, para cada instante, puede ser expresado como (Aiken et al., 1993)

$$E_I = E_K + E_S + E_\xi + E_H = E_E + E_D \quad (2.1)$$

Donde:

- E_I = Energía de entrada debida al sismo
- E_K = Energía cinética de la estructura
- E_S = Energía de deformación de la estructura
- E_ξ = Energía disipada por amortiguamiento viscoso
- E_H = Energía disipada por amortiguamiento histerético
- $E_E = E_K + E_S$, es la energía de vibración lineal
- $E_D = E_\xi + E_H$ es la energía disipada

Se observa que la respuesta ante excitaciones sísmicas puede ser reducida si se limita E_I o si para un E_I dado se incrementa E_D , ya sea aumentando E_ξ o E_H , o ambos, permitiendo así la reducción de E_E .

En el caso de nuestro estudio interesa el aumento de E_H . En el diseño convencional se reducen las fuerzas elásticas de diseño, para permitir un comportamiento no lineal de la estructura que proporcione alto nivel de disipación de energía mediante histéresis, de manera que se evite el colapso. Otra forma de lograr esto, es incorporando EDES con comportamiento histerético estable y que protejan, hasta cierto nivel, al sistema convencional.

La justificación del empleo de elementos disipadores de energía (EDES) en las construcciones, se da en su contribución a la economía a largo plazo dentro de un diseño óptimo de dichas estructuras, es decir, logrando un balance óptimo entre costos y beneficios, donde quedaría implícito un nivel de seguridad adecuado. De allí nuestro interés sobre el estudio de edificios de CR con EDES.

2.1 Criterios para establecer el coeficiente de diseño de los sistemas SD

El criterio que se toma para determinar el coeficiente de diseño que se debe utilizar para los sistemas con disipadores de energía (SD), corresponde a que este presente la misma confiabilidad estructural que la del sistema convencional (SC). La confiabilidad del sistema estructural se puede definir de diferentes formas. En lo que sigue se da la forma en que se calcula la confiabilidad de los sistemas estructurales aquí estudiados.

2.1.1 Generalidades de confiabilidad estructural

El objetivo principal de la teoría de confiabilidad estructural, es determinar el nivel de seguridad ante un estado límite definido para una estructura. Un estado límite representa un estado de comportamiento estructural no deseado, y generalmente se asocia al daño de elementos estructurales y no estructurales.

La teoría de confiabilidad estructural parte de que toda obra de ingeniería está sujeta al riesgo de experimentar el colapso total o parcial, o de ser incapaz de cumplir con algunas de sus funciones. Cada una de las formas en que el sistema puede fallar se designa como modo de falla. Asociada a cada uno de esos modos, puede establecerse una correspondiente probabilidad de falla. El complemento de la probabilidad de que ocurra un cierto modo posible de falla es la confiabilidad, es decir, la probabilidad de que no se presente dicho modo de falla

2.1.2 Métodos para definir la seguridad estructural

Los métodos utilizados para determinar el nivel de seguridad ante un estado límite definido de un sistema estructural, habitualmente se refieren a sistemas ideales con un único modo potencial de falla, en el cual la seguridad depende de los valores relativos de solamente dos variables: la resistencia R y las sollicitaciones externas S .

- 1) Factores de seguridad $F_s = R/S = \text{resistencia} / \text{solicitación}$. Establece en qué medida la resistencia es superior a la sollicitación, mientras mayor sea esta relación, menor será la probabilidad de falla. Puede establecerse en términos de valores nominales (factor de seguridad nominal) o de valores esperados (factor de seguridad central). Este método no considera la variabilidad de las incertidumbres.

- 2) Método de probabilidad máxima de falla

Define la probabilidad de falla P_F como:

$$P_F = P[Z < 0]$$

La variable Z se define como el margen de seguridad del sistema, el cual es tomado de diversas formas

$$Z = (R - S)$$

$$Z = \frac{R}{S}$$

$$Z = \ln\left(\frac{R}{S}\right)$$

El margen de seguridad se emplea para definir un índice de confiabilidad (índice de Cornell, Cornell, (1969)), β , el cual está dado por

$$\beta = \frac{\bar{Z}}{\sigma_z}$$

\bar{Z} y σ_z son, respectivamente, el valor esperado y la desviación estándar del margen de seguridad

- 3) Probabilidad de falla

$$P_F = \int f_s(s)F_R(s)ds = \int f_R(r)(1 - F_S(r))dr$$

Para evaluar la probabilidad de falla se parte de la identificación de los modos potenciales de falla, se establece para cada una de ellos el mecanismo que tendría que desarrollarse y finalmente se establece la condición límite. Adicionalmente, tanto las excitaciones como las capacidades de los diversos miembros estructurales, deben caracterizarse mediante la correlación de un número

elevado de variables aleatorias. Para sistemas complejos, lo anterior puede representar un esfuerzo excesivo.

2.1.3 Cálculo de la confiabilidad estructural de los sistemas estudiados.

Para nuestro caso, el cálculo de la confiabilidad se enmarcará dentro del método de probabilidad máxima de falla, en el cuál el margen de seguridad Z se expresa considerando dos diferentes indicadores.

Caso a) Distorsión máxima de azotea.

Para este caso el margen de seguridad se expresa como

$$Z = \ln\left(\frac{\psi_c}{\psi}\right) \quad (2.2)$$

Donde ψ es la distorsión global del sistema obtenida en la azotea, ante una excitación sísmica dada y ψ_c es la distorsión de falla del sistema (medida en la azotea).

La confiabilidad del sistema se representa mediante el índice de Cornell, β

$$\beta(y) = \frac{\bar{Z}(y)}{\sigma_z(y)} \quad (2.3)$$

$\bar{Z}(y)$ y $\sigma_z(y)$ son, respectivamente, el valor esperado y la desviación estándar del margen de seguridad, en función de la intensidad sísmica, y .

Caso b) Caso distorsión máxima de entrepiso.

Para este caso el margen de seguridad de entrepiso i se expresa como

$$Z_i = \ln\left(\frac{\psi_{ci}}{\psi_i}\right) \quad (2.4)$$

Donde ψ_i es la distorsión del entrepiso i del sistema, obtenida ante una excitación sísmica dada y ψ_{ci} es la distorsión de falla en el entrepiso i .

La confiabilidad del sistema se representa mediante el índice de Cornell, β

$$\beta(y) = \min\left(\frac{\bar{Z}_i(y)}{\sigma_{zi}(y)}\right) \quad (2.5)$$

$\bar{Z}_i(y)$ y $\sigma_{zi}(y)$ son, respectivamente, el valor esperado y la desviación estándar del margen de seguridad en el entrepiso i , en función de la intensidad sísmica, y . $\min(\cdot)$ representa el valor mínimo entre todos los entrepisos

3. ESTRUCTURAS ESTUDIADAS

El modelo de estudio corresponde a un edificio de 15 niveles de planta cuadrada simétrica con tres crujeas espaciadas a 7 m y cuatro marcos iguales en cada dirección ortogonal (Fig. 3.1). El sistema cumple con las condiciones de estructuras regulares señaladas por el RCDF. Las alturas de entrepiso son de 4.50 m en la planta baja y de 3.00 m en los siguientes entrepisos (Fig.3.1).

El edificio será destinado para uso de oficinas, clasificado en el grupo B según su importancia; se considera además que la estructura se localiza en terreno blando de la ciudad de México – zona III-b –, tiene un factor de comportamiento $Q=4$, y una distorsión máxima permisible de 0.012. Para fines del estudio, no se toman en consideración efectos de torsión ni de interacción suelo – estructura.

Acorde al uso del edificio se consideran las cargas actuantes siguientes:

carga muerta $CM = 600 \text{ kg/m}^2$, en todos los niveles (no incluye el peso de traveses y columnas)

carga viva máxima $CVm = 250 \text{ kg/m}^2$, para los entrepisos y 100 kg/m^2 , para la azotea

carga viva instantánea $CVa = 180 \text{ kg/m}^2$, para los entrepisos y 70 kg/m^2 , para la azotea

Los materiales utilizados en los elementos de CR del sistema estructural satisfacen los requerimientos nominales: resistencia del concreto $f_c=250 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

El comportamiento del edificio, por la simetría y regularidad, puede representarse por el de uno de sus marcos interiores que forman parte de la estructura, sobre el cual actúan las cargas gravitacionales correspondientes al ancho tributario en el sentido perpendicular a su plano. Para el análisis sísmico se considera que la masa actuante será igual a la masa total dividida entre el número de marcos presentes en la dirección del análisis.

3.1 Sistema convencional (SC). Diseño de acuerdo al RCDF y sus NTCDEC y NTCDs

El sistema convencional (SC), resistente tanto a cargas gravitacionales como laterales, se compone de marcos formado por traveses y columnas de CR (Fig. 3.1). Se realizó un análisis elástico en el que, para considerar de manera aproximada la sección agrietada según se establece en el código, se redujo la inercia de las traveses en un 50% mientras que el de las columnas se mantuvo igual a la de la sección bruta del elemento.

- Acciones sísmicas consideradas.

Para inducir las fuerzas laterales producidas por sismo, se realizó un análisis dinámico modal considerando el espectro construido con los parámetros definidos para la subzona de lago III-b en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDs):

Los parámetros que definen el espectro de aceleraciones para aplicar el análisis sísmico dinámico modal son:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = qc; \quad \text{si } T > T_b$$

donde: $q = (T_b/T)^r$

Para la zona de estudio:

Zona	c	α_o	T_a	T_b	r
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2

T_a y T_b : Periodos en segundos

- Corrección del espectro

Factor de reducción Q' :

$$Q' = Q; \quad \text{si } T \geq T_a$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1); \quad \text{si } T < T_a$$

En la Fig. 3.2 se presenta el espectro de diseño utilizado para el sistema convencional.

- Combinaciones de carga.

Para el análisis y el diseño se revisaron las combinaciones de carga estipuladas por el RCDF:

$$(Po.Po. + CM + CVm) \times 1.4$$

$$(Po.Po. + CM + CVa \pm \text{Sismo}) \times 1.1$$

Donde:

$Po.Po$	Peso Propio de los elementos estructurales.
CM	Carga Muerta
CVm	Carga Viva máxima
CVa	Carga Viva accidental

Se proporcionó la rigidez necesaria para respetar la distorsión máxima permisible (0.012) establecida ante tales solicitaciones.

El análisis y diseño de los elementos de CR se realizó satisfaciendo los requerimientos estipulados para marcos dúctiles en el RCDF y sus NTCDEC, siendo esto congruente con el coeficiente de comportamiento sísmico $Q=4$ adoptado.

En la tabla 3.1 se presentan las dimensiones y armados que se obtienen del diseño de la estructura de 15 niveles del sistema convencional que se estudia.

3.2 Sistema con disipadores de energía (SD). Diseño de acuerdo al RCDF y sus NTCDEC y NTCDS

El sistema combinado SD, se compone de un sistema principal SP (marco convencional formado por traveses y columnas de CR) y elementos disipadores de energía (EDES) en toda la altura de la estructura.

Se considera, para este sistema, que ante combinaciones de carga que incluyan efectos de cargas laterales producidas por sismo, el SP proporciona el 50% de la rigidez y la resistencia lateral del conjunto y por entrepiso, y que los EDES el 50% restante, mientras que, ante las sollicitaciones provocadas por combinaciones de carga en las que solamente intervienen efectos gravitacionales, únicamente actuará el SP sin contribución de los EDES. Sobre el sistema actúan las mismas acciones que las estipuladas para el marco convencional.

Estos sistemas se diseñaron considerando tres diferentes coeficientes de diseño sísmico: $c=0.45$, $c=0.40$ y $c=0.35$, de manera de establecer como varía la confiabilidad en sistemas dotados con EDES.

El diseño del sistema SD se hace de acuerdo con los criterios establecidos en el RCDF para el caso del diseño de estructuras convencionales.

3.2.1 Diseño del sistema SD

La obtención del sistema SD se hace en dos etapas: en la primera se obtiene el sistema SP sin disipadores de energía, y en la segunda se le incorporan los sistemas disipadores de energía.

Para la primera etapa, la obtención del sistema SP se realiza mediante un proceso iterativo. Para ello se propone un sistema estructural inicial en el cual a los elementos estructurales vigas y columnas, se les asigna una inercia reducida en una proporción igual a la buscada para la rigidez lateral de esta estructura (en este caso una proporción del 50%). A continuación se realiza un análisis elástico en el cual se aplican las fuerzas laterales utilizadas en el sistema convencional, reducidas en esa misma proporción (50%), en tanto que las cargas gravitacionales se mantienen con la magnitud original. De este análisis se obtiene la configuración deformada, la cual debe ser similar a la que presenta el sistema convencional ante la acción del 100% de la fuerza lateral. Si no es así, se reducen o aumentan las inercias de los elementos trabes y columnas, y se realiza de nuevo el análisis de la estructura. Esto se repite hasta conseguir, en forma aproximada, la configuración deformada deseada, pero manteniendo las restricciones geométricas establecidas en las NTCDEC y las prácticas constructivas.

Una vez definido el sistema SP, se incorporan los EDES. Estos elementos se idealizan como elementos diagonales ubicados simétricamente en toda la altura de la estructura (Fig. 3.3) los cuales solo tienen rigidez axial. Se revisó que la modelación adoptada no introdujera fuerzas axiales significativas que modificaran el diseño de las columnas. Esto pudo cumplirse dado que el diseño de las columnas se encuentra regido por los requerimientos mínimos. No obstante en estructuras donde se observe variación en el diseño de los elementos por las causas anteriores y en donde las acciones hacia la cimentación con el empleo de EDES sea significativa cuando se tome en cuenta este efecto, es necesario hacer estudios adicionales en los que se pueda realizar la modelación de los EDES, a través de programas de análisis que consideren elementos estructurales que no transmitan fuerza a los elementos columnas.

La inclusión de los elementos disipadores de energía también se hace en forma iterativa, con el fin de ajustar las relaciones de rigidez y resistencia con que contribuyen los diferentes sistemas estructurales que conforman al sistema SD. Las características de los elementos disipadores de energía que se introducen en cada entrepiso, se eligen de forma tal que traten de cumplir con los valores de relaciones de rigidez y resistencia con que contribuyen y que en general, produzcan una configuración deformada similar a la que se tiene en el sistema SC.

De los análisis realizados se encuentra la dificultad de mantener las relaciones anteriores, dado la independencia con que se analiza y diseña el sistema SP, es decir, al incorporar a los EDES a la estructura anterior, se modifica la configuración deformada que ésta presenta en forma independiente, por la interacción con los elementos disipadores de energía, lo cuál provoca que no sea fácil mantener las relaciones de rigidez y resistencia con que se busca contribuyan los EDES. Este desajuste se presenta principalmente en los entrepisos inferiores y superiores. En vista de lo

anterior, se optó por asignar a estos entrepisos una rigidez en los EDES, de tal forma que se pudiera mantener para el sistema completo, en forma aproximada, la configuración deformada que presentaba el sistema SC. Por lo anterior, la proporción de rigidez y resistencia establecida inicialmente entre los sistemas SP y EDES del SD se ve directamente afectada, en los diferentes entrepisos.

En las tablas 3.2 a 3.4 se presentan las relaciones de rigidez que se obtienen finalmente para los sistemas SD, obtenidos de un análisis de empuje lateral. En la tabla 3.2a se presentan los valores cuando se consideran propiedades nominales y en la tabla 3.2b para propiedades medias de la estructura (calculadas según se comenta más adelante) del sistema SD diseñado con $c=0.45$. En los otros casos de diseño ($c=0.40$ y $c=0.35$) se presentan únicamente los valores de las relaciones de rigidez y resistencia para los sistemas con propiedades medias.

De acuerdo con la tabla 3.2a (propiedades nominales), la relación de rigideces, r_k , presenta en forma global (promedio de todos los entrepisos) un valor aproximado de 0.5; cuando se consideran propiedades medias las relaciones globales se alteran un poco (hasta 0.55) dadas las incertidumbres que se tienen para cada elemento estructural.

Para el caso de las resistencias, se estimó el porcentaje proporcionado por cada una de las componentes del sistema (SP y EDES). Para ello se estableció la relación del cortante al punto de fluencia de cada subsistema al cortante de fluencia del sistema completo, obtenidos a partir de los análisis de empuje lateral. Se encontró, tanto para el caso de propiedades nominales como el de medias, que los EDES alcanzan la fluencia antes que el SP, contribuyendo con aproximadamente un 40% de la resistencia total (global) del sistema. Este comportamiento se debe a que en los análisis de empuje lateral con propiedades nominales que se hicieron, las resistencias de los elementos estructurales del sistema SP se han calculado con un procedimiento diferente al de diseño (donde se utilizó el bloque de esfuerzos), y en el cual se consideran los valores nominales de los materiales, pero no se incluyen los factores de reducción de resistencia (ver subcapítulo 3.3.4). En el caso de los EDES, se consideran los valores nominales de rigidez y resistencia del diseño. Lo anterior produce la diferencia que se tiene en la relación de resistencias que se calcula. Efecto semejante se produce en los análisis de empuje lateral con propiedades medias, en donde las diferencias en la forma en que se toman las propiedades de los elementos viga y columna con respecto al disipador, proporciona la modificación encontrada en esa relación respecto a la de diseño (reducción en la relación de resistencias).

Una vez obtenidas las dimensiones del SD que se busca, la siguiente etapa consiste en el diseño de los componentes del sistema.

El sistema SD definido de la manera anterior se analiza en forma conjunta de acuerdo a los criterios establecidos en el RCDF y sus NTCDS. Del análisis de cargas se encuentran los elementos mecánicos que se tienen en cada elemento estructural (vigas, columnas y elementos disipadores de energía). El diseño de los elementos estructurales del SP, se realiza de acuerdo a las NTCDEC. Para el caso de los elementos disipadores de energía, su diseño se hace de la siguiente manera.

3.2.1.1 Diseño de los elementos disipadores de energía EDES

En general los dispositivos reductores de respuesta sísmica son conocidos como dispositivos de control estructural, y de acuerdo con su forma de trabajo se agrupan en dispositivos de control pasivo y dispositivos de control activo.

En nuestro estudio, emplearemos como EDES, dispositivos de control pasivo, cuya respuesta e interacción con la estructura dependen exclusivamente de las perturbaciones sísmicas que actúan sobre la estructura.

El elemento disipador de energía que se utiliza en este trabajo, corresponde al desarrollado por Aguirre y Sánchez (1992). Estos dispositivos disipan energía aprovechando el comportamiento plástico del acero, mediante rolado por flexión. Los dispositivos, están hechos con soleras de acero doblado en frío en forma de "U" (Fig. 3.4). La disipación de energía se presenta al desplazarse una cara respecto a la otra en forma similar al movimiento de las orugas de un tractor. Los dispositivos muestran un comportamiento histerético estable ante amplitudes considerables y un elevado número de ciclos de carga, de manera que tienen gran capacidad de disipación de energía. A través de pruebas de estos dispositivos, se ha observado la conveniencia de acoplar pares de "U" formando óvalos para su implementación modular en estructuras de CR a través de diagonales, como se muestra en la Fig. 3.5. El disipador tipo óvalo se considera adecuado para utilizarse en sistemas de edificios con objeto de reducir su respuesta ante excitaciones sísmicas.

El diseño de los EDES utiliza como base, información experimental presentada en Aguirre y Sánchez (1992). Para lograr el ajuste tanto de la rigidez como de la resistencia necesaria en los EDES acorde al análisis, estimando una tolerancia aceptable, se considera integrar un arreglo de disipadores formado por dos diferentes tipos de elementos: uno de ellos es un disipador estudiado en dicho trabajo, fabricado a base de solera de acero SAE 1010 al bajo carbono de 13x38 mm (Fig. 3.6), considerado "óptimo" de acuerdo a la relación capacidad de disipación-peso, además de ser este disipador el que cuenta con mayor soporte experimental; el otro es un disipador que se propone en este trabajo, el cual se supone fabricado de solera de acero SAE 1010 al bajo carbono con dimensiones de 19x64 mm (Fig. 3.7). Para el diseño de este disipador se han seguido las recomendaciones geométricas propuestas en el reporte de Aguirre y Sánchez (1992), de tal forma que sean capaces de resistir 100 ciclos de deformación con desplazamientos de ± 2 veces el espesor de la solera utilizada para su fabricación. Con esto se logra asegurar un comportamiento estable ante cargas cíclicas representativas de aquellas a las que estarían sometidos durante la ocurrencia de sismos, así como una disipación de energía adecuada, de acuerdo con los criterios seguidos en el desarrollo de estos disipadores de energía en dicho trabajo.

En resumen, los parámetros de las propiedades mecánicas utilizadas para el diseño de los EDES, se obtienen, para el disipador de $e = 13$ mm, a partir de la información experimental presentada en el reporte, mientras que para el disipador de $e = 19$ mm se estiman con base en las propiedades geométricas y el modelo matemático propuesto.

Características geométricas y mecánicas principales del disipador tipo óvalo.

- Deformación unitaria nominal $\varepsilon_n = 0.14$
- Amplitud máxima de desplazamiento experimental: $\pm 2e$
Disipador $e = 13$ mm, $2e = 2.5$ cm
Disipador $e = 19$ mm, $2e = 3.8$ cm
- Número de ciclos de deformación a máximo desplazamiento experimental, hasta fallar por rotura: 100
- Capacidad de carga a máximo desplazamiento (valor medio):
Disipador $e = 13$ mm: 2878 kg coeficiente de variación: 5 %
Disipador $e = 19$ mm: 6582 kg coeficiente de variación: 5 %
- Carga de fluencia en el disipador (valor medio):
Disipador $e = 13$ mm: 2574 kg
Disipador $e = 19$ mm: 5888 kg
- Rigidez inicial presente en disipadores (valor medio):
Disipador $e = 13$ mm: $k_1 = 4368$ kg / cm

Disipador $e=19$ mm: $k_1 = 7299$ kg / cm

- Propiedades a la fatiga: ver Fig. 3.10.
- Propiedades mecánicas del material de fabricación (SAE 1010):

Esfuerzo de fluencia	2 410 kg/cm ²	coef. variación: 5.7 %
Esfuerzo máximo	3 870 kg/cm ²	coef. variación: 6.3 %
Alargamiento (en 5 cm)	39.5	coef. variación: 7.7%

El arreglo del conjunto de EDES, se coloca en paralelo en diagonales integradas al marco de concreto de acuerdo a la recomendación del reporte (Fig. 3.5).

El número de EDES que satisfagan los requerimientos de rigidez y resistencia de cada arreglo, se obtienen con base en los valores nominales individuales del disipador tipo óvalo, inferidos a partir de los datos experimentales.

En la tabla 3.5 se presentan las dimensiones y armados de las trabes y columnas que se obtienen del diseño de la estructura de 15 niveles del sistema con disipadores de energía SD, para el sistema SP, así como las características de los elementos disipadores de energía que se requieren para todos los entrepisos. Lo anterior se presenta para cada coeficiente de diseño sísmico estudiado.

3.3 Incertidumbres

Se sabe que todo diseño estructural implica un cierto grado de incertidumbre debido, primeramente, a que no se conocen con precisión las cargas que obrarán sobre la estructura. De igual manera la resistencia de los materiales así como la geometría de los elementos estructurales presentan variaciones respecto a lo estimado en los datos de proyecto, como resultado de los procesos de fabricación, control de calidad, intemperismo, entre otros factores. Para medir y manejar de manera sistemática las incertidumbres se acude a un planteamiento basado en el empleo de la teoría de las probabilidades.

Con fines de diseño, en la mayoría de los códigos se consideran valores nominales tanto para las cargas como para las resistencias, los cuales resultan conservadores respecto a los valores más probables que pueden esperarse en la vida útil de la estructura; se adoptan para tomar en cuenta las incertidumbres asociadas a ellas. Las cargas nominales se magnifican al afectarse por factores mayores a la unidad, mientras que las resistencias se ven reducidas por factores inferiores a uno.

En este estudio se necesita estimar la respuesta no lineal de estructuras diseñadas de acuerdo al RCDF y sus NTCDS y NTCDEC. Por lo tanto, para el cálculo de las confiabilidades estructurales es necesario tomar en cuenta la incertidumbre que se tiene en los diferentes parámetros que intervienen en la respuesta sísmica. En este trabajo no se realiza un análisis probabilista extenso que incluya la incertidumbre de las propiedades del sistema, sino que solo se consideraron las propiedades medias de la estructura, tanto geométricas como de resistencia y se supone que sobre ellas actúan las cargas cuyos valores son los valores medios.

A continuación se dan los valores medios que se toman para las diferentes variables estructurales que conforman a la estructura. En la tabla 3.6 se dan los valores del periodo fundamental de vibración de las estructuras estudiadas, con propiedades medias.

3.3.1 Cargas

Meli (1976), expresa que los valores nominales de los pesos volumétricos y cargas vivas especificadas en el RCDF corresponden a una probabilidad de ser excedidos que varía entre 2% y 5%, los valores nominales y los valores medios pueden relacionarse mediante la siguiente expresión:

$$W_{mn} = W_{mm}(1+2 V_m)$$

$$W_{vn} = W_{mv}(1+2 V_v)$$

W_{mm} : valor medio de la carga muerta

W_{mv} : valor medio de la carga viva

W_{mn} : valor nominal de la carga muerta

W_{vn} : valor nominal de la carga viva

V_m : coeficiente de variación de la carga muerta = 0.08

V_v : coeficiente de variación de la carga viva = 0.30

3.3.2 Geometría de los miembros

Trabes

Para las trabes, Mirza y Mc Gregor (1979), recomiendan que se empleen los valores medios siguientes:

$$\bar{b} = b_n + 0.254 \text{ cm} \quad (\text{base del elemento})$$

$$\bar{h} = h_n - 0.279 \text{ cm} \quad (\text{altura del elemento})$$

$$\bar{r}_i = r_n + 0.16 \text{ cm} \quad (\text{recubrimiento inferior})$$

$$\bar{r}_s = r_n + 0.32 \text{ cm} \quad (\text{recubrimiento superior})$$

Columnas

Para las columnas, Mirza y Mc Gregor (1979), proponen los valores medios siguientes:

$$\bar{b} = b_n + 0.159 \text{ cm} \quad (\text{base del elemento})$$

$$\bar{h} = h_n + 0.159 \text{ cm} \quad (\text{altura del elemento})$$

$$\bar{r} = r_n + 0.635 + 0.004h' \quad (\text{recubrimiento})$$

Donde

b_n : valor nominal de la base

h_n : valor nominal de la altura

r_n : valor nominal del recubrimiento

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

3.3.3 Resistencias de los materiales

Esfuerzo de fluencia del acero f_y

La variación en la resistencia del acero de refuerzo es provocada por diversos factores (composición química, proceso de fabricación, condiciones de enfriamiento, variación del área transversal, etc) dicha variación es estudiada estadísticamente en Rodríguez y Botero (1996) para aceros de refuerzo disponibles en el Distrito Federal, en dicho reporte se sugiere un valor medio del esfuerzo de fluencia $f_y = 4591 \text{ kg/cm}^2$.

Esfuerzo de compresión en el concreto, f_c

Se presenta variación en la resistencia del concreto debido, entre otros factores, a las propiedades de los materiales que lo componen, a sus proporciones, al mezclado, transportación colado y curado. Meli y Mendoza (1991) recomiendan para la resistencia a compresión del concreto los siguientes parámetros:

Para $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$	Media = 230 kg/cm^2	Desviación estándar = 38.5 kg/cm^2
Para $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	Media = 268 kg/cm^2	Desviación estándar = 44.6 kg/cm^2
Para $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$	Media = 321 kg/cm^2	Desviación estándar = 41.3 kg/cm^2

3.3.4 Resistencias de los elementos estructurales

La resistencia de los elementos estructurales (momento y curvatura al punto de fluencia y falla) se calculó siguiendo un procedimiento general para la determinación del momento resistente en una sección transversal, en el que se recurre al método de equilibrio y compatibilidad de deformaciones. Es un método iterativo en el que para una determinada deformación unitaria en el concreto supuesta, se obtiene una profundidad del eje neutro que defina un estado de deformaciones, de tal manera que se presente el equilibrio con una precisión aceptable entre fuerzas internas y externas.

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

1. Cinemática. Las secciones planas antes de la deformación se mantienen planas cuando ésta se presenta
2. Estática. Condición de equilibrio de fuerzas.
3. Se conocen las relaciones esfuerzo-deformación del acero y del concreto

Se utilizó el modelo teórico de Mander, Priestley y Park (1988) para la gráfica esfuerzo-deformación del concreto; mientras que para la del acero se empleó el modelo y los parámetros presentados en Rodríguez y Botero (1996) para aceros de refuerzo disponibles en el Distrito Federal.

Para estimar la resistencia esperada de los elementos estructurales, se utilizaron los valores medios de las variables que intervienen en su cálculo.

3.3.5 Resistencia y rigidez de los EDES

Para idealizar el comportamiento de los EDES en los análisis de respuesta dinámica, se requiere conocer el valor medio tanto de la carga de fluencia como de la rigidez inicial que proporciona el grupo de disipadores, mientras que, para satisfacer los requerimientos del diseño se emplean valores nominales de dichas variables.

Para correlacionar los valores medios y valores nominales de las propiedades mecánicas de los EDES se optó por lo siguiente: del reporte de Aguirre y Sánchez (1992) se conoce el valor de la carga máxima media, su coeficiente de variación, así como el comportamiento carga vs desplazamiento de acuerdo a la serie de pruebas experimentales. Se presenta además un modelo de comportamiento histerético. De esta forma, con base en el modelo propuesto, se tiene que la

carga de fluencia es proporcional a la carga máxima, en tanto que la rigidez inicial puede expresarse como función del esfuerzo máximo del material de fabricación, del cual se conoce de igual manera el valor medio así como el coeficiente de variación que presentó en series de pruebas complementarias de tensión simple en dicho material.

Así, obteniendo los valores nominales de la carga máxima del disipador y del esfuerzo máximo del material, podemos conocer los valores nominales tanto de la carga de fluencia como de la rigidez inicial buscados.

Por lo anterior, se emplea la siguiente expresión (Esteva y Ruiz, 1989) que correlaciona valores medios y valores nominales de las variables conocidas experimentalmente:

$$V_n = \frac{\bar{V}}{e^{1.65*CV}}$$

Donde:

\bar{V} = valor medio de la carga máxima del disipador o del esfuerzo máximo del material, según sea el caso

V_n = valor nominal buscado

CV = coeficiente de variación correspondiente

3.4 Modelo de comportamiento histerético para elementos estructurales de CR. Sistemas SC y SP

Se ha mostrado que el daño estructural es causado principalmente por dos variables; la incursión de la estructura o el elemento a grandes deformaciones y la inversión de esfuerzos repetida o carga cíclica. Los modelos de comportamiento histerético de elementos de CR deben ser capaces de reproducir todos los efectos anteriores

Para describir el comportamiento de los miembros de CR bajo carga cíclica reversible de los sistemas SC y SP, se emplean modelos de comportamiento histerético que presentan degradación de rigidez y resistencia.

Cuando las regiones críticas de miembros estructurales están sujetas a deformaciones cíclicas se observa un deterioro considerable en la rigidez a flexión del elemento. Los principales efectos que ello produce son: 1) un incremento en el periodo de vibración de la estructura, 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.

El comportamiento de las regiones críticas en las vigas está gobernado por la flexión, el cortante y la transferencia de esfuerzos entre el acero y el concreto. En el caso de las columnas, además de los efectos anteriores, el efecto de la fuerza axial también es importante. El deterioro de la rigidez del elemento puede atribuirse a muchas causas, como se dijo anteriormente, y cuyos efectos se reflejan en la forma de la relación fuerza-deformación histerética de los elementos.

Además de la degradación de la rigidez, los miembros de CR experimentan un deterioro en su resistencia ante cargas cíclicas, que lo llevan por encima de su nivel de fluencia. La rapidez con que la resistencia del elemento se deteriora depende de muchos factores tales como, la resistencia del concreto, la fuerza axial y la relación del confinamiento, entre otros.

La selección de un modelo de comportamiento de los elementos de CR debe considerar, en primer lugar, su aplicación para uso generalizado en el análisis sísmico de estructuras y segundo que puedan incorporar en su desarrollo el concepto de daño en la definición de sus parámetros. Es conveniente contar con una forma de expresar o predecir el daño que ha sufrido el elemento o la estructura completa, y que pueda brindar información sobre requerimientos de mantenimiento y de reparación, de manera que su funcionamiento y seguridad sea adecuado para soportar satisfactoriamente el siguiente temblor.

El modelo de comportamiento histerético que se utiliza para representar el comportamiento de los elementos viga y columna que se utiliza en este trabajo, es el desarrollado por Esteva y Campos (1998). Este modelo está basado en el modelo de Wang y Shah (1987) y se ha incorporado al programa DRAIN-2D (Powell, 1972), a través de la generación de un nuevo elemento estructural basado en uno ya contenido en él, denominado elemento viga-columna; Este modelo se ha utilizado en estudios anteriores con resultados consistentes.

En la Fig. 3.8 se muestra el modelo de comportamiento histerético utilizado en este estudio. En Esteva y Campos (1998), se pueden encontrar sus reglas de histéresis.

3.5 Modelo de comportamiento de los EDES

Para los elementos disipadores de energía (EDES), se toma un modelo de comportamiento histerético cíclico estable. Los arreglos de disipadores se idealizan como elementos diagonales que tienen rigidez axial. Para ello se utiliza el elemento estructural tipo armadura contenido en el programa DRAIN 2D (Powell, 1972), al cual se le ha implementado el modelo de daño propuesto por Esteva y Campos (1998), para representar el efecto de fatiga.

3.5.1 Modelo de daño de los EDES

Dadas las características que se buscan en los EDES, se considera que presentan comportamiento histerético estable ante un número elevado de ciclos de carga, y que fallan exclusivamente por fatiga. Se supone que los elementos siguen una ley de comportamiento fuerza-deformación bilineal (Fig. 3.9). La curva de fatiga, deformación normalizada (ξ_i) vs número de ciclos a la falla (N_i) adoptada aquí, se obtuvo a partir de las pruebas experimentales hechas por Aguirre y Sánchez (1992) en su disipador tipo U (Fig. 3.10).

Con base en los datos experimentales, se ha propuesto para la curva de fatiga la expresión

$$N_i = \exp \left\{ 120.753 (\xi_i^{-0.01997} - 1) \right\}$$

en donde ξ_i es la relación entre la i -ésima amplitud y la amplitud a la falla, cuyo valor de ajuste es 15.28 cm.

El nivel de deterioro del EDE, hasta el n -ésimo ciclo de vibrar, está dado por el índice de fatiga

$$f_d = \sum_{i=1}^n \frac{1}{N_i}$$

que alcanza la unidad para la condición de falla del EDE. En adelante f_d será llamado índice de daño de los EDES.

Para tomar en cuenta la irregularidad de las oscilaciones cuando se trata de carga sísmica, se corrigen las amplitudes alcanzadas y el correspondiente número de ciclos a la falla, mediante el método contador de intervalos (Collins, 1993) que es muy adecuado para el caso de movimiento en terreno blando. Este consiste en dividir la historia de ξ en el tiempo en una serie de intervalos,

donde cada intervalo es la diferencia entre picos sucesivos de las amplitudes. Para cada intervalo se considera un medio ciclo con amplitud igual a la mitad del intervalo medido.

3.6 Excitación sísmica

Las estructuras que se estudian se suponen que están desplantadas en la zona de suelo blando del valle de México (zona IIIb). La excitación sísmica que se toma para el estudio corresponde a temblores con características similares a las que se tienen en el sitio de SCT.

Dado que parte del objetivo del trabajo es establecer funciones de confiabilidad para el grupo básico de las estructuras que se estudian en función de la intensidad sísmica, para los análisis de respuesta es conveniente utilizar un conjunto de temblores con los cuales se cubra un amplio intervalo de intensidades. La medida de intensidad que se toma en el estudio corresponde a la ordenada del espectro elástico para un amortiguamiento del 5%, para el periodo de vibración de la estructura.

En principio se trataron de usar solo temblores reales, pero dado que no se cuenta con un número suficiente de temblores registrados en la zona en la cual se consideran desplantadas las estructuras, (Zona IIIb del valle de México, sitio de SCT), sobre todo para temblores de intensidades altas, se optó por tomar, para las intensidades bajas, los temblores reales con que se cuenta, registrados en el sitio de SCT, y para las intensidades altas se tomaron temblores simulados con características similares a los que se tienen en el mismo sitio de SCT. Para los sismos de intensidades bajas se cuentan con 30 registros reales. En la Fig. 3.11 se muestran los espectros de respuesta elástica para un porcentaje de amortiguamiento del 5%, correspondientes a los registros reales.

Para el caso de los temblores de intensidad alta se tomaron dos conjuntos de acelerogramas simulados: el primero de ellos está formado por 10 registros los cuales fueron simulados con el modelo de simulación desarrollado por Alamilla et. al (2001); el segundo lo constituyen 13 temblores simulados de acuerdo al modelo de Grigoriu et al (1988). Para ambos modelos los temblores simulados presentan características semejantes al temblor registrado en la estación de SCT el 19 de septiembre de 1985, componente E-O. En la Fig. 3.12 se presentan los espectros de respuesta elástica para un porcentaje de amortiguamiento del 5%, para ambos conjuntos de acelerogramas simulados.

4 CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE LOS SISTEMAS ESTUDIADOS

Para el cálculo de la confiabilidad de las estructuras, se realizan análisis de respuesta sísmica de cada una de las estructuras estudiadas, ante la familia de temblores que se toman para el estudio. Estos análisis se llevan a cabo utilizando el programa DRAIN-2D (Powell, 1972), el cual resuelve el problema dinámico mediante la integración directa paso a paso, en el cual el dominio del tiempo se discretiza en muchos intervalos pequeños, Δt , y para cada intervalo las ecuaciones de movimiento se resuelven con los desplazamientos y velocidades del paso anterior como datos iniciales. Las características de rigidez en el principio de los intervalos se toman constantes en todo ese paso, y toman el nuevo valor correspondiente al comportamiento histerético establecido en el paso siguiente.

Para el cálculo de la confiabilidad sísmica se ha definido una variable Z (capítulo 2), la cual es función tanto de la distorsión, ψ , de la estructura ante una excitación sísmica dada, como de la capacidad de distorsión, ψ_c , que dicha estructura presenta. De los análisis de respuesta sísmica, se obtienen las distorsiones que se tienen en cada entrepiso y global de la estructura (en la azotea). Para el caso de la capacidad de distorsión, ésta se obtiene a partir de un análisis de empuje lateral.

4.1 Análisis de empuje lateral

El cálculo de la capacidad de deformación de entrepiso y global de una estructura se hace realizando un análisis de empuje lateral, con el cual se encuentra la curva cortante-deformación de entrepiso o global de la estructura. En general, este tipo de análisis se lleva a cabo aplicando un sistema de fuerzas laterales estáticas a la estructura, cuya magnitud se va incrementando en forma secuencial. En cada etapa de incremento de la fuerza, se determinan los elementos que alcanzan su capacidad de fluencia y por consecuencia, la formación de articulaciones en los miembros estructurales. Los incrementos en la fuerza se realizan hasta que se alcanza una deformación suficientemente alta, o se presentan signos de inestabilidad estructural debido a la aparición de un número considerable de articulaciones en los elementos estructurales. En nuestro caso, la aplicación de este método requiere que en el comportamiento de los elementos estructurales, se considere que en cualquiera de sus secciones se tenga una capacidad de deformación máxima o a la falla, a partir de la cual su contribución a la resistencia y rigidez de la estructura se pierde en forma total.

Aunque existen diversos programas de análisis estructural, con los cuales se pueden realizar análisis de empuje lateral (push-over) tales como el DRAIN-2DX (Prakash, Powell y Campbell, 1993), IDARC (Park, Reinhorn, Kunnath, 1987), SARCF (Rodríguez-Gómez, Chung y Meyer, 1990) y RUAUMOKO (Carr, A, 2001), entre otros, una limitación que se nos presenta con las versiones con las que se cuentan, es que ninguno de ellos considera que los elementos estructurales tienen una capacidad de deformación limitada o máxima.

Dado lo anterior, aquí se utiliza una modificación del programa DRAIN-2D (Powell, 1972) en la cual se ha incluido un modelo de comportamiento histerético del elemento viga, que toma en cuenta tanto el deterioro de la rigidez y resistencia por carga cíclica, así como una capacidad de deformación máxima o de falla (Díaz, Esteva y García, 1997). Puesto que este programa no tiene la opción de realizar un análisis de la estructura, ante un sistema de cargas estáticas laterales incrementales, el análisis de empuje lateral se lleva a cabo mediante un análisis dinámico, aplicando una aceleración monotónica lineal creciente en el apoyo.

Uno de los aspectos esenciales para el análisis de empuje lateral, es la selección de la distribución de carga lateral. En un análisis estático de empuje lateral, es posible proporcionar la distribución y dirección de las cargas, cuya forma se da de acuerdo a criterios establecidos. Para nuestros propósitos, debido a que el programa DRAIN-2D no permite realizar propiamente un análisis en el que se apliquen fuerzas laterales estáticas crecientes, el análisis de empuje lateral se

realiza, como se dijo anteriormente, mediante un análisis dinámico aplicando una aceleración monotónica lineal creciente en el apoyo. Con el fin de poder proporcionar una distribución específica de las cargas actuantes en la estructura, esto se logra asignando masas en los niveles de la estructura cuyos valores sean proporcionales a la distribución de las fuerzas laterales que se quieren inducir.

En el análisis de empuje lateral dinámico que se propone aquí, intervienen diferentes variables como son la masa, el amortiguamiento y la rigidez de la estructura, así como la magnitud de la aceleración en el apoyo. Con el fin de ver como influyen estas variables en los resultados del empuje lateral, se hicieron algunas pruebas para ver si se tenían variaciones en los resultados al proponer valores y magnitudes de dichas variables. En el caso del amortiguamiento, este no es posible eliminarlo completamente, ya que se pueden tener vibraciones importantes en la estructura, cosa que no es recomendable ya que lo que se quiere es que la estructura presente una deformación monotónica creciente.

En la Fig. 4.1 se presentan los resultados del análisis de empuje lateral (curva cortante basal-deformación de azotea) para el sistema SC, considerando diferentes valores del amortiguamiento y la masa en la estructura. Se supusieron valores de amortiguamiento igual al amortiguamiento modal calculado, y valores de 1.0 y 10.0 proporcionales a la masa (esto es, valores del coeficiente α para el amortiguamiento modal proporcional a la masa). Para la masa se tomaron valores en el nivel con masa mínimo de 0.1, 10.0 y 100.0 (las demás masas tuvieron el valor proporcional a la distribución de fuerzas requerido). También se consideraron diferentes intervalos de integración en el análisis paso a paso de $\Delta t=0.02$ y $\Delta t=0.002$. Los resultados muestran que se obtienen diferencias apreciables en las curvas de empuje lateral. En la misma figura se muestra, para su comparación, la curva de empuje lateral que se encuentra cuando se realiza un análisis de empuje lateral estático con el programa DRAIN-2DX. De los mismos resultados se encuentra que los valores de las variables citadas, que proporcionan curvas que se aproximan más a la encontrada con el empuje lateral estático, son aquellos que implican dos condiciones: que el coeficiente de proporcionalidad a la masa del amortiguamiento, sea aproximado a la relación entre la masa máxima y la mínima de la distribución adoptada –recordando que la distribución de masas a lo largo de la altura del sistema permanece constante e igual a la distribución de fuerzas laterales del análisis sísmico modal– y, que la masa total aplicada en el empuje, no sea mayor al 50% de la masa total estimada en el sistema estructural correspondiente. Es recomendable extender más estos estudios para poder generalizar las conclusiones anteriormente dadas.

Los resultados anteriores muestran las dificultades que puede presentar el análisis de empuje lateral dinámico que se realiza aquí. Tomando como comparación los resultados que se obtienen con el análisis estático, se encuentra que es necesario utilizar valores de amortiguamiento y masa adecuados con el fin de encontrar una curva cortante-deformación, parecida a la dada por dicho análisis. Dado que aquí se necesita obtener la capacidad de deformación de falla del sistema, ésta se obtiene mediante el análisis de empuje lateral dinámico, tomando los valores de amortiguamiento y masa que producen los resultados más parecidos al análisis estático, para todos los casos estudiados.

En las Figs. 4.2 a 4.5 se presentan las curvas cortante basal-deformación de azotea que se obtienen del análisis de empuje lateral, para los diferentes casos estudiados de los sistemas SC y SD. La deformación de falla se establece cuando la reducción de la capacidad alcanza un 80 por ciento del máximo alcanzado. En la tabla 4.1 se presentan la capacidad de distorsión máxima global que se encuentra para cada estructura estudiada. En el caso de los sistemas SD, el análisis de empuje lateral se realiza considerando a la estructura completa (con EDES).

Para el cálculo de la capacidad de deformación de entrepiso de una estructura, también se utilizó el análisis de empuje lateral dinámico con la estructura completa en los sistemas SD. Los resultados con este tipo de análisis mostraron un comportamiento en el cual, la respuesta de la estructura está influida por la primera falla de alguno de los entrepisos, es decir, para este tipo de análisis una vez que cualquiera de los entrepisos presenta la falla, la estructura en su conjunto se

vuelve inestable y ya no es posible predecir cual es la capacidad de deformación de los demás entrepisos. Debido a esto, no fue posible encontrar de manera exacta la capacidad de deformación de entrepiso de las estructuras estudiadas. Esto evitó que se pudiera calcular la confiabilidad de las estructuras considerando el margen de seguridad por entrepiso dado en el capítulo 2, como se explica más adelante.

4.2 Confiabilidad de los sistemas. Caso a)

4.2.1 Confiabilidad del sistema SC

En las Figs. 4.6 a 4.8 se muestran los resultados que se obtienen de los análisis de respuesta en el sistema convencional, para el caso del margen de seguridad de la distorsión máxima de azotea (ec. 2.2).

La Fig. 4.6 muestra el valor de la variable Z con respecto a la intensidad sísmica. A estos valores se le ajustó una curva del tipo

$$\bar{Z}(y) = -\ln(1 - e^{-a_1 y^{a_2}}) - a_3 y^{a_4} \quad (4.1)$$

Esta curva representa el valor medio de la variable Z . Esta expresión considera que conforme la intensidad tiende a cero, el margen de seguridad tiende a infinito, mientras que para intensidades altas la expresión utilizada permite obtener valores negativos para $\bar{Z}(y)$. En realidad el valor de Z calculado en los análisis solo debería poder tomar valores mayores o iguales a cero, ya que la respuesta se limita al valor máximo de falla, sin embargo, se permitió a la expresión moverse hacia valores negativos con el fin de obtener mejores ajustes.

Determinado el ajuste $\bar{Z}(y)$, se obtiene el error cuadrático $\varepsilon_z^2(y)$ para cada valor de intensidad considerado. En la Fig. 4.7 se muestra el error cuadrático calculado en función de la intensidad sísmica. De los resultados obtenidos para dicho error, no se observó alguna tendencia de comportamiento clara en la dispersión, por lo que se optó por considerar un error cuadrático constante. Este error se utiliza para representar la varianza de Z

$$\sigma_z^2(y) = a_5 \quad (4.2)$$

En la Fig. 4.8 se presenta el valor del índice de confiabilidad de Cornell, β , en función de la intensidad, que se tiene para el sistema convencional SC. Este índice se calcula de acuerdo con la ec. 2.3.

4.2.2 Confiabilidad del sistema SD

El análisis de los sistemas con disipadores de energía se llevó a cabo haciendo algunas consideraciones en el cálculo de su respuesta. Puesto que el programa de análisis de respuesta sísmica con que se cuenta, no incluye la opción de deformación máxima de los elementos disipadores de energía (es decir, que al alcanzar estos elementos su máxima capacidad de deformación dejen de contribuir en rigidez y resistencia a la estructura), esto no se tomó en cuenta en la respuesta sísmica que se obtiene del programa de análisis. Sin embargo, en los casos de análisis de respuesta que se hicieron aquí con el conjunto de temblores estudiados, las distorsiones máximas que se obtuvieron de estos análisis no alcanzaron la distorsión máxima del elemento disipador de energía. Aunque esto no elimina el problema de la capacidad máxima de distorsión de los EDES, ya que para intensidades mayores a las que se cubrieron en este estudio es seguro que se alcancen esos valores de distorsión, se tiene por otra parte que la distorsión

máxima que se obtiene para el sistema SP puede ser la que regule la distorsión de falla de la estructura, ya que una vez que el sistema SP alcanza su capacidad de distorsión máxima, se puede considerar que la estructura ha fallado, debido principalmente a que ha perdido su capacidad resistente tanto a carga lateral como a carga vertical. En los casos que aquí se estudian, esto se presenta únicamente en los sistemas SD que se diseñan para $c=0.4$ y $c=0.35$. Aún así, la consideración de no falla por capacidad de distorsión máxima de los disipadores también se hizo para el sistema SD diseñado con $c=0.45$.

En las Figs. 4.9 a 4.17 se muestran los resultados que se obtienen de las funciones de confiabilidad, para el caso de los sistemas SD. Las Figs. 4.9 a 4.11 corresponden a los sistemas diseñados con $c=0.45$, las Figs. 4.12 a 4.14 a los sistemas diseñados con $c=0.40$ y las Figs. 4.15 a 4.17 a los sistemas diseñados con $c=0.35$. El cálculo de las funciones de confiabilidad (ajustes e las curvas de \bar{Z} , error cuadrático de Z e índice de confiabilidad, β) se hizo de manera semejante a como se calcularon para el sistema convencional SC, utilizando las ecs. 4. 1, 4.2 y 2.3.

4.2.3 Comparación de resultados

En las Figs. 4.18 a 4.20 se muestran los resultados de los ajustes de las funciones de confiabilidad, $\bar{Z}(y)$, $\sigma_z(y)$ y $\beta(y)$ respectivamente, para los casos de los sistema SC y SD estudiados.

Los resultados muestran que, conforme las intensidades tienden a cero no se tienen grandes diferencias en los índices de confiabilidad, β , entre los diferentes sistemas estudiados SC y SD. Esto se debe al criterio de diseño que se ha utilizado para definir a las estructuras con disipadores de energía, ya que se ha tratado de conservar las características dinámicas del sistemas SC (periodo de vibración fundamental), lo cual hace que en el rango de comportamiento elástico ambos tipos de sistemas muestren un comportamiento bastante similar (Fig. 4.20). Esto se nota más para el caso del sistema SD diseñado con $c=0.45$, ya que este sistema tiene casi el mismo periodo de vibrar de la estructura, mientras que en los sistemas SD diseñados con un coeficiente de diseño menor, el periodo fundamental de estos sistemas varía con respecto al sistema SC debido a que en ellos se tuvo que ajustar la geometría de la estructura con el fin de cumplir lo mejor posible las restricciones impuestas, tanto para mantener las relaciones de rigidez y resistencia entre el marco y el disipador, como la forma de la configuración deformada, así como la de las restricciones geométricas del reglamento.

Conforme las intensidades crecen, los resultados muestran que el índice de confiabilidad, β , del sistema SD diseñado con $c=0.45$, presentan valores mayores que los obtenidos para el sistema SC, para cualquier valor de la intensidad sísmica. Esto muestra el mejor comportamiento que tiene el sistema con EDES que se estudia aquí, aún cuando no se hicieron consideraciones adicionales al análisis y diseño de este tipo de sistema y únicamente se utilizaron los criterios de análisis y diseño que se aplican a los sistemas convencionales, tomando el mismo espectro de diseño. Al diseñar al sistema con EDES con un espectro de diseño menor ($c=0.40$ y $c=0.35$), la respuesta del sistema SD aumenta, disminuyendo su confiabilidad estructural hasta valores menores que los que se tienen en el sistema convencional.

En las Figs. 4.21a a 4.21e se muestra la variación del índice de confiabilidad, β , en función del coeficiente de diseño, c , para los sistemas SD estudiados. En las mismas figuras se presenta el índice de confiabilidad para el caso del sistema SC. Los resultados se presentan para diferentes intensidades sísmicas correspondientes a periodos de retorno de 50, 100, 250, 500 y 600 años.

Otra observación que se puede extraer de los resultados anteriores es la de la variación del índice de confiabilidad, β , para los sistemas SD (Figs. 4.20 y 4.21). Se encuentra que la variación de β entre los sistema diseñados con $c=0.45$ y $c=0.4$ es significativa. Sin embargo, el sistema SD diseñado con $c=0.35$ muestra un valor de β solo un poco menor al del sistema diseñado con $c=0.4$.

Las curvas de empuje lateral mostradas en las Figs. 4.4 y 4.5, muestran que en forma global el sistema SD diseñado con $c=0.35$ tiene una rigidez lateral no muy diferente que la del sistema diseñado con $c=0.40$ y su capacidad resistente es menor. De acuerdo con ello, es posible que la poca diferencia entre las respuestas de ambos sistemas se deba a un mayor comportamiento inelástico del sistema con menor coeficiente de diseño que lo haga moverse a la zona de menores respuestas, de acuerdo con el espectro elástico de respuesta de los sismos utilizados. Este punto tendrá que estudiarse con más detalle para llegar a una conclusión firme.

En forma general se puede decir que para el tipo de estructuras aquí estudiadas, es posible diseñar sistemas con disipadores de energía siguiendo los criterios de diseño existentes en los reglamentos de diseño actuales, los cuales proporcionan confiabilidades al parecer mayores que las que se obtienen para estructuras convencionales. Esto puede servir para establecer reglas que permitan reducir los espectros de diseño del reglamento actual, para diseñar sistemas con disipadores de energía, de tal forma que estos presenten la misma confiabilidad que la que se tiene para los sistemas convencionales.

Los resultados presentados en las Figs. 4.21a-e, muestran que se puede tener una disminución en la ordenada del espectro de diseño, para los sistemas con disipadores de energía. La disminución en el coeficiente de diseño varía ligeramente en función de la intensidad sísmica que se tome. Para el caso estudiado, este valor varía entre 0.44 y 0.425. En este trabajo no se hace una proposición sobre la modificación del espectro de diseño, debido a que solo se ha estudiado un caso particular.

4.3 Confiabilidad de los sistemas. Caso b)

Para este caso el principal problema que se encontró para el cálculo de la confiabilidad, fue el tratar de definir la capacidad máxima de entrepiso. En primera instancia se pretendió obtener esta capacidad mediante un análisis de empuje lateral dinámico, observando el comportamiento de la resistencia de cada entrepiso. Sin embargo, si bien para el sistema SC se estimó que en todos los entrepisos se alcanzó su capacidad, para los sistemas SD, principalmente para los diseños con $c=0.40$ y $c=0.35$, no se logró llegar a la capacidad máxima de deformación de los entrepisos superiores. La razón de esto se debe, como se dijo anteriormente, a que el sistema se desestabiliza cuando los entrepisos inferiores sobrepasan su capacidad máxima de deformación sin que los entrepisos superiores hayan desarrollado su capacidad máxima.

Se trató de tomar otra alternativa para definir la capacidad máxima de entrepiso. Ésta fue considerar los valores dados en Reyes (1999) para tomar la distorsión máxima de entrepiso recomendados para marcos convencionales de CR. Desafortunadamente al compararlos con los resultados de los SD dados por el empuje lateral, sobre todo para los diseños con $c=0.40$ y $c=0.35$, se nota que estos sistemas no parecen desarrollar tales valores de distorsión, sino que presentan una capacidad de deformación menor.

Por la serie de complicaciones presentadas se optó, para los alcances de este trabajo, omitir el indicador de distorsión máxima de entrepiso, enfatizando, para trabajos complementarios, la necesidad de establecer un criterio consistente para obtener la capacidad última de todos los entrepisos, especialmente de los superiores, que difícilmente se obtendrían con el análisis de empuje lateral que se utiliza aquí.

5 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD

Los resultados encontrados anteriormente proporcionan una idea sobre una posible reducción del espectro de diseño sísmico, cuando se analizan sistemas con disipadores de energía, con el fin de mantener una confiabilidad semejante a la de un sistema convencional. Sin embargo, la probabilidad de falla o la confiabilidad de la estructura, ante una intensidad dada, no es la única variable que se puede tomar en cuenta cuando se quiere diseñar ese tipo de estructuras. En el diseño de los sistemas estructurales es necesario tomar también en cuenta otras variables como son los costos iniciales y los costos de daños a largo plazo.

Una forma de considerar las variables anteriores es mediante las funciones de vulnerabilidad de las estructuras. De acuerdo con la Guía Metodológica para el Análisis de Peligro, Vulnerabilidad, Riesgo y Pérdidas Causadas por Desastres Naturales o Antropogénicos y su Reducción y Prevención (Instituto de Ingeniería, 2003), las funciones de vulnerabilidad sísmica describen cuantitativamente los daños o consecuencias probables en un sistema debido a un sismo, en términos de la intensidad del movimiento que los origina.

Con el fin de considerar los efectos de los costos en la estimación del comportamiento de los sistemas con y sin disipadores de energía se realiza la estimación de funciones de vulnerabilidad, para los casos que se estudian aquí, aprovechando los resultados de los análisis dinámicos obtenidos en la etapa anterior.

En lo que sigue se hace una breve descripción de la forma en que se calculan las funciones de vulnerabilidad obtenida de Esteva y Díaz, 2004.

Las funciones de vulnerabilidad sísmica expresan cuantitativamente los daños probables en un sistema en función de la intensidad del movimiento que los origina, en términos de las consecuencias económicas. Estas se puede expresar de la forma siguiente

$$\delta_E(y) = \delta_E(y|S)(1 - p_F(y)) + \delta_{EF}p_F(y) \quad (5.1)$$

$\delta_E(y)$ es el valor esperado del costo de los daños causados por un temblor de intensidad igual a y , expresado como fracción del costo inicial de construcción.

$\delta_E(y|S)$ es el valor esperado de dicho costo, condicionado a que el sistema sobreviva a la intensidad citada, expresado como fracción del costo inicial de construcción.

δ_{EF} costo de falla del sistema, expresado como fracción del costo inicial de construcción.

$p_F(y)$ probabilidad de que ocurra la falla.

El daño físico que sufre un segmento de un edificio está directamente relacionado con el máximo valor absoluto de su distorsión angular durante su respuesta al movimiento del terreno. El daño físico en el i -ésimo segmento, ante la acción de un temblor con intensidad igual a y , puede estimarse como:

$$\delta_i(y) = \bar{g} \left(\frac{\psi_i(y)}{\psi_{ci}} \right) \quad (5.2)$$

Donde

$\psi_i(y)$ es la distorsión angular máxima del i -ésimo segmento asociada con la respuesta sísmica del sistema, para una intensidad sísmica dada.

- ψ_{ci} capacidad de deformación del mismo segmento, expresada también como distorsión angular.
 y es la intensidad del movimiento sísmico considerado
 $\delta_i(y)$ es el valor esperado del índice de daño físico en el segmento para una intensidad y

De acuerdo con estudios previos (Esteva et al, 2002), $\delta_i(y)$ puede calcularse mediante una expresión de la forma.

$$\delta_i(u) = E \left[1 - e^{-au^m} \right], \quad \text{en donde} \quad u = \frac{\psi_i(y)}{\psi_{ci}} \quad (5.3)$$

La función anterior nos proporciona un indicador del daño físico que se tiene en la estructura. Este daño físico se debe transformar a un indicador de daño económico, con el fin de estimar los valores esperados de los costos.

Lo anterior se hace mediante la expresión siguiente, que calcula el valor esperado del costo condicionado a que el sistema sobreviva

$$\delta_E(y|S) = \sum_{i=1}^{N_S} \frac{1}{C_0} \left(1 + \frac{r_1}{c_i} \right) c_i \left[\sum_{j=1}^{N_E} \delta_{ij} C_{0ij} \right] \quad (5.4)$$

Esta expresión transforma los valores de $\delta_i(y)$ en indicadores de daño económico, normalizados con respecto al valor del costo inicial del sistema completo. En ella δ_{ij} y C_{0ij} son respectivamente el indicador de daño físico esperado y el costo inicial que se tiene para cada segmento, i , de la estructura que contribuyen al daño y para cada tipo de elemento estructural y no estructural, j , que contribuye al daño en ese segmento; N_S es el número total de segmentos y N_E el número total de tipos de elementos estructurales, no estructurales y rubros adicionales que contribuyen al daño. C_0 es el costo inicial de la estructura. En la estimación de dicho indicador se toman en cuenta, tanto los costos directos de reparación o reposición, como los indirectos (suspensión de actividades, deficiencias de funcionamiento, trabajos logísticos, etc.). Para calcular los primeros debe tomarse en cuenta un umbral de reparación, o valor de $\delta(y)$ por debajo del cual se supone que los daños son tan pequeños que no ameritan reparación.

El término $\left(1 + \frac{r_1}{c} \right) c$ es un factor que considera los costos indirectos que se tienen cuando se reparan los daños que se tienen en la estructura, los cuales incluyen únicamente costos de funcionamiento y de trabajo logístico. En este caso no se incluyen costos debido a pérdidas humanas. r_1 es el cociente de los costos indirectos entre los directos; c_i es un factor que toma en cuenta el costo de los trabajos logísticos necesarios para la reparación de la estructura y aquí se expresa como

$$c_i = \alpha - \frac{\alpha - \alpha_1}{N_E} \left[\sum_{j=1}^{N_E} \delta_{ij} \right] \quad \text{Donde} \quad \alpha > \alpha_1 \quad (5.5)$$

De acuerdo con la expresión anterior el valor de c_i tiende a un valor de α cuando la sumatoria toma valores infinitamente pequeños y disminuye hasta un valor de α_1 cuando el daño en los elementos es total. Es decir los costos debido al trabajo logístico de reparación estructural son en proporción, mayores cuando se tiene poco daño que cuando se tiene un daño mayor, ya que en el

primer caso se tiene que realizar casi la misma cantidad de trabajo logístico que en el segundo caso.

El valor esperado del costo a la falla δ_{EF} se supone igual al valor total inicial de la estructura más los gastos correspondientes a los costos indirectos, los cuales en nuestro caso se toman iguales a los que se tienen en el apartado de la reparación de la estructura, sin tomar en cuenta los costos debidos a pérdidas humanas. Tal suposición es aproximada ya que la reconstrucción completa de la estructura puede implicar otros factores adicionales o diferentes a los considerados. De esta manera, el costo a la falla será igual a

$$\delta_{EF} = \left(1 + \frac{r_1}{c}\right)c \quad ; \quad c = \alpha_1 \quad (5.6)$$

Finalmente, la probabilidad de colapso o de falla, p_F , puede estimarse a partir de la distribución de probabilidades del cociente de la distorsión global del sistema, ψ , entre la correspondiente capacidad de deformación, ψ_c , mediante la definición del margen de seguridad Z (Caso (a), ec. 2.2), tal como se hizo en la sección previa.

Por tanto p_F será igual a la probabilidad de que Z sea menor que cero. Considerando la hipótesis de que esta variable tiene distribución normal con media \bar{Z} y desviación estándar σ_z , la probabilidad de colapso del sistema está dada por la ecuación

$$p_F(y) = \Phi(-\beta(y)) \quad (5.7)$$

donde

$\Phi(\cdot)$ Es la función normal estándar de distribución de probabilidades y

$$\beta(y) = \frac{\bar{Z}(y)}{\sigma_z(y)} \quad \text{Índice de confiabilidad de Cornell.}$$

5.1 Costo inicial

5.1.1 Costo directo

Para nuestros fines, dado que se debe transformar el daño físico en indicadores de daño económico, se recurre a un análisis de costos basado en el que se presenta en Esteva y Díaz (2004) y trabajos previos (Sierra, 2002 e Ismael, 2003), el cual se describe a continuación.

Se establece que en el costo inicial de una estructura intervienen los siguientes costos parciales: costo directo, el costo indirecto y la utilidad de la persona física o moral que ejecuta la obra. A partir de los volúmenes de obra obtenidos del diseño de la estructura el costo inicial de los materiales se puede calcular con bastante aproximación, por lo tanto, es posible obtener el costo total de las estructuras a través de la evaluación de la contribución del costo de los materiales, mediante la expresión:

$$C_{OM} = C_{DM} + C_I + U \quad (5.8)$$

En donde C_{OM} es el costo total, C_{DM} el costo directo de los materiales, C_I el costo indirecto de los materiales (gastos que se generan por principalmente por servicios administrativos y otros afines) y U la utilidad (ganancia para la persona física o moral que ejecuta la construcción).

De manera aproximada se estima que el costo indirecto corresponde al 20% del costo directo

$$C_I = 0.20 C_{DM} \quad (5.9)$$

Adicionalmente, la utilidad se puede tomar como un porcentaje de la suma del costo directo y el indirecto, de tal manera:

$$U = (C_{DM} + C_I) \gamma$$

$$U = 1.2 C_{DM} \gamma \quad (5.10)$$

γ es un porcentaje expresado en forma decimal. El valor de γ depende del tipo de construcción y volumen de obra, y se encuentra en el intervalo de 10% a 20%.

Sustituyendo las ecs. 5.9 y 5.10 en la 5.8, se tiene el costo total expresado en términos del costo directo.

$$C_{OM} = 1.2 C_{DM} (1 + \gamma) \quad (5.11)$$

Por otra parte, el costo directo lo forman el costo de los materiales (acero, concreto, cimbra) y el costo de la mano de obra. Este último costo generalmente se puede tomar como proporcional a la cantidad de obra. De forma aproximada puede considerarse igual al 40% del costo de los materiales. Por lo tanto el costo directo de los materiales resulta

$$C_{DM} = 1.4 (C_{ac} + C_{ci}) \quad (5.12)$$

C_{ac} es el costo del acero y concreto empleado en la obra y C_{ci} el costo de la cimbra.

Sustituyendo la expresión anterior en la ec. 5.11, se obtiene

$$C_{OM} = 1.68 (C_{ac} + C_{ci}) (1 + \gamma) \quad (5.13)$$

De la ecuación anterior se observa que el costo total de la estructura varía significativamente, de acuerdo al valor de γ . En este trabajo se utiliza un valor de 15%. La expresión anterior puede emplearse para evaluar el costo total de los materiales que se utilizan en los elementos estructurales (trabes, columnas, muros, muros divisorios, etc.), como de los sistemas de piso y acabados.

5.1.2 Costo total inicial

5.1.2.1 Costo total inicial para el sistema SC

El costo total inicial de la estructura para sistemas convencionales SC, está compuesto por el costo inicial de los materiales tanto de los elementos estructurales que forman los marcos como del sistema de piso, así como del costo inicial de los acabados y las instalaciones.

El costo inicial de los materiales de la estructura se puede calcular de manera bastante aproximada a partir de los volúmenes de obra. En el caso del costo de los acabados e instalaciones, estos no son tan fáciles de calcular, por lo que se emplean relaciones establecidas en los trabajos previos ya mencionados, entre los diferentes costos que intervienen en el costo inicial total de la estructura. De esta manera, el costo inicial total de la estructura C_o está dado por

$$C_o = C_{oED} + C_{oSP} + C_{oA} + C_{oI} \quad (5.14)$$

Donde C_{0ED} es el costo inicial de todos los subsistemas estructurales y no estructurales que forman la estructura (trabes, columnas, muros divisorios), C_{0SP} es el costo inicial del sistema de piso, el cual se supone no sufre daño (pero se incluye cuando se tiene el colapso de la estructura), C_{0A} el costo inicial de los acabados y C_{0I} el costo inicial de las instalaciones.

Las relaciones consideradas entre los diferentes costos que intervienen en el costo inicial total, son las siguientes, C_{0ED} entre C_0 igual 0.3, de C_{0SP} entre C_0 igual 0.2 y tanto para C_{0A} entre C_0 como C_{0I} entre C_0 igual a 0.25, (Sierra, 2002; Ismael, 2003; Esteva y Díaz, 2004).

Las relaciones anteriores se refieren a los costos para un edificio convencional en su conjunto. Para nuestro caso en que se realiza el estudio para un marco analizado en una dirección, tales relaciones se modifican. Esto se debe a que las columnas que componen el marco en la dirección de estudio, también forman parte de los marcos en la dirección perpendicular, por lo que el costo de los elementos estructurales del marco individual que se toma, es mayor a la relación del costo total de los elementos estructurales del edificio entre el número de marcos, en contraposición con lo que ocurre con los demás rubros componentes del costo (muros, instalaciones, acabados y sistema de piso), de esta manera, para el caso del marco, la relación C_{0ED} entre C_0 aumenta respecto del caso del edificio completo, mientras que las demás relaciones se mantienen en proporción al número de marcos.

Los costos de trabes y columnas así como los costos de los muros divisorios se obtuvieron a partir de la cubicación de los volúmenes de obra dados por el diseño (concreto, acero, cimbra) y estableciendo sus precios en el mercado. Para el costo del sistema de piso como de los acabados e instalaciones, se utilizaron las relaciones propuestas anteriormente.

5.1.2.2 Costo total inicial para el sistema SD

El sistema SD está compuesto por el sistema SP (marco vigas-columna) y los elementos disipadores de energía, EDES. El costo inicial del marco SP se calcula de la misma manera que el marco convencional, para el caso del costo directo, C_{0M} , de acuerdo con la ec. 5.13.

Para el costo de los elementos disipadores de energía, se hace uso de un trabajo previo (Mejía, 1995) del cual se obtiene información necesaria para estimar el costo de los EDES. En dicho trabajo se desglosa de manera detallada los implementos necesarios para dar soporte al arreglo de disipadores que se colocan en los diferentes entrepisos. Estos arreglos están compuestos, tanto por los disipadores de energía necesarios en cada arreglo, como de los elementos diagonales de soporte para transmitir las fuerzas, así como los anclajes necesarios a la estructura. Utilizando los resultados de ese trabajo, es posible establecer una relación entre el número de disipadores que necesita un arreglo y el peso de acero equivalente y por lo tanto el costo que este representa. En este costo se incluye tanto el costo del material como el de la mano de obra e indirectos que se tienen. El cálculo anterior se realizó haciendo una separación entre los costos de los diferentes elementos que constituyen el arreglo: los disipadores de energía, la diagonal de soporte y los elementos de anclaje.

En la tabla 5.1 se presentan los valores que se calculan del trabajo de Mejía (1995) para los costos de los diferentes elementos del arreglo de disipadores, como función de un peso equivalente al número de disipadores. Estos costos se modificaron para considerar los precios actuales.

Una vez obtenida la relación anterior, se procede a calcular el número de disipadores que se tiene en cada arreglo y en cada uno de los entrepisos de las estructuras, y se calcula el costo de los arreglos por entrepiso.

Para el cálculo del costo C_0 (ec. 5.14) en los sistemas SD, se procedió de dos formas diferentes. En la primera (caso 1), los valores de C_{OED} se calcularon para cada uno de los diferentes sistemas, de acuerdo a lo descrito anteriormente. Con esos valores y tomando las relaciones de costos dadas en el subcapítulo anterior se calcularon los costos de C_{OSP} , C_{OA} y C_{OI} . En la segunda (caso 2), se consideró que los costos de los sistemas de piso, C_{OSP} , acabados, C_{OA} , e instalaciones, C_{OI} , mantienen el mismo valor que el que se tiene en los sistemas SC y solo se le agrega el costo calculado para C_{OED} al costo total, C_0 .

En la tabla 5.2 se presenta el costo total inicial de las estructuras estudiadas (sistema SC y sistemas SD). La tabla 5.2a los costos de los sistemas SD corresponden a la primera forma de cálculo (tomando las relaciones de costos) y en la tabla 5.2b los costos del sistema SD corresponde al caso en que se mantienen los costos del sistema de piso, acabados e instalaciones del sistema SC. En las tablas 5.3 a 5.6 se muestran los valores de los costos iniciales por entrepiso, normalizados con respecto al costo total inicial de la estructura, para cada uno de los diferentes segmentos que participan en el costo del sistema (elementos estructurales, muros divisorios, sistemas de pisos, acabados e instalaciones), para cada uno de los diferentes sistemas estructurales estudiados (SC y SD) y para ambos casos de cálculo de los costos del sistema SD.

5.2 Funciones de daño

Para calcular el daño físico en los entrepisos de la estructura, es necesario establecer la capacidad de distorsión que se tiene en cada uno de los entrepisos. Como se dijo en el Capítulo 3, no fue posible encontrar en forma confiable la deformación de falla de entrepiso a partir de los análisis de empuje lateral que se realizaron, debido a que el sistema se inestabiliza una vez que alguno de sus entrepisos falla. Se pensó utilizar los valores que propone Reyes (1999), pero los resultados de los análisis de empuje lateral mostraban que estos valores pudieran ser diferentes para las estructuras que se estudian. Dado lo anterior, aquí se optó por tomar un criterio general para establecer la distorsión de falla de los entrepisos en todas las estructuras que se estudian. El criterio consistió en considerar que la distorsión de falla de los entrepisos es similar a la que se obtienen para la estructura en forma global, es decir, la distorsión global máxima que se tiene en la azotea. Se espera que de esta forma sea posible establecer una comparación congruente entre las diferentes estructuras estudiadas, aunque como se dijo anteriormente, es necesario encontrar un método adecuado para estimar esas capacidades.

5.2.1 Sistema SC

En las estructuras convencionales se considera que los elementos estructurales y no estructurales que contribuyen al daño físico de la estructura son: el marco estructural conformado por las vigas y columnas y los muros divisorios.

Se considera que los segmentos que contribuyen al daño físico, estarán constituidos por los entrepisos de la estructura. El daño físico es función de la distorsión que se tiene en los entrepisos de la estructura, por tanto, la expresión 5.3 se aplica a cada valor de la distorsión máxima de entrepiso, obtenida del análisis dinámico para cada uno de los temblores considerados y de esta manera obtener los indicadores de daño físico de los elementos estructurales, no estructurales y demás rubros que contribuyen al daño del entrepiso. En el caso del SC, se consideran los indicadores de daño correspondientes al daño físico de entrepiso en el marco (daño en elementos estructurales) y el de los muros divisorios (daño en elementos no estructurales). Para el caso del daño en acabados, este se relaciona con el daño físico en los muros divisorios, mientras que el daño en instalaciones se asocia con el indicador de daño en el marco.

Para el caso del daño físico en el marco, se calculan los parámetros a y m que definen la función de daño físico dado por la ec. 5.3. En su cálculo se consideran los valores de la distorsión de inicio de daño dada por Reyes (1999) y la distorsión de falla obtenida del análisis de empuje lateral en la azotea, como se dijo en la sección anterior. En el ajuste de la función se supone que

para la distorsión de inicio de daño se tiene un daño de 0.01 y que para la distorsión de falla se tiene un daño de 0.99.

En el caso de los muros divisorios, el ajuste de los parámetros a y m se realiza considerando los valores de distorsión, de inicio de daño y daño de falla, dados por Reyes (1999).

En la Tabla 5.7 se dan los valores ajustados de a y m para el caso del marco y los muros divisorios. En la misma tabla se presentan las distorsiones de inicio de daño y distorsión de falla que se toman para cada caso.

Las ecuación 5.3 se empleó para estimar los valores del daño físico en los entrepisos de la estructura convencional SC. En las Figs. 5.1 y 5.2 se presentan las graficas de los daños físicos en función de la intensidad sísmica, que se tiene para cada entrepiso, para el caso del marco y los muros divisorios respectivamente. A estos valores se le ajustó una expresión semejante a la definida por la ec. 5.3, dada por

$$\delta(y) = 1.0 - e^{-by^n} \quad (5.15)$$

En las tablas 5.8 y 5.9 se presentan los valores de los parámetros ajustados para cada entrepiso, tanto para el marco como para los muros divisorios. En las mismas Figs. 5.1 y 5.2 se muestran las gráficas de los ajustes realizados.

5.2.2 Sistemas SD

Para los sistemas SD se sigue el mismo procedimiento del sistema convencional en el caso del sistema SP, tanto para ajustar las funciones de daño físico en función de la distorsión, como para calcular las funciones de daño físico en función de la intensidad, para cada entrepiso.

En estos sistemas, además de los daños en el marco y muros divisorios, se tiene también el daño que se presenta en los elementos disipadores de energía.

En la Tabla 5.7 se dan los valores ajustados de a y m para el caso del marco y los muros divisorios, así como distorsiones de inicio de daño y distorsión de falla que se toman, para cada uno de los sistemas SD que se estudian, diseñados con coeficientes de diseño sísmico iguales a 0.45, 0.40 y 0.35.

Las Figs. 5.3 y 5.4 muestran los valores del daño físico que se tiene en cada entrepiso en función de la intensidad sísmica, para el caso del sistema SD diseñado con $c=0.45$. En las mismas figuras se presenta la curva ajustada a dichos daños. En las tablas 5.10 y 5.11 se presentan los valores ajustados de los parámetros de la ec. 5.16 para cada entrepiso, tanto para el marco como para los muros divisorios.

Resultados similares se muestran para el caso de los sistemas SD diseñados con $c=0.40$ y $c=0.35$. Estos se presentan en las tablas 5.12 a 5.15 y en las Figs. 5.5 a 5.8.

Para el caso del daño en los disipadores de energía, el indicador de daño físico que se toma corresponde al índice de fatiga del elemento. A los resultados de este indicador se les ajustó una función semejante a la de la ec.5.15. Para los disipadores se encuentra que los resultados que se tienen de los análisis, muestran respuestas bastante pequeñas de la fatiga, aún para los valores más grandes que se tienen de la intensidad sísmica. Debido a ello, el ajuste que se hace de la función de daño físico se extiende con daños bajos aún para intensidades muy altas. En el caso del cálculo de costo de daño para intensidades altas, aquí se consideró de manera aproximada que cuando el sistema del marco SP falla, toda la estructura falla, incluyendo a los disipadores de energía. En las tablas 5.16 a 5.18 se presentan los parámetros de ajuste que se tienen para la función de daño físico dada por la ec. 5.15, en todos los entrepisos, para el caso de los diferentes

sistemas SD diseñados, en el caso de daño en los EDES. En las Figs. 5.9 a 5.11 se presentan los resultados del daño físico en función de la intensidad y los ajustes realizados, en todos los entornos, para las mismas estructuras.

Debe hacerse notar que al no tener bien definida la capacidad de deformación máxima de los elementos disipadores de energía, las funciones de daño físico de los mismos presentan serias restricciones que se deben considerar en la interpretación de los resultados.

5.3 Funciones de vulnerabilidad

A partir de las funciones de daño calculadas anteriormente, y las funciones de probabilidad de falla que se obtienen del estudio de confiabilidad realizado en el Capítulo 3, se calculan las funciones de vulnerabilidad de los sistemas SC y SD estudiados, aplicando la ec. 5.1.

En la Fig. 5.12 se presentan los resultados de las funciones de vulnerabilidad obtenidas para el sistema convencional, SC, en función de la intensidad sísmica normalizada. En esa figura se presentan los resultados para el costo esperado de daños condicionado a que el sistema sobreviva (ec. 5.4), el costo de falla del sistema (ec. 5.6) y la función de vulnerabilidad del sistema (ec. 5.1). En la Fig. 5.13 se presenta la probabilidad de falla del sistema, también en función de la intensidad sísmica normalizada.

Resultados similares se presentan para los tres sistemas SD diseñados con $c=0.45$, $c=0.40$ y $c=0.35$. Las Figs. 5.14 y 5.15 corresponden al sistema SD diseñado con $c=0.45$, las Figs. 5.16 y 5.17 al diseñado con $c=0.40$ y las Figs. 5.18 y 5.19 al diseñado con $c=0.35$. En dichas figuras se presentan los resultados para los dos casos en que se calcula el costo de los sistemas SD.

En la Fig. 5.20 se presentan los resultados de la probabilidad de falla en función de la intensidad sísmica, para todos los casos estudiados (sistema SC y sistemas SD). Los resultados muestran que para una misma intensidad, en general, la probabilidad de falla del sistema SD diseñado con $c=0.45$ proporciona resultados menores que los que se obtienen con el sistema SC. Los sistemas SD diseñados con $c=0.40$ y $c=0.35$ proporcionan probabilidades de falla mayores que las obtenidas con el sistema SC y el sistema SD diseñado con $c=0.45$. Además se encuentra que los sistemas SD con $c=0.40$ y $c=0.35$ presentan probabilidades de falla muy similares.

En la Fig. 5.21 se comparan los valores esperados del costo de los daños en función de la intensidad para los casos estudiados. La Fig. 5.21a corresponde al caso 1, en que se calculan los costos de los sistemas SD tomando las relaciones de costos establecidas y la Fig. 5.21b al caso 2, en que se mantienen los costos del sistema de piso, acabados e instalaciones del sistema SC. En la Fig. 5.22 se muestran los mismos resultados pero en función del costo monetario, también para ambas formas en que se calcula el costo de los sistemas SD.

Los resultados obtenidos para las funciones de vulnerabilidad de la Fig. 5.21, muestran que el valor esperado del costo de los daños, $\delta_E(y)$, del sistema SD diseñado para $c=0.45$, presenta valores menores que los obtenidos para el sistema SC, en cualquier valor de la intensidad sísmica. Para intensidades sísmicas no muy grandes, los sistemas SD diseñados para coeficientes de $c=0.40$ y $c=0.35$, presentan valores de $\delta_E(y)$ menores que los del sistema SC. Para intensidades más grandes, el valor esperado del costo de los daños, $\delta_E(y)$, de los sistemas SD diseñados para $c=0.40$ y $c=0.35$, comienza a presentar valores mayores que los observados para el SC. Lo anterior se mantiene para las dos formas en que se calcula el costo de los sistemas SD.

Se observa que los resultados obtenidos para las funciones de vulnerabilidad muestran, en general, un comportamiento análogo al caso de confiabilidad dado en las Figs. 4.20 y 4.21, principalmente cuando se tienen intensidades sísmicas grandes. Los costos de daños del sistema SC son mayores que los del sistema SD diseñado con $c=0.45$. En el caso de los sistemas SD diseñados con $c=0.40$ y $c=0.35$, estos presentan un menor costo de daño esperado con respecto al sistema SC cuando se tienen intensidades sísmicas no muy grandes, aunque para intensidades mayores estos costos se vuelven mayores. Este tipo de comportamiento en esas estructuras se

debe a que el análisis de costo total inicial, da un costo de estas estructuras menor al del sistema SC, por lo que para intensidades bajas a pesar de que los sistemas SD tienen mayor índice de daño físico, su menor costo total inicial proporciona un costo de daño esperado menor al del sistema SC. Este comportamiento se invierte para intensidades altas, en las cuales el mayor daño que sufren los sistemas SD, incrementa el costo esperado de años esperado en mayor proporción que para el sistema SC.

Cuando se comparan los resultados anteriores, pero para el caso en que se tiene en el eje de las ordenadas el costo monetario de los daños esperados en las estructuras (Fig. 5.22), se encuentra que comparando de esta forma los resultados, los comentarios del párrafo anterior se mantienen hasta que se empiezan a tener intensidades altas en las que comienza a predominar el costo de falla de la estructura.

6 CONCLUSIONES

Se analizó la confiabilidad sísmica de un sistema estructural de 15 niveles. Este sistema se definió de dos formas: considerando un sistema convencional compuesto por traveses y columnas (sistema SC) y considerando un sistema con elementos disipadores de energía (sistema SD). Ambos tipos de sistemas se diseñaron de acuerdo con los criterios establecidos en el RCDF, siguiendo los requerimientos estipulados para marcos dúctiles en sus NTCDEC y las NTCDS.

El sistema SD se diseñó para tres diferentes coeficientes de diseño sísmico: $c=0.45$, $c=0.40$ y $c=0.35$. La respuesta de estos sistemas se comparó con la del sistema convencional con el fin de analizar la conveniencia de reducir el espectro de diseño para los sistemas SD, de tal forma que ambos tipos de sistemas presenten una misma confiabilidad sísmica.

La confiabilidad del sistema se definió en función de la respuesta global del sistema, mediante el margen de seguridad entre la respuesta del sistema ante un sismo de intensidad dada y su capacidad máxima.

Para el cálculo de la capacidad máxima del sistema ya sea global o de entrepiso, se utilizó un análisis de empuje lateral dinámico utilizando una modificación del programa DRAIN-2D, para considerar una capacidad de deformación limitada o máxima de los elementos estructurales. Se analizaron las dificultades que puede presentar este tipo de análisis de empuje lateral dinámico y se estudió la forma de llevarlo a cabo para que proporcione resultados adecuados, comparables con los de un análisis de empuje lateral estático. Además, se encontró que con ese tipo de análisis se tienen dificultades para obtener la capacidad última de los entrepisos.

Los resultados del análisis de confiabilidad mostraron, para el tipo de estructuras estudiadas en este trabajo, que es posible diseñar sistemas con disipadores de energía, siguiendo los criterios de diseño existentes en los reglamentos de diseño actuales, los cuales proporcionan confiabilidades al parecer mayores que las que se obtienen para estructuras convencionales. Esto puede servir para establecer reglas que permitan reducir los espectros de diseño del reglamento actual, para diseñar sistemas con disipadores de energía, de tal forma que estos presenten la misma confiabilidad que la que se tiene para los sistemas convencionales.

En este trabajo no se hace una proposición sobre la modificación del espectro de diseño, debido a que solo se ha estudiado un caso particular. Es necesario realizar un estudio más completo, considerando más tipos de estructuras con diferentes números de niveles y periodos estructurales, además de analizar diferentes relaciones de rigidez y resistencia para los elementos disipadores de energía, así como de la distribución de los mismos en la altura, entre otras variables. Así mismo, se enfatiza la necesidad, para trabajos complementarios, de establecer un criterio consistente para obtener la capacidad última de todos los entrepisos que no se pudo establecer mediante el análisis de empuje lateral aquí utilizado.

De acuerdo con los resultados obtenidos con las funciones de vulnerabilidad se pueden hacer varios comentarios.

En función del costo esperado de daño se encuentra que la estructura con disipadores de energía, diseñada con el mismo coeficiente sísmico que el sistema convencional, presenta menores costos de daño a largo plazo. Los resultados muestran diferencias apreciables cuando se tienen intensidades altas. En este caso no es tan directo hablar como en el Capítulo 3, de una disminución en el coeficiente de diseño para encontrar comportamientos semejantes entre los sistemas SC y SD, tal como se maneja en ese capítulo (igual confiabilidad del sistema). Tomando como criterio el costo esperado de daño en las estructuras a largo plazo, es más lógico pensar en tomar al sistema que presente menores costos de daño. Sin embargo, aquí solo se presentan los costos de daños que se tienen en las estructuras cuando son sometidas a una intensidad sísmica dada. Para llegar mediante este procedimiento a establecer un criterio de reducción de los

espectros de diseño, es necesario hacer un estudio más extenso en el cual se considere no únicamente los costos de daño a una intensidad sísmica dada, sino que se tomen en cuenta políticas de reparación y mantenimiento durante un ciclo de vida de la estructura. Para tomar en cuenta esos aspectos de costo-beneficio es importante realizar estudios más completos de optimación.

7 REFERENCIAS

- Aguirre, M y Sánchez, A, 1992, "Opciones de Disipadores de Energía", Informe elaborado para DGAPA, Proyecto 1122, Instituto de Ingeniería, UNAM, Junio.
- Aiken, I, Nims, D, Whittaker, A, y Kelly, J, 1993, "Testing of Passive Energy Dissipation Systems", *Earthquake Spectra*, EERI, Vol. 9, No. 3, pp. 335-370.
- Alamilla, J, Esteva, L, García-Pérez, J, Díaz, O, 2001, "Evolutionary Properties of Stochastic Models of Earthquake Accelerograms: their dependence on magnitude and distance", *Journal of Seismology*. Vol. 5, No. 1, 1-21.
- Arroyo, D y Terán G, 2002, "Factores de Reducción de Fuerzas Sísmicas para el Diseño de Estructuras con Sistemas Pasivos de Disipación de Energía", *Revista de Ingeniería Sísmica*, 66, pp 79-93.
- Ávila, J, y Gutiérrez, K, 1994, "Comparación del comportamiento sísmico inelástico de un edificio de diez niveles sin y con disipadores de energía", *Memorias X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Vol. I, Mérida, México, pp 197-206.
- Carr, A, 2001 "RUAUMOKO The Maori God of Volcanoes and Earthquakes, 3-Dimensional Version", Department of Civil Engineering, University of Canterbury, April.
- Collins, J, 1993, "Failure of Materials in Mechanical Design", John Wiley & Sons.
- Cornell, CA, 1969, "A probability – based structural code", *Journal of American Concrete Institute*, Vol. 66, No. 12.
- Díaz, O, Esteva, L y García, F, 1997, "Funciones de daño acumulado por sismo en marcos de edificios (primera parte)", Informe de investigación elaborado con el patrocinio de CONACYT, Proyecto 1114PA, Proyecto interno 6553, Instituto de Ingeniería, UNAM, septiembre.
- Esteva, L, 1993, "Análisis de daño acumulado, confiabilidad y optimación en el diseño sísmico de estructuras con disipadores de energía", *Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, SMIS, Puerto Vallarta, pp 976-980.
- Esteva, L, y Campos, D, 1998, "Criterios para el Diseño Sismo-Resistente de Edificios de Concreto Reforzado dotados de Disipadores de Energía", Informe de investigación elaborado para el GDF, Proyecto 8552, Instituto de Ingeniería, UNAM, diciembre.
- Esteva, L, y Díaz, O, 2004, "Manual para el Análisis de Vulnerabilidad y Riesgo de Construcciones Urbanas ante Perturbaciones Sísmicas y Eólicas; Parte: Perturbaciones Sísmicas (Construcciones tipo II, Marcos de Concreto Reforzado)", Informe de investigación, Instituto de Ingeniería, UNAM, Noviembre.
- Esteva, L, Díaz-López, O, García-Pérez, J, Sierra, G, e Ismael, E, 2002, "Life-cycle optimization in the establishment of performance-acceptance parameters for seismic design", *Structural Safety*, 24 (2-4; volumen especial), pp187-204.
- 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.
- Gobierno del Distrito Federal, 2004, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal" *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 29 de Enero.

Gobierno del Distrito Federal, 2004, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 de Octubre.

Gobierno del Distrito Federal, 2004, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 de Octubre.

Grigoriu, M, Ruiz, S, y Rosenblueth, E, 1988, "Nonstationary Models of Seismic Ground Acceleration", Earthquake Spectra, Vol. 4, No. 3, September.

Ismael, E, 2003, "Funciones de vulnerabilidad sísmica para el diseño óptimo de sistemas marco-muro", Tesis de maestría División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Mander, J, Priestley, M, y Park R, 1988, "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, August.

Mejía, R, 1995, Análisis Estructural y de Costos de un Edificio de 10 niveles Diseñado Convencionalmente y otro con Disipadores de Energía Sísmica", Tesis presentada a la FI UNAM como requisito para obtener el título de Ingeniero Civil, México.

Meli, R, 1976, "Bases para los Criterios de Diseño Estructural del Proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", serie azul No. 375, Instituto de Ingeniería, UNAM, Junio.

Meli, R, y Mendoza, CJ, 1991, "Reglas de verificación de calidad del concreto", Revista de Ingeniería LXI, UNAM, México.

Mirza, SA, y Mc Gregor, J, 1979, "Variation in dimensions of reinforced concrete members", ASCE, Journal of Structural Division, 105 (ST4), Abril.

Park, Y-J, Reinhorn, A, y Kunnath, S, 1987, "IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame-Shear-Wall Structures", Technical Report NCEER-87-0008, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y., July.

Powell, G, H, 1972, "DRAIN-2D User's Guide", Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

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

Reyes, C, 1999, "El Estado Límite de Servicio en el Diseño Sísmico de Edificios", Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Rivera, J L, 2003, "Espectros con Tasa de Falla Uniforme para Sistemas con Disipadores", Tesis Doctoral en proceso, UNAM.

Rodríguez-Gómez, S, Chung Y, y Meyer C, 1990, "SARCF-II User's Guide – Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frames", Technical Report NCEER-90-0027, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y., September.

Rodríguez, M y Botero, J, 1996 "Aspectos del Comportamiento Sísmico de Estructuras de Concreto Reforzado Considerando las Propiedades Mecánicas de Aceros de Refuerzo Producidos en México", Instituto de Ingeniería, 575, enero.

Sierra, G, 2002, "Optimización en ciclo de vida para establecer parámetros de diseño sísmico basado en desempeño", Tesis de maestría División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Universidad Nacional Autónoma de México, 2003, "Guía Metodológica Para el Análisis del Peligro, Vulnerabilidad, Riesgo y Pérdidas Causadas por Desastres Naturales o Antropogénicos y su Reducción y Prevención", Preparada para la Secretaría de Gobernación, Centro Nacional de Prevención de Desastres, Instituto de Ingeniería, Diciembre.

Urrego, O, 1994, "Elección del mejor arreglo de disipadores en un marco estructural plano", Tesis presentada a la DEPMI UNAM como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, México.

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

Columnas

nivel	b	h	refuerzo longitudinal (cm ²)	refuerzo transversal	
				a _n (cm ²)	s _n . (cm)
1	130	130	182.40	6.334	10
2	130	130	182.40	6.334	10
3	130	130	182.40	6.334	10
4	130	130	182.40	6.334	10
5	130	130	182.40	6.334	10
6	120	120	154.54	6.334	10
7	120	120	154.54	6.334	10
8	120	120	154.54	6.334	10
9	120	120	154.54	6.334	10
10	120	120	154.54	6.334	10
11	100	100	103.87	6.334	10
12	100	100	103.87	6.334	10
13	100	100	103.87	6.334	10
14	100	100	103.87	6.334	10
15	100	100	103.87	6.334	10

Trabes

nivel	b	h	refuerzo longitudinal		refuerzo transversal	
			a _{inf} (cm ²)	a _{sup} (cm ²)	a _n (cm ²)	s _n (cm)
1	55	75	15.20	30.40	3.800	16
2	55	75	20.90	39.59	3.800	16
3	55	75	23.75	44.65	3.800	16
4	55	75	25.97	49.72	5.067	16
5	55	75	25.97	49.72	5.067	16
6	55	75	25.97	49.72	5.067	16
7	55	75	25.97	49.72	5.067	16
8	50	70	20.90	39.59	3.800	16
9	50	70	20.90	39.59	3.800	16
10	50	70	20.90	39.59	3.800	16
11	40	70	15.20	30.40	3.800	16
12	40	70	15.20	30.40	3.800	16
13	40	70	12.98	25.33	3.800	16
14	40	70	12.98	25.33	3.800	16
15	40	70	10.13	17.10	2.534	12

Tabla 3.1 Dimensiones y armados de los elementos estructurales del sistema SC, diseño $c=0.45$

Nivel	r_K en el intervalo elástico	
	SP	EDES
1	0.666	0.334
2	0.509	0.491
3	0.452	0.548
4	0.372	0.628
5	0.324	0.676
6	0.600	0.400
7	0.571	0.429
8	0.534	0.466
9	0.490	0.510
10	0.433	0.567
11	0.584	0.416
12	0.515	0.485
13	0.506	0.494
14	0.365	0.635
15	0.437	0.563

Tabla 3.2a Relaciones de Rigidez que proporcionan los componentes del sistema SD, diseño $c=0.45$ (propiedades nominales)

Nivel	r_K en el intervalo elástico	
	SP	EDES
1	0.649	0.351
2	0.489	0.511
3	0.423	0.577
4	0.354	0.646
5	0.298	0.702
6	0.562	0.438
7	0.522	0.478
8	0.479	0.521
9	0.438	0.562
10	0.385	0.615
11	0.535	0.465
12	0.479	0.521
13	0.455	0.545
14	0.347	0.653
15	0.418	0.582

Tabla 3.2b Relaciones de Rigidez que proporcionan los componentes del sistema SD, diseño $c=0.45$ (propiedades medias)

Nivel	r_k en el intervalo elástico	
	SP	EDES
1	0.652	0.348
2	0.559	0.441
3	0.429	0.571
4	0.391	0.609
5	0.345	0.655
6	0.517	0.483
7	0.518	0.482
8	0.479	0.521
9	0.444	0.556
10	0.388	0.612
11	0.577	0.423
12	0.516	0.484
13	0.479	0.521
14	0.415	0.585
15	0.156	0.844

Tabla 3.3 Relaciones de Rigidez que proporcionan los componentes del sistema SD, diseño $c=0.40$ (propiedades medias)

Nivel	r_k en el intervalo elástico	
	SP	EDES
1	0.608	0.392
2	0.527	0.473
3	0.465	0.535
4	0.379	0.621
5	0.325	0.675
6	0.544	0.456
7	0.493	0.507
8	0.460	0.540
9	0.428	0.572
10	0.372	0.628
11	0.575	0.425
12	0.520	0.480
13	0.409	0.591
14	0.465	0.535
15	0.222	0.778

Tabla 3.4 Relaciones de Rigidez que proporcionan los componentes del sistema SD, diseño $c=0.35$ (propiedades medias)

Columnas

niv	b	h	refuerzo longitudinal (cm ²)	refuerzo transversal	
				a _h (cm ²)	s _h (cm)
1	110	110	126.67	6.334	10
2	110	110	126.67	6.334	10
3	110	110	126.67	6.334	10
4	110	110	126.67	6.334	10
5	110	110	126.67	6.334	10
6	110	110	126.67	6.334	10
7	110	110	126.67	6.334	10
8	100	100	103.87	6.334	10
9	100	100	103.87	6.334	10
10	100	100	103.87	6.334	10
11	90	90	81.07	6.334	10
12	90	90	81.07	6.334	10
13	90	90	81.07	6.334	10
14	90	90	81.07	6.334	10
15	90	90	81.07	6.334	10

Trabes

nivel	b	h	refuerzo longitudinal		refuerzo transversal	
			a _{inf} (cm ²)	a _{sup} (cm ²)	a _h (cm ²)	s _h (cm)
1	35	70	11.401	21.54	3.8	16
2	35	70	15.834	25.968	3.8	16
3	35	70	15.834	27.235	3.8	16
4	35	70	15.834	31.668	3.8	16
5	35	70	15.834	31.668	3.8	16
6	35	70	15.834	31.668	3.8	16
7	35	70	15.834	31.668	3.8	16
8	35	65	15.834	27.235	3.8	15
9	35	65	15.834	27.235	3.8	15
10	35	65	15.834	27.235	3.8	15
11	30	60	15.2	23.751	3.8	13
12	30	60	15.2	23.751	3.8	13
13	30	60	15.201	21.535	2.534	12
14	30	60	15.201	21.535	2.534	12
15	30	60	12.984	15.834	2.534	12

Tabla 3.5.1a Dimensiones y armados de los elementos estructurales del sistema SP en el sistema SD, diseño $\epsilon=0.45$

Columnas

niv	b	h	refuerzo longitudinal (cm ²)	refuerzo transversal	
				a _h (cm ²)	s _h (cm)
1	107	107	115.272	6.334	10
2	107	107	115.272	6.334	10
3	107	107	115.272	6.334	10
4	107	107	115.272	6.334	10
5	107	107	115.272	6.334	10
6	98	98	95.004	6.334	10
7	98	98	95.004	6.334	10
8	98	98	95.004	6.334	10
9	98	98	95.004	6.334	10
10	98	98	95.004	6.334	10
11	80	80	72.204	6.334	10
12	80	80	72.204	6.334	10
13	80	80	72.204	6.334	10
14	80	80	72.204	6.334	10
15	80	80	72.204	6.334	10

Trabes

nivel	b	h	refuerzo longitudinal		refuerzo transversal	
			a _{inf} (cm ²)	a _{sup} (cm ²)	a _h (cm ²)	s _h (cm)
1	35	70	11.401	21.535	2.534	16
2	35	70	15.834	25.968	2.534	15
3	35	70	15.834	25.968	2.534	15
4	35	70	15.834	25.968	2.534	15
5	35	70	15.834	27.235	2.534	15
6	35	70	15.834	27.235	2.534	15
7	35	65	15.834	25.968	2.534	15
8	35	65	15.834	25.968	2.534	15
9	35	65	15.834	25.968	2.534	15
10	35	65	15.834	25.968	2.534	15
11	28	60	15.201	25.335	2.138	14
12	28	60	15.201	25.335	2.138	14
13	28	60	15.201	20.268	2.138	14
14	28	60	15.201	20.268	2.138	14
15	28	60	12.984	15.834	1.425	12

Tabla 3.5.2a Dimensiones y armados de los elementos estructurales del sistema SP en el sistema SD, diseño $c=0.40$

Columnas

niv	b	h	refuerzo longitudinal (cm ²)	refuerzo transversal	
				a _h (cm ²)	s _h (cm)
1	102	102	103.87	6.334	10
2	102	102	103.87	6.334	10
3	102	102	103.87	6.334	10
4	102	102	103.87	6.334	10
5	102	102	103.87	6.334	10
6	95	95	92.47	6.334	10
7	95	95	92.47	6.334	10
8	95	95	92.47	6.334	10
9	95	95	92.47	6.334	10
10	95	95	92.47	6.334	10
11	76	76	60.80	5.067	10
12	76	76	60.80	5.067	10
13	76	76	60.80	5.067	10
14	76	76	60.80	5.067	10
15	76	76	60.80	5.067	10

Trabes

nivel	b	h	refuerzo longitudinal		refuerzo transversal	
			a _{inf} (cm ²)	a _{sup} (cm ²)	a _h (cm ²)	s _h (cm)
1	32	70	11.401	18.684	2.534	16
2	32	70	12.984	21.534	2.534	16
3	32	70	12.984	23.118	2.534	16
4	32	70	12.984	23.118	2.534	16
5	32	70	12.984	25.335	2.534	16
6	30	65	12.984	25.335	2.138	14
7	30	65	12.984	25.335	2.138	14
8	30	65	12.984	25.335	2.138	14
9	30	65	12.984	23.118	2.138	14
10	30	65	12.984	23.118	2.138	14
11	25	60	15.201	20.901	2.138	14
12	25	60	15.201	20.901	2.138	14
13	25	60	15.201	18.684	2.138	14
14	25	60	15.201	18.684	2.138	14
15	25	60	12.984	14.25	1.425	12

Tabla 3.5.3a Dimensiones y armados de los elementos estructurales del sistema SP en el sistema SD, diseño $\epsilon=0.35$

nivel	No. Dis. e=13	No. Dis. e=19	Py (grupo) (Ton)	K axial (grupo) (Ton/cm)
1	16	0	41.184	34.944
2	10	4	49.292	36.438
3	10	4	49.292	36.438
4	4	8	57.400	37.932
5	4	8	57.400	37.932
6	3	4	31.274	21.15
7	3	4	31.274	21.15
8	3	4	31.274	21.15
9	3	4	31.274	21.15
10	3	4	31.274	21.15
11	3	2	19.498	13.851
12	3	2	19.498	13.851
13	6	0	15.444	13.104
14	6	0	15.444	13.104
15	0	2	11.776	7.299

Tabla 3.5.1b Propiedades EDES, por diagonal idealizada en el modelo estructural caso SD diseño $c=0.45$

nivel	No. Dis. e=13	No. Dis. e=19	Py (grupo) (Ton)	K axial (grupo) (Ton/cm)
1	14	0	36.036	30.576
2	6	4	38.996	27.702
3	8	4	44.144	32.070
4	8	4	44.144	32.070
5	8	4	44.144	32.070
6	3	4	31.274	21.150
7	2	4	28.700	18.966
8	2	4	28.700	18.966
9	2	4	28.700	18.966
10	2	4	28.700	18.966
11	0	3	17.664	10.949
12	0	3	17.664	10.949
13	5	0	12.870	10.920
14	5	0	12.870	10.920
15	5	0	12.870	10.920

Tabla 3.5.2b Propiedades EDES, por diagonal idealizada en el modelo estructural caso SD diseño $c=0.40$

nivel	No. Dis. e=13	No. Dis. e=19	Py (grupo) (Ton)	K axial (grupo) (Ton/cm)
1	14	0	36.036	30.576
2	12	0	30.888	26.208
3	7	3	35.682	26.237
4	8	3	38.256	28.421
5	8	3	38.256	28.421
6	1	4	26.126	16.782
7	1	4	26.126	16.782
8	1	4	26.126	16.782
9	1	4	26.126	16.782
10	1	4	26.126	16.782
11	1	2	14.35	9.483
12	1	2	14.35	9.483
13	5	0	12.87	10.920
14	4	0	10.296	8.736
15	4	0	10.296	8.736

Tabla 3.5.3b Propiedades EDES, por diagonal idealizada en el modelo estructural caso SD diseño $c=0.35$

Diseño	Periodo T (seg)
SC $c=0.45$	1.553
SD $c=0.45$	1.707
SD $c=0.40$	1.717
SD $c=0.35$	1.829

Tabla 3.6 Periodo fundamental de vibración de las estructuras estudiadas con propiedades medias

Caso	ψ_c
SC $c=0.45$	0.0623
SD $c=0.45$	0.0654
SD $c=0.40$	0.0316
SD $c=0.35$	0.0261

Tabla 4.1 Capacidad de distorsión máxima global para los casos de estudio

	Costo Directo (\$ / kg)	Factor de Indirectos y Utilidad	Costo Total estimado (\$ / kg)
Costo estimado de la estructura de soporte del grupo de disipadores y diagonales de acero A-36	6.00	1.38	8.280
Costo estimado de la conexión a la estructura, a base de placas y cartabones de acero estructural A-36	5.33	1.38	7.355
		Promedio=	7.818

peso estimado de la estructura de soporte, diagonales y conexión por disipador instalado (e=13 mm)	36.3 kg/pza
--	-------------

Porcentaje que representa del costo total por disipador instalado	
Estructura de soporte, diagonales y conexiones	0.55
Disipadores y Anclajes	0.45

Tabla 5.1 Valores calculados del trabajo de Mejía (1995) para estimar los costos de los diferentes grupos de EDES en los sistemas SD.

Diseño	C_o (\$)
SC $c=0.45$	3 991 255
SD $c=0.45$	4 204 668
SD $c=0.40$	3 888 914
SD $c=0.35$	3 588 484

Diseño	C_o (\$)
SC $c=0.45$	3991255
SD $c=0.45$	3982160
SD $c=0.40$	3844986
SD $c=0.35$	3733305

a) Caso 1, considerando relaciones de costo (sección 5.1.2.1) para todos los diseños

b) Caso 2, utilizando costos del sistema de piso, acabados e instalaciones del sistema SC para todos los sistemas SD

Tabla 5.2 Costo total inicial de las estructuras estudiadas

Diseño	Entrepiso	C_{OMA}/C_O	C_{OMD}/C_O	C_{OSP}/C_O	C_{OA}/C_O	C_{OI}/C_O
SC $c=0.45$	1	0.03630	0.00283	0.01157	0.01446	0.01446
	2	0.02788	0.00170	0.01157	0.01446	0.01446
	3	0.02817	0.00170	0.01157	0.01446	0.01446
	4	0.02871	0.00170	0.01157	0.01446	0.01446
	5	0.02871	0.00170	0.01157	0.01446	0.01446
	6	0.02610	0.00170	0.01157	0.01446	0.01446
	7	0.02610	0.00170	0.01157	0.01446	0.01446
	8	0.02455	0.00170	0.01157	0.01446	0.01446
	9	0.02455	0.00170	0.01157	0.01446	0.01446
	10	0.02455	0.00170	0.01157	0.01446	0.01446
	11	0.01838	0.00170	0.01157	0.01446	0.01446
	12	0.01838	0.00170	0.01157	0.01446	0.01446
	13	0.01809	0.00170	0.01157	0.01446	0.01446
	14	0.01809	0.00170	0.01157	0.01446	0.01446
	15	0.01757	0.00170	0.01157	0.01446	0.01446
Total	0.36611	0.02657	0.17352	0.21690	0.21690	

Tabla 5.3 Costo inicial normalizado por entrepiso y total del sistema SC

Diseño	Entrepiso	C_{OMA}/C_O	C_{OMD}/C_O	C_{OSP}/C_O	C_{OA}/C_O	C_{OI}/C_O	C_{OEDES}/C_O
SD $c=0.45$	1	0.02460	0.00281	0.01199	0.01499	0.01499	0.00753
	2	0.01890	0.00170	0.01199	0.01499	0.01499	0.00848
	3	0.01895	0.00170	0.01199	0.01499	0.01499	0.00848
	4	0.01911	0.00170	0.01199	0.01499	0.01499	0.00942
	5	0.01911	0.00170	0.01199	0.01499	0.01499	0.00942
	6	0.01911	0.00170	0.01199	0.01499	0.01499	0.00565
	7	0.01911	0.00170	0.01199	0.01499	0.01499	0.00565
	8	0.01665	0.00170	0.01199	0.01499	0.01499	0.00565
	9	0.01665	0.00170	0.01199	0.01499	0.01499	0.00612
	10	0.01665	0.00170	0.01199	0.01499	0.01499	0.00565
	11	0.01400	0.00170	0.01199	0.01499	0.01499	0.00377
	12	0.01400	0.00170	0.01199	0.01499	0.01499	0.00330
	13	0.01373	0.00170	0.01199	0.01499	0.01499	0.00283
	14	0.01373	0.00170	0.01199	0.01499	0.01499	0.00283
	15	0.01343	0.00170	0.01199	0.01499	0.01499	0.00141
Total	0.25774	0.02667	0.17983	0.22479	0.22479	0.08618	

Tabla 5.4a Costo inicial normalizado por entrepiso y total del sistema SD, $c=0.45$, caso 1

Diseño	Entrepiso	C_{OMA}/C_O	C_{OMD}/C_O	C_{OSP}/C_O	C_{OA}/C_O	C_{OI}/C_O	C_{OEDES}/C_O
SD $c=0.40$	1	0.02519	0.00306	0.01209	0.01511	0.01511	0.00713
	2	0.01947	0.00185	0.01209	0.01511	0.01511	0.00662
	3	0.01947	0.00185	0.01209	0.01511	0.01511	0.00916
	4	0.01947	0.00185	0.01209	0.01511	0.01511	0.00815
	5	0.01952	0.00185	0.01209	0.01511	0.01511	0.00815
	6	0.01748	0.00185	0.01209	0.01511	0.01511	0.00611
	7	0.01722	0.00185	0.01209	0.01511	0.01511	0.00611
	8	0.01722	0.00185	0.01209	0.01511	0.01511	0.00611
	9	0.01722	0.00185	0.01209	0.01511	0.01511	0.00611
	10	0.01722	0.00185	0.01209	0.01511	0.01511	0.00560
	11	0.01309	0.00185	0.01209	0.01511	0.01511	0.00305
	12	0.01309	0.00185	0.01209	0.01511	0.01511	0.00305
	13	0.01288	0.00185	0.01209	0.01511	0.01511	0.00255
	14	0.01288	0.00185	0.01209	0.01511	0.01511	0.00255
	15	0.01252	0.00185	0.01209	0.01511	0.01511	0.00204
Total	0.25394	0.02898	0.18131	0.22664	0.22664	0.08248	

Tabla 5.5a Costo inicial normalizado por entrepiso y total del sistema SD, $c=0.40$, caso 1

Diseño	Entrepiso	C_{OMA}/C_O	C_{OMD}/C_O	C_{OSP}/C_O	C_{OA}/C_O	C_{OI}/C_O	C_{OEDES}/C_O
SD $c=0.35$	1	0.02499	0.00334	0.01210	0.01512	0.01512	0.00772
	2	0.01919	0.00202	0.01210	0.01512	0.01512	0.00717
	3	0.01926	0.00202	0.01210	0.01512	0.01512	0.00772
	4	0.01926	0.00202	0.01210	0.01512	0.01512	0.00828
	5	0.01936	0.00202	0.01210	0.01512	0.01512	0.00828
	6	0.01741	0.00202	0.01210	0.01512	0.01512	0.00607
	7	0.01741	0.00202	0.01210	0.01512	0.01512	0.00607
	8	0.01741	0.00202	0.01210	0.01512	0.01512	0.00607
	9	0.01731	0.00202	0.01210	0.01512	0.01512	0.00607
	10	0.01731	0.00202	0.01210	0.01512	0.01512	0.00552
	11	0.01245	0.00202	0.01210	0.01512	0.01512	0.00331
	12	0.01245	0.00202	0.01210	0.01512	0.01512	0.00331
	13	0.01235	0.00202	0.01210	0.01512	0.01512	0.00276
	14	0.01235	0.00202	0.01210	0.01512	0.01512	0.00221
	15	0.01196	0.00202	0.01210	0.01512	0.01512	0.00221
Total	0.25044	0.03167	0.18147	0.22683	0.22683	0.08276	

Tabla 5.6a Costo inicial normalizado por entrepiso y total del sistema SD, $c=0.35$, caso 1

Diseño	Entrepiso	C_{OMA}/C_O	C_{OMD}/C_O	C_{OSP}/C_O	C_{OA}/C_O	C_{OI}/C_O	C_{OEDES}/C_O
SD $c=0.45$	1	0.02598	0.00297	0.01159	0.01449	0.01449	0.00796
	2	0.01996	0.00180	0.01159	0.01449	0.01449	0.00895
	3	0.02001	0.00180	0.01159	0.01449	0.01449	0.00895
	4	0.02018	0.00180	0.01159	0.01449	0.01449	0.00994
	5	0.02018	0.00180	0.01159	0.01449	0.01449	0.00994
	6	0.02018	0.00180	0.01159	0.01449	0.01449	0.00597
	7	0.02018	0.00180	0.01159	0.01449	0.01449	0.00597
	8	0.01758	0.00180	0.01159	0.01449	0.01449	0.00597
	9	0.01758	0.00180	0.01159	0.01449	0.01449	0.00646
	10	0.01758	0.00180	0.01159	0.01449	0.01449	0.00597
	11	0.01478	0.00180	0.01159	0.01449	0.01449	0.00398
	12	0.01478	0.00180	0.01159	0.01449	0.01449	0.00348
	13	0.01450	0.00180	0.01159	0.01449	0.01449	0.00298
	14	0.01450	0.00180	0.01159	0.01449	0.01449	0.00298
	15	0.01418	0.00180	0.01159	0.01449	0.01449	0.00149
Total	0.27215	0.02816	0.17392	0.21740	0.21740	0.09099	

Tabla 5.4b Costo inicial normalizado por entrepiso y total del sistema SD, $c=0.45$, caso 2

Diseño	Entrepiso	C_{OMA}/C_O	C_{OMD}/C_O	C_{OSP}/C_O	C_{OA}/C_O	C_{OI}/C_O	C_{OEDES}/C_O
SD $c=0.40$	1	0.02548	0.00309	0.01201	0.01501	0.01501	0.00721
	2	0.01970	0.00187	0.01201	0.01501	0.01501	0.00669
	3	0.01970	0.00187	0.01201	0.01501	0.01501	0.00927
	4	0.01970	0.00187	0.01201	0.01501	0.01501	0.00824
	5	0.01975	0.00187	0.01201	0.01501	0.01501	0.00824
	6	0.01768	0.00187	0.01201	0.01501	0.01501	0.00618
	7	0.01742	0.00187	0.01201	0.01501	0.01501	0.00618
	8	0.01742	0.00187	0.01201	0.01501	0.01501	0.00618
	9	0.01742	0.00187	0.01201	0.01501	0.01501	0.00618
	10	0.01742	0.00187	0.01201	0.01501	0.01501	0.00566
	11	0.01324	0.00187	0.01201	0.01501	0.01501	0.00309
	12	0.01324	0.00187	0.01201	0.01501	0.01501	0.00309
	13	0.01303	0.00187	0.01201	0.01501	0.01501	0.00257
	14	0.01303	0.00187	0.01201	0.01501	0.01501	0.00257
	15	0.01266	0.00187	0.01201	0.01501	0.01501	0.00206
Total	0.25684	0.02931	0.18012	0.22515	0.22515	0.08342	

Tabla 5.5b Costo inicial normalizado por entrepiso y total del sistema SD, $c=0.40$, caso 2

Diseño	Entrepiso	C_{OMA}/C_O	C_{OMD}/C_O	C_{OSF}/C_O	C_{OA}/C_O	C_{OI}/C_O	C_{OEDES}/C_O
SD $c=0.35$	1	0.02402	0.00321	0.01237	0.01546	0.01546	0.00743
	2	0.01844	0.00194	0.01237	0.01546	0.01546	0.00689
	3	0.01851	0.00194	0.01237	0.01546	0.01546	0.00743
	4	0.01851	0.00194	0.01237	0.01546	0.01546	0.00796
	5	0.01861	0.00194	0.01237	0.01546	0.01546	0.00796
	6	0.01673	0.00194	0.01237	0.01546	0.01546	0.00583
	7	0.01673	0.00194	0.01237	0.01546	0.01546	0.00583
	8	0.01673	0.00194	0.01237	0.01546	0.01546	0.00583
	9	0.01664	0.00194	0.01237	0.01546	0.01546	0.00583
	10	0.01664	0.00194	0.01237	0.01546	0.01546	0.00530
	11	0.01197	0.00194	0.01237	0.01546	0.01546	0.00318
	12	0.01197	0.00194	0.01237	0.01546	0.01546	0.00318
	13	0.01187	0.00194	0.01237	0.01546	0.01546	0.00265
	14	0.01187	0.00194	0.01237	0.01546	0.01546	0.00212
	15	0.01149	0.00194	0.01237	0.01546	0.01546	0.00212
	Total	0.24072	0.03044	0.18551	0.23189	0.23189	0.07955

Tabla 5.6b Costo inicial normalizado por entrepiso y total del sistema SD, $c=0.35$, caso 2

Caso	Elemento	a	m	Distorsión de entrepiso que inicia el daño	Distorsión de entrepiso para daño total
SC $c=0.45$	Marco	4.6052	2.4285	0.005	0.0623
	Muros Divisorios	4.6052	8.8399	0.004	0.0080
SD $c=0.45$	Marco	4.6052	2.3836	0.005	0.0654
	Muros Divisorios	4.6052	8.8399	0.004	0.0080
SD $c=0.40$	Marco	4.6052	3.3245	0.005	0.0316
	Muros Divisorios	4.6052	8.8399	0.004	0.0080
SD $c=0.35$	Marco	4.6052	3.7106	0.005	0.0261
	Muros Divisorios	4.6052	8.8399	0.004	0.0080

Tabla 5.7 Parámetros empleados para definir los indicadores de daño físico

entrepiso	b	n
1	0.393942	3.191753
2	0.587037	2.848235
3	0.698240	2.785488
4	0.765424	2.758856
5	0.796508	2.746989
6	0.812696	2.744843
7	0.812141	2.750126
8	0.798846	2.748825
9	0.762835	2.741437
10	0.697586	2.736296
11	0.613277	2.736374
12	0.502420	2.756623
13	0.393789	2.805874
14	0.311565	2.895774
15	0.255538	2.995106

Tabla 5.8 Parámetros de las funciones de daño físico para el marco. Sistema SC

entrepiso	b	n
1	4750.7424	10.9037
2	3145.7168	9.0807
3	2636.7823	8.6053
4	2567.0587	8.3969
5	2486.1840	8.2985
6	2490.6593	8.2678
7	2501.0393	8.2880
8	2459.9556	8.2957
9	2341.8860	8.3043
10	2362.4470	8.3856
11	2563.1549	8.5497
12	2145.7295	8.7892
13	1831.1643	9.1909
14	1580.7831	9.7347
15	969.8778	10.1726

Tabla 5.9 Parámetros de las funciones de daño físico para muros divisorios. Sistema SC

entrepiso	b	n
1	0.222538	2.972156
2	0.413252	2.747990
3	0.498057	2.730573
4	0.537843	2.724068
5	0.549786	2.707288
6	0.553111	2.678889
7	0.527703	2.659316
8	0.468326	2.626114
9	0.387539	2.588710
10	0.307953	2.545803
11	0.229992	2.472988
12	0.151692	2.402040
13	0.093826	2.370004
14	0.056059	2.355492
15	0.036687	2.369412

Tabla 5.10 Parámetros de las funciones de daño físico para el marco. Sistema SD, $c=0.45$

entrepiso	b	n
1	1664.1471	10.5585
2	2630.9356	9.1518
3	2539.4761	8.8640
4	2408.2915	8.7380
5	2318.9994	8.6383
6	2272.9700	8.5192
7	2326.5147	8.5039
8	2193.2369	8.4976
9	2321.4168	8.5909
10	1779.6182	8.6156
11	1499.3455	8.6323
12	731.1280	8.6314
13	253.9757	8.7521
14	42.5542	8.7356
15	8.8589	8.7896

Tabla 5.11 Parámetros de las funciones de daño físico para muros divisorios. Sistema SD, $c=0.45$

entrepiso	b	n
1	0.792313	4.076369
2	1.921307	3.786489
3	2.631576	3.798207
4	3.045374	3.801647
5	3.250359	3.801758
6	3.206047	3.743759
7	2.971802	3.693151
8	2.475958	3.647582
9	1.871731	3.594435
10	1.386148	3.537040
11	0.863921	3.377639
12	0.410348	3.215857
13	0.176627	3.132057
14	0.068291	3.103925
15	0.026062	3.083001

Tabla 5.12 Parámetros de las funciones de daño físico para el marco.
Sistema SD, $c=0.40$

entrepiso	b	n
1	1775.8113	10.3505
2	2124.4849	8.9071
3	2371.5587	8.7145
4	2221.8623	8.5839
5	2212.3283	8.5282
6	1994.2854	8.3521
7	1818.3719	8.2501
8	1728.5474	8.2612
9	1514.1131	8.3070
10	1673.4097	8.4282
11	1435.6017	8.3532
12	566.9685	8.2572
13	148.3793	8.3283
14	11.8570	8.2534
15	0.9179	8.2001

Tabla 5.13 Parámetros de las funciones de daño físico para muros divisorios.
Sistema SD, $c=0.40$

entrepiso	b	n
1	0.711661	4.248184
2	2.308001	3.955832
3	3.423143	3.958024
4	4.154424	3.972707
5	4.501372	3.950585
6	4.431239	3.856356
7	3.932141	3.775775
8	3.172216	3.733029
9	2.382620	3.695128
10	1.748690	3.634008
11	1.111210	3.476103
12	0.502302	3.299839
13	0.187640	3.207239
14	0.062613	3.150349
15	0.021716	3.133814

Tabla 5.14 Parámetros de las funciones de daño físico para el marco.
Sistema SD, $c=0.35$

entrepiso	b	n
1	625.6455	9.7638
2	818.7593	8.2649
3	913.5981	8.0072
4	886.0694	7.8847
5	872.3856	7.7655
6	777.8180	7.5156
7	681.7406	7.3712
8	724.8931	7.4501
9	588.4198	7.5095
10	564.6999	7.5833
11	583.1583	7.5616
12	292.8173	7.5248
13	77.9335	7.6407
14	5.7036	7.5051
15	0.4576	7.4657

Tabla 5.15 Parámetros de las funciones de daño físico para muros divisorios.
Sistema SD, $c=0.35$

entrepiso	b	n
1	0.103187	2.374935
2	0.110551	2.209445
3	0.137824	2.199641
4	0.148356	2.194550
5	0.152034	2.175076
6	0.153670	2.140166
7	0.145658	2.112295
8	0.127267	2.076344
9	0.102082	2.034908
10	0.079120	1.992035
11	0.059450	1.925412
12	0.036953	1.849114
13	0.018509	1.775013
14	0.008864	1.728081
15	0.004930	1.712274

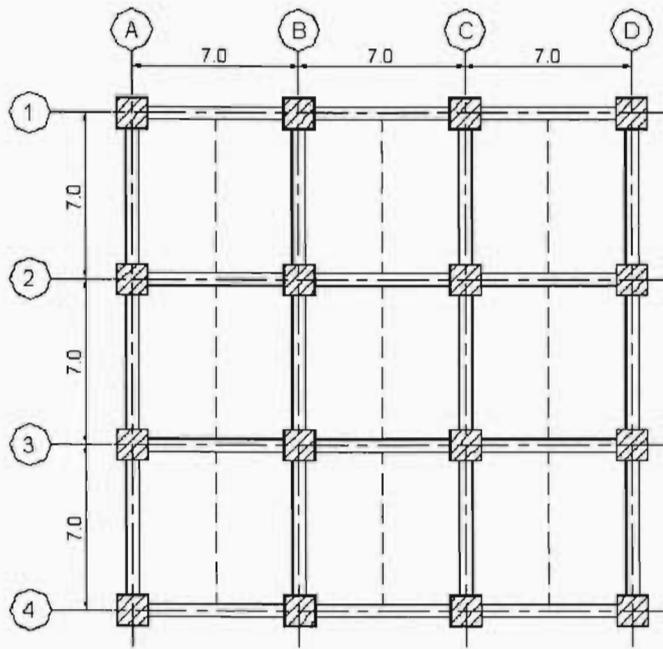
Tabla 5.16 Parámetros de las funciones de daño físico para EDES. Sistema SD, $c=0.45$

entrepiso	b	n
1	0.115552	2.333704
2	0.124272	2.168493
3	0.158292	2.172763
4	0.176709	2.184294
5	0.183474	2.176681
6	0.182642	2.134569
7	0.169284	2.085561
8	0.144003	2.045124
9	0.114502	2.010437
10	0.089682	1.967048
11	0.066524	1.863762
12	0.034013	1.711396
13	0.014461	1.604160
14	0.006690	1.598082
15	0.003047	1.611368

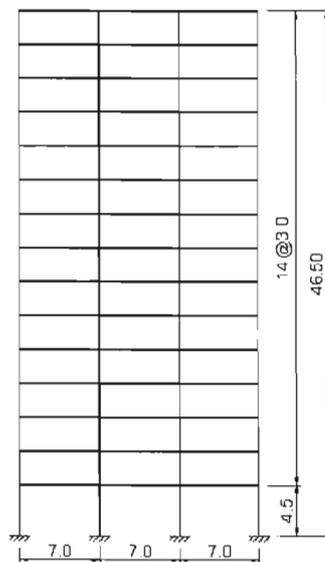
Tabla 5.17 Parámetros de las funciones de daño físico para EDES. Sistema SD, $c=0.40$

entrepiso	b	n
1	0.102801	2.177465
2	0.129411	2.049688
3	0.173522	2.058966
4	0.195424	2.067857
5	0.202362	2.047384
6	0.198790	1.977041
7	0.177743	1.911518
8	0.146040	1.870094
9	0.115257	1.836272
10	0.091767	1.797638
11	0.069807	1.699482
12	0.037751	1.567758
13	0.016302	1.469888
14	0.007685	1.459834
15	0.003537	1.470194

Tabla 5.18 Parámetros de las funciones de daño físico para EDES. Sistema SD, $c=0.35$



PLANTA ESTRUCTURAL
COTAS EN METROS



ELEVACIÓN ESTRUCTURAL
COTAS EN METROS

Fig. 3.1 Sistema Convencional SC

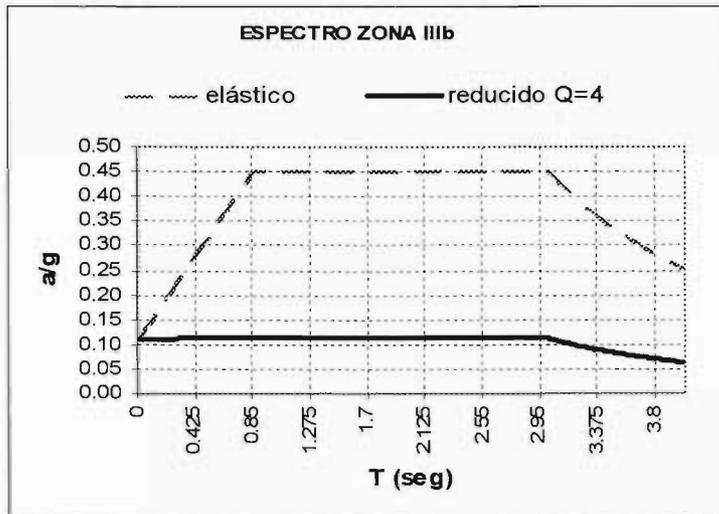


Fig. 3.2 Espectro de diseño

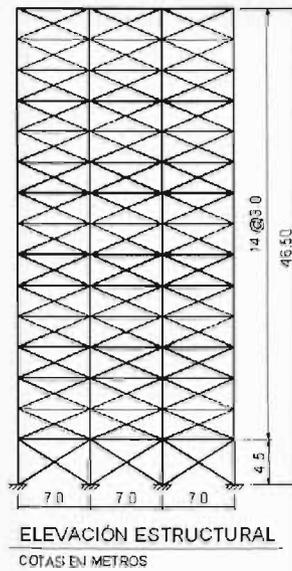


Fig. 3.3 Sistema con Disipadores SD

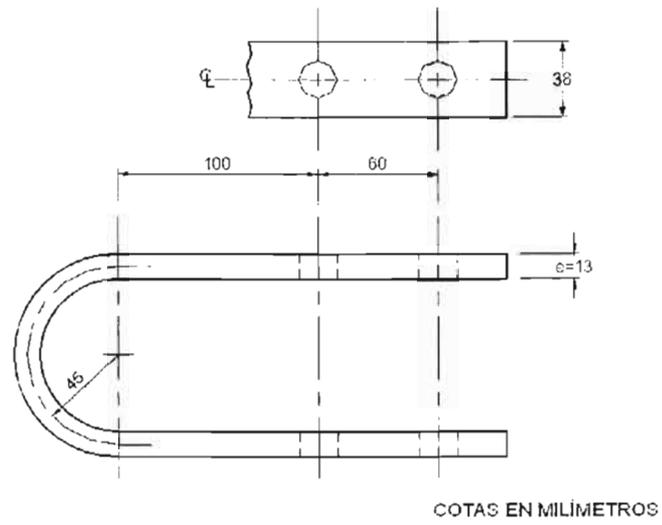


Fig. 3.4 Elemento disipador de configuración "U"

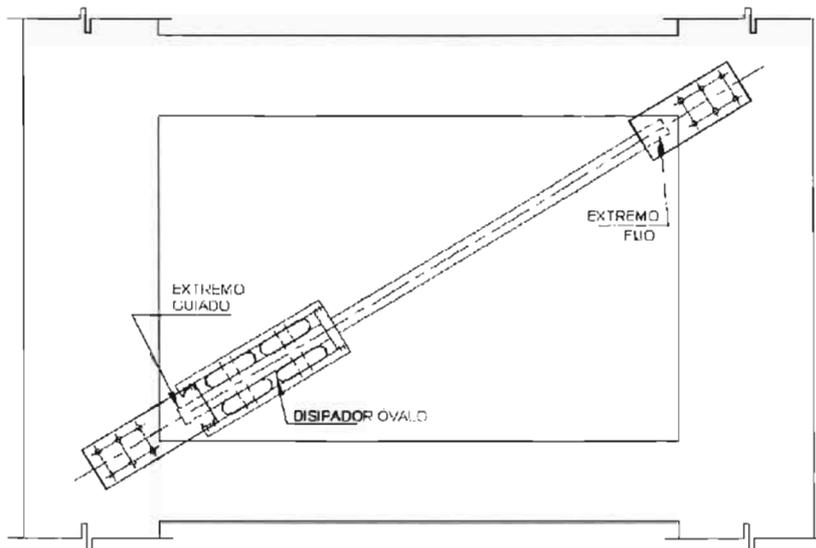
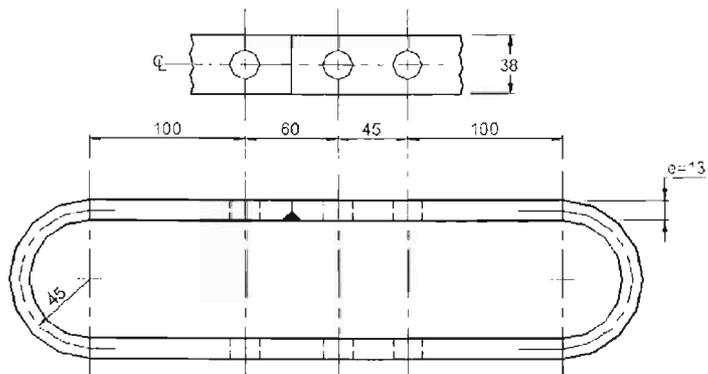
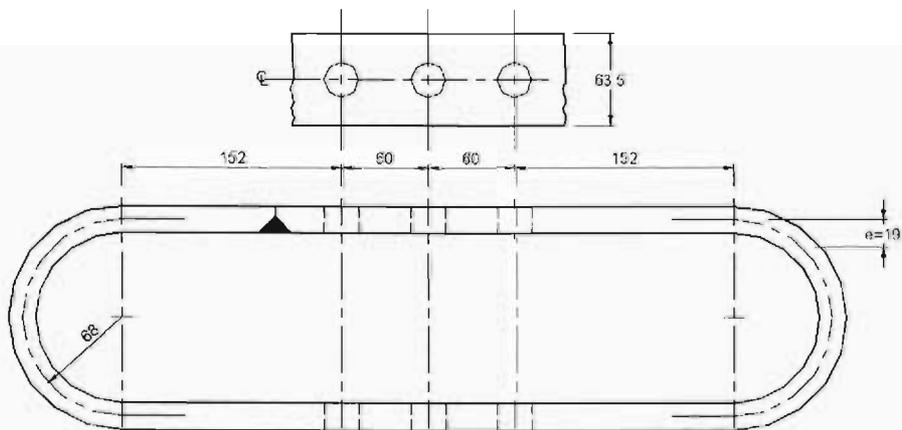


Fig. 3.5 Implementación modular de los disipadores de energía en marcos de CR



DISIPADOR TIPO ÓVALO ($e=13$)
COTAS EN MILÍMETROS

Fig. 3.6 Disipador de energía tipo óvalo del trabajo de Aguirre y Sánchez (1992)



DISIPADOR TIPO ÓVALO ($e=19$)
COTAS EN MILÍMETROS

Fig. 3.7 Disipador de energía tipo óvalo propuesto

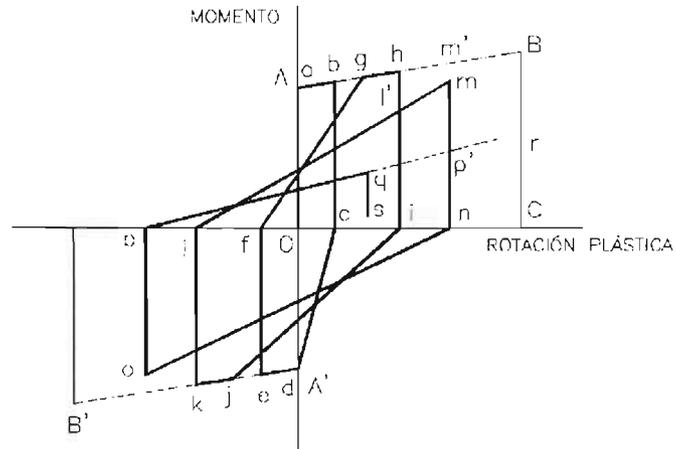


Fig. 3.8 Modelo de Comportamiento Histerético para elementos de CR

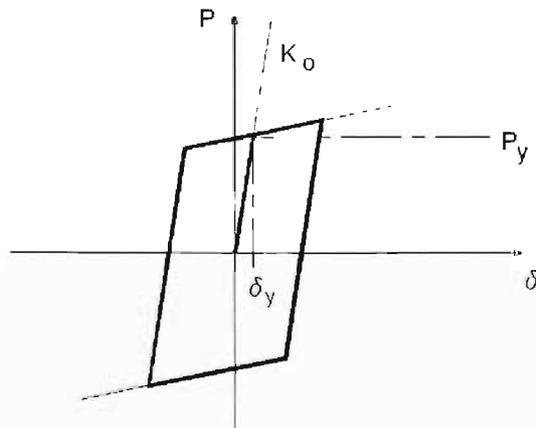


Fig. 3.9 Modelo de Comportamiento Bilineal para EDES

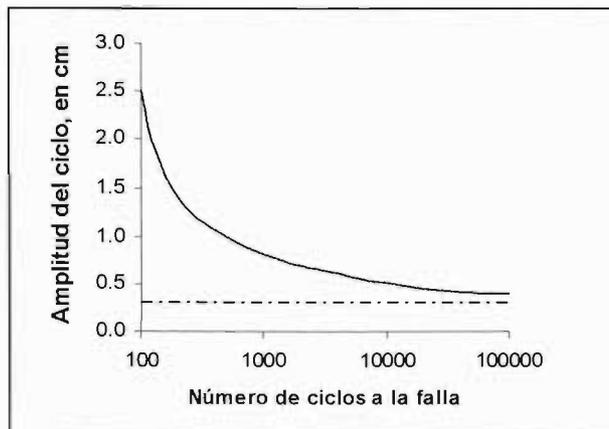


Fig. 3.10 Curva de Fatiga de los EDES

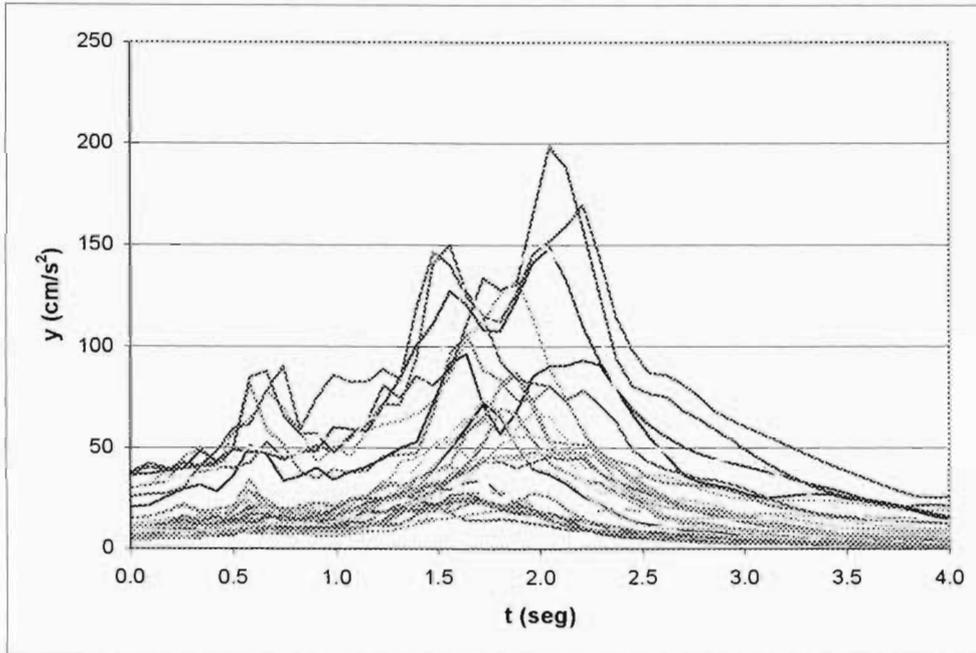


Fig. 3.11 Espectros de respuesta elástica para un porcentaje de amortiguamiento del 5%, correspondientes a los registros reales (intensidad baja)

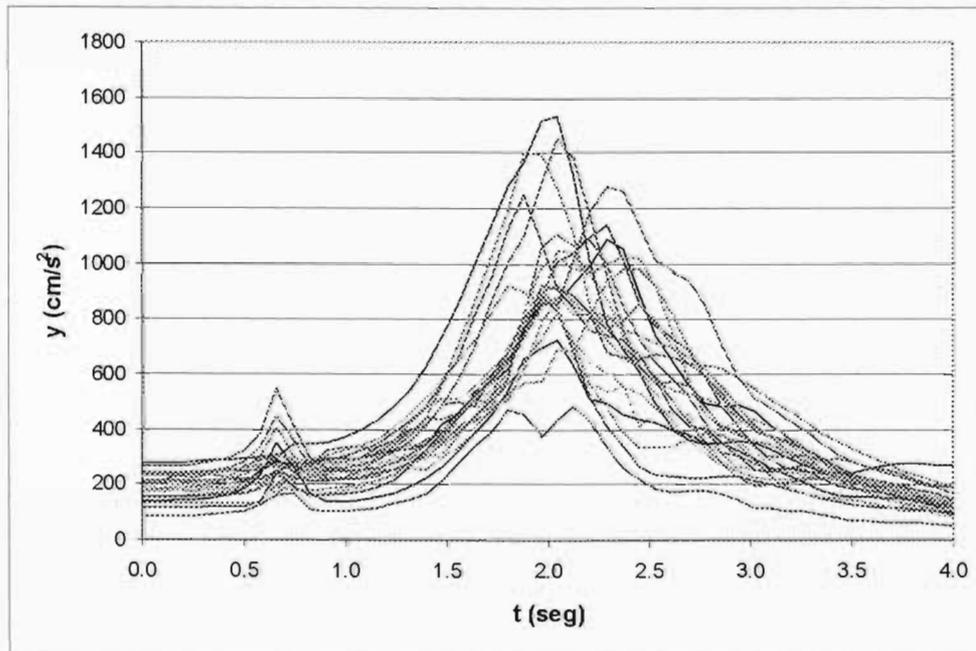


Fig. 3.12 Espectros de respuesta elástica para un porcentaje de amortiguamiento del 5%, para acelerogramas simulados (intensidad alta)

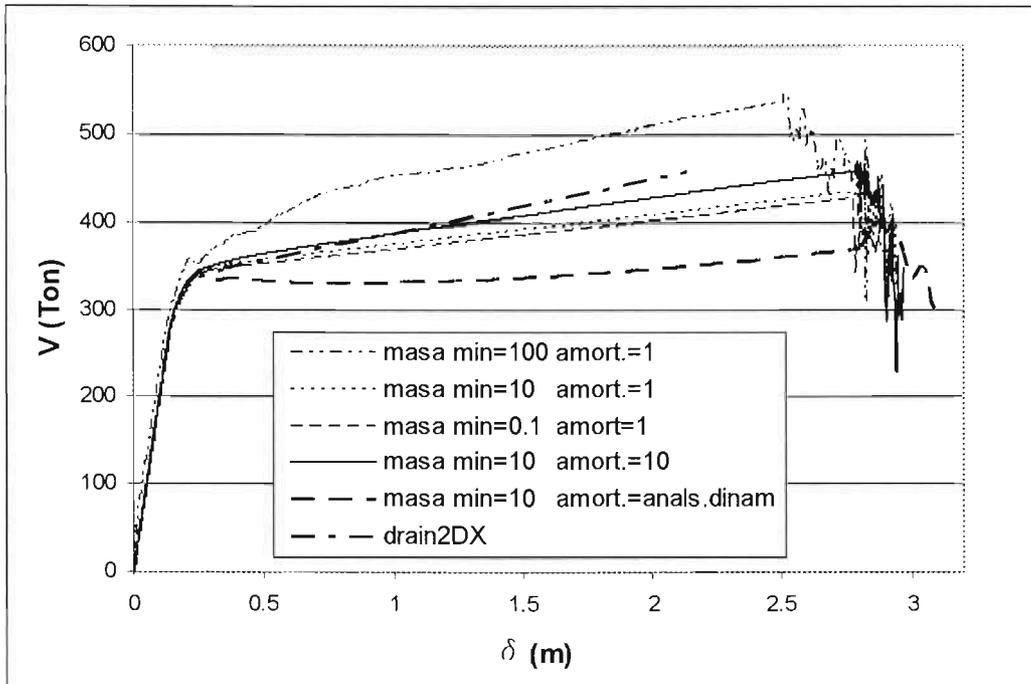


Fig. 4.1 Resultados del análisis de empuje lateral para diferentes valores del amortiguamiento y la masa en la estructura. Sistema SC, $c=0.45$

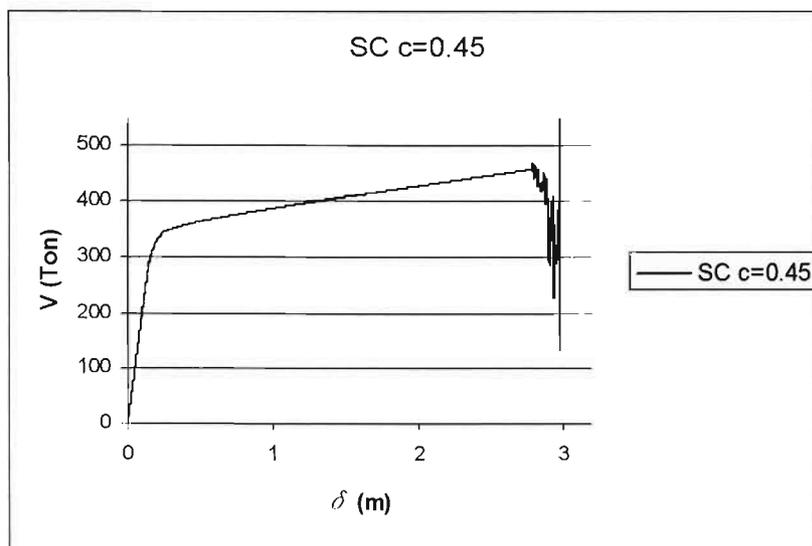


Fig. 4.2 Curva cortante basal-desplazamiento. Sistema SC, $c=0.45$

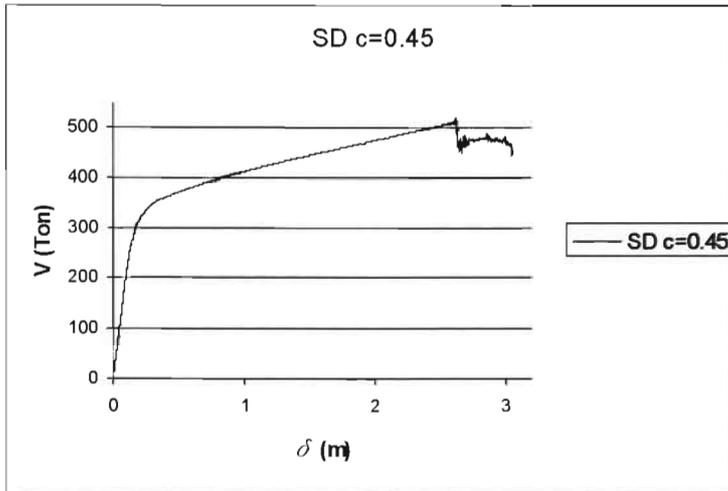


Fig. 4.3 Curva cortante basal-desplazamiento. Sistema SD, $c=0.45$

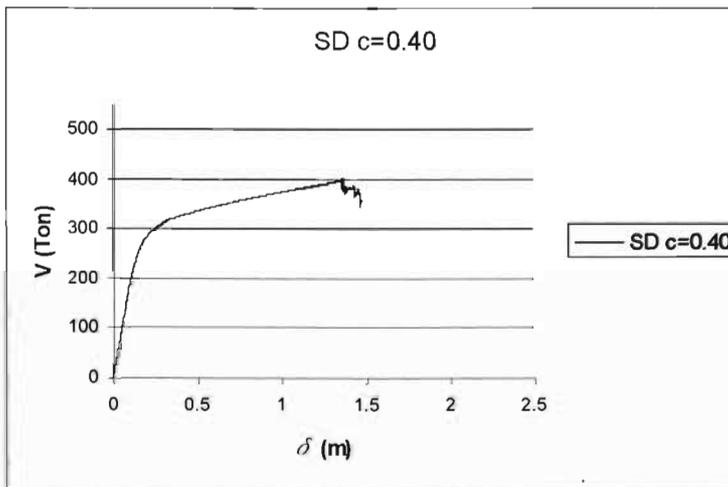


Fig. 4.4 Curva cortante basal-desplazamiento. Sistema SD, $c=0.40$

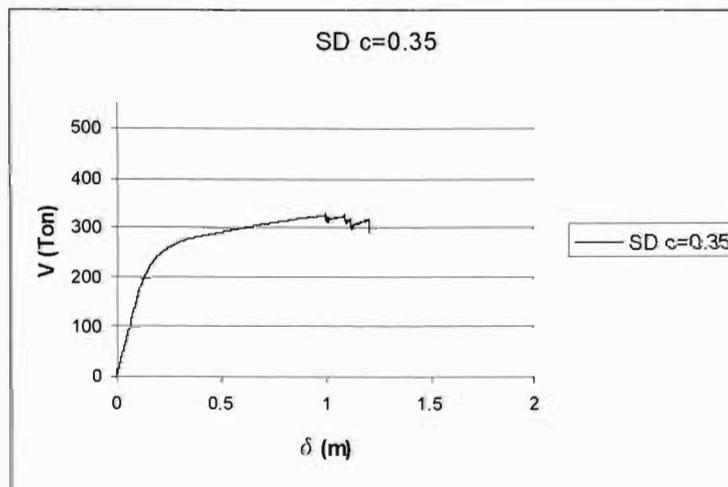


Fig. 4.5 Curva cortante basal-desplazamiento. Sistema SD, $c=0.35$

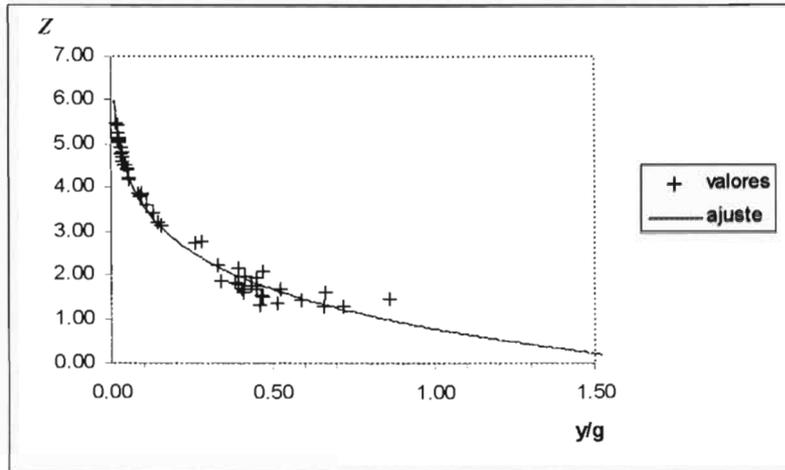


Fig. 4.6 Margen de seguridad Z , del sistema SC diseñado para $c=0.45$

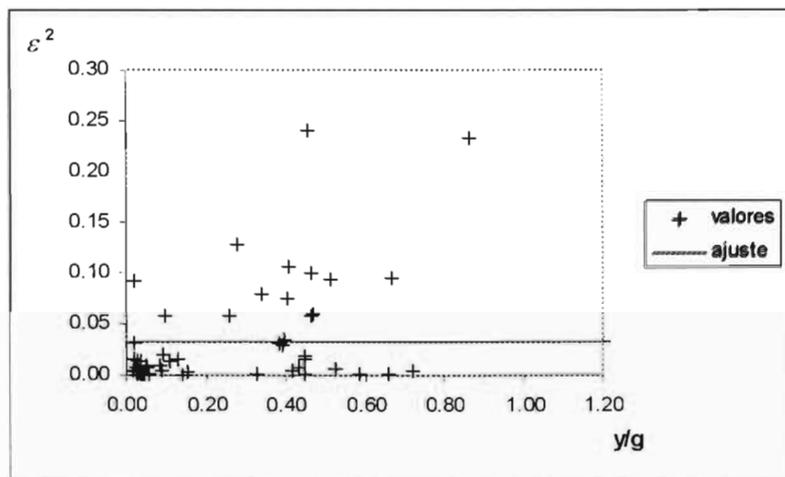


Fig. 4.7 Error cuadrático del margen de seguridad, Z , del sistema SC diseñado para $c=0.45$

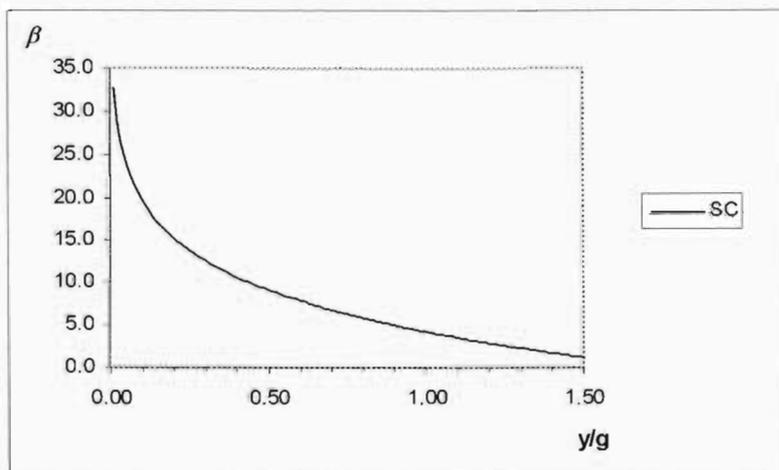


Fig. 4.8 Índice de confiabilidad, β , del sistema SC diseñado para $c=0.45$

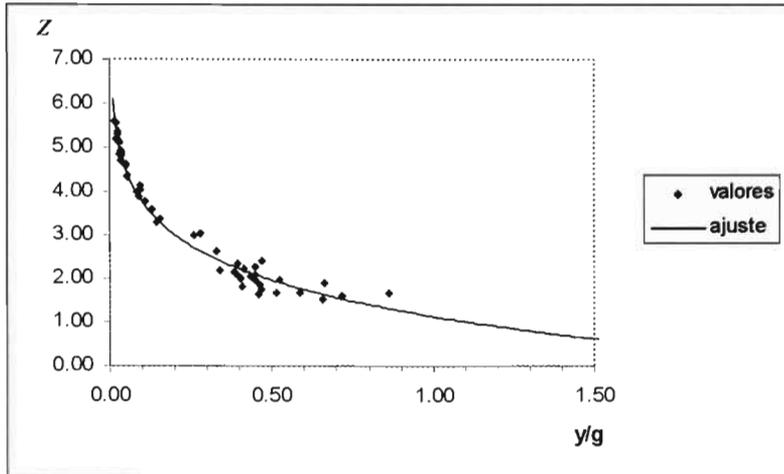


Fig. 4.9 Margen de seguridad Z , del sistema SD diseñado para $c= 0.45$

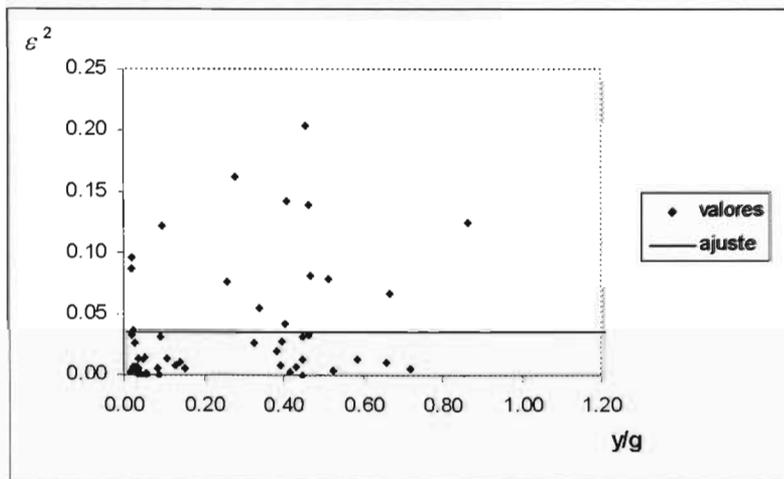


Fig. 4.10 Error cuadrático del margen de seguridad, Z , del sistema SD diseñado para $c= 0.45$

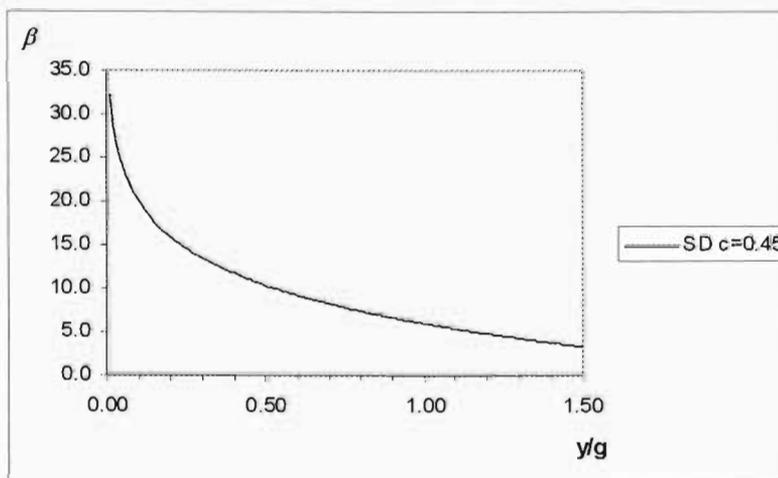


Fig. 4.11 Índice de confiabilidad, β , del sistema SD diseñado para $c= 0.45$

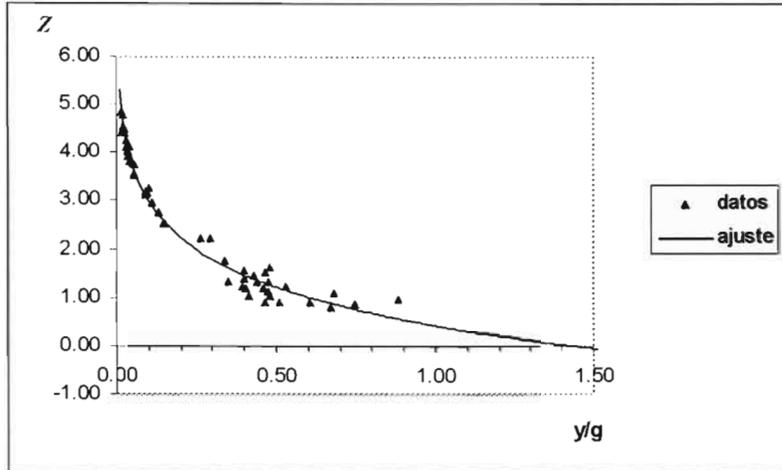


Fig. 4.12 Margen de seguridad Z , del sistema SD diseñado para $c= 0.40$

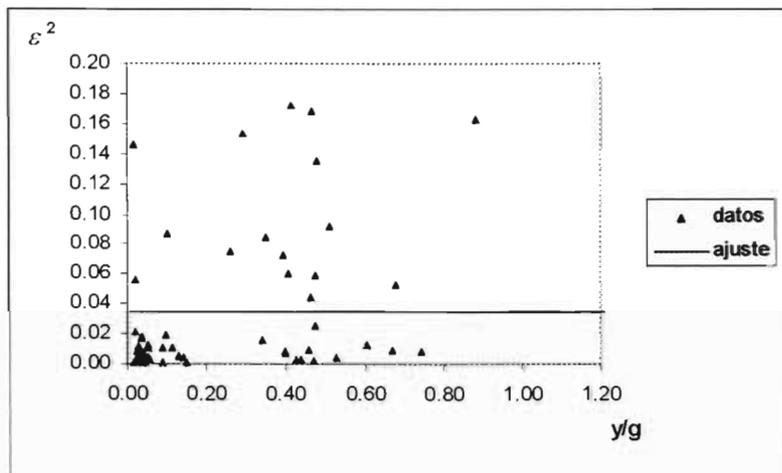


Fig. 4.13 Error cuadrático del margen de seguridad, Z , del sistema SD diseñado para $c= 0.40$

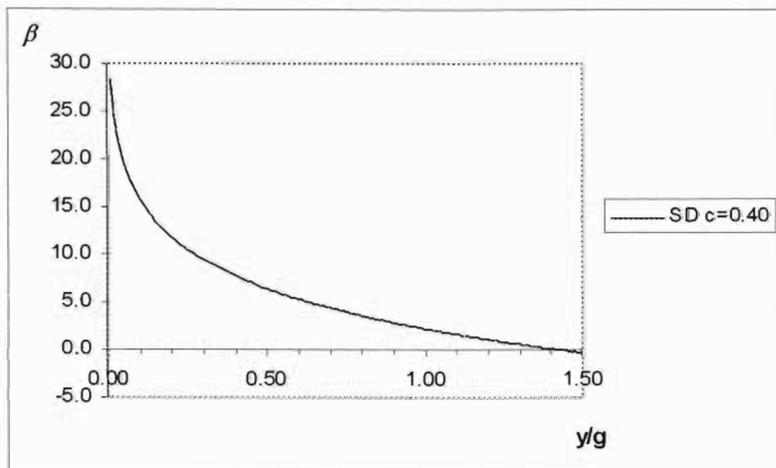


Fig. 4.14 Índice de confiabilidad, β , del sistema SD diseñado para $c= 0.40$

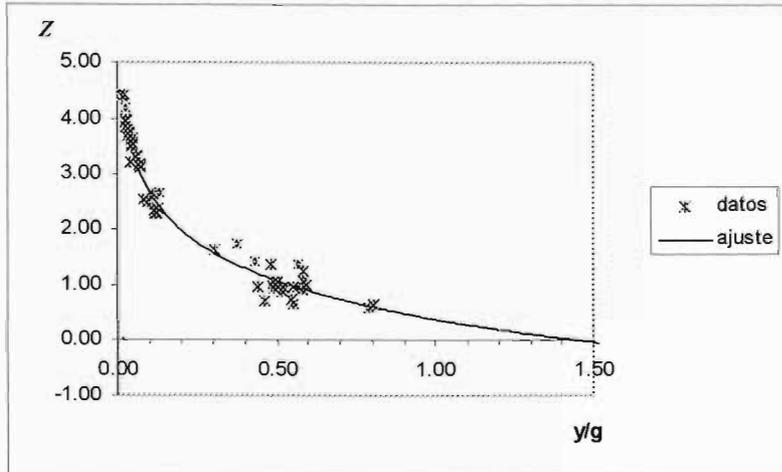


Fig. 4.15 Margen de seguridad Z , del sistema SD diseñado para $c= 0.35$

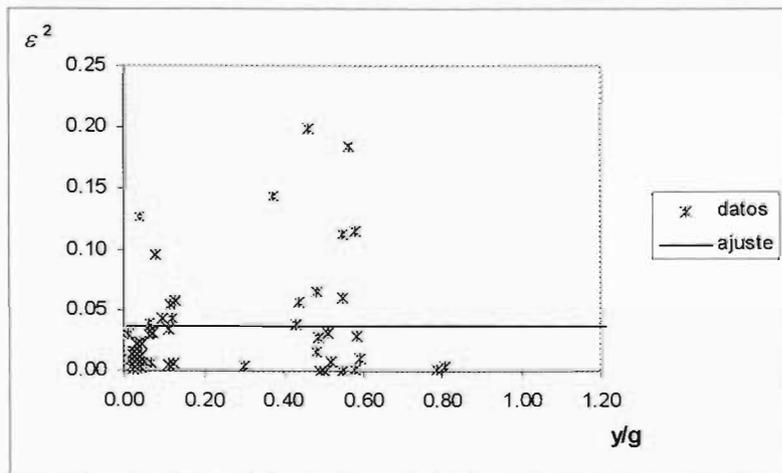


Fig. 4.16 Error cuadrático del margen de seguridad, Z , del sistema SD diseñado para $c= 0.35$

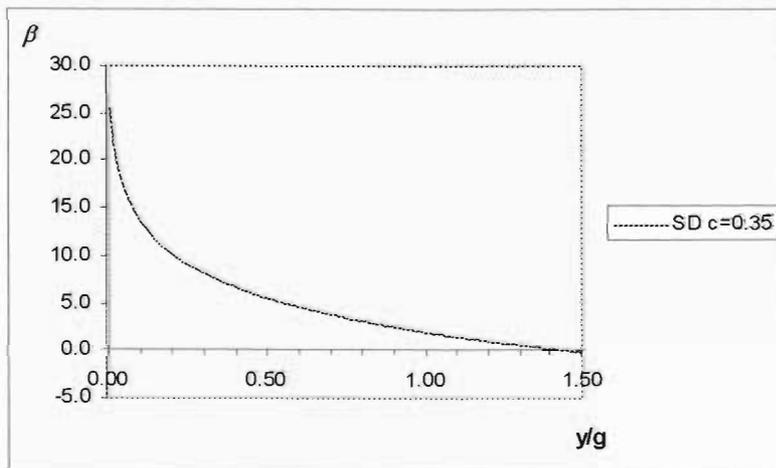


Fig. 4.17 Índice de confiabilidad, β , del sistema SD diseñado para $c= 0.35$

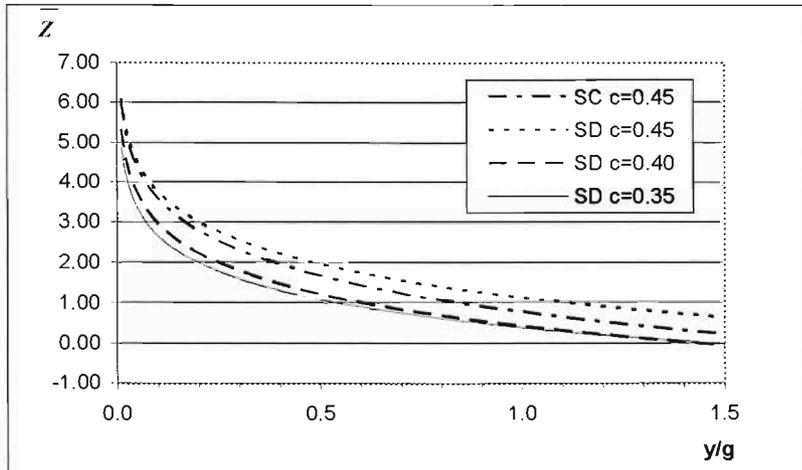


Fig. 4.18 Margen de seguridad, \bar{Z} , ajustado para los sistemas estudiados

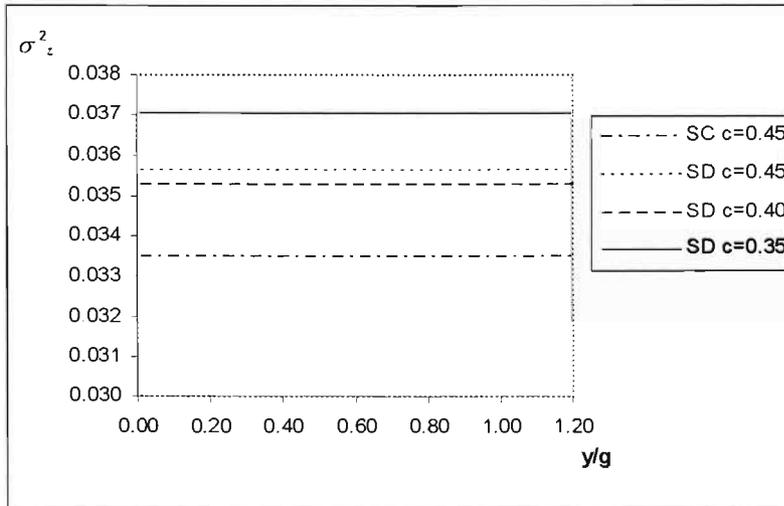


Fig. 4.19 Varianza de Z, σ_z^2 , para los sistemas estudiados

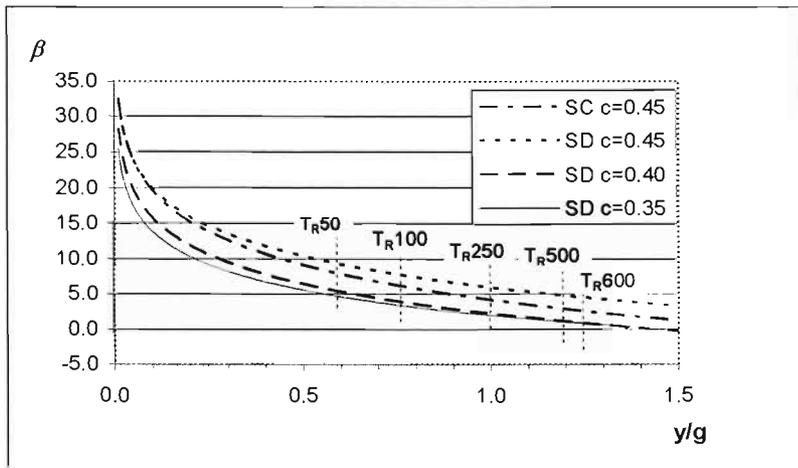
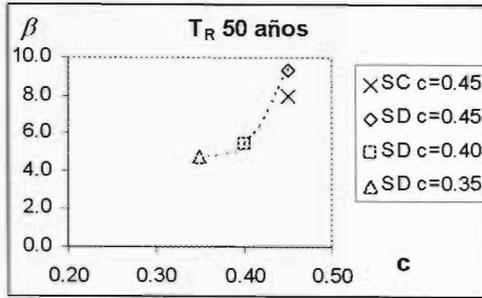
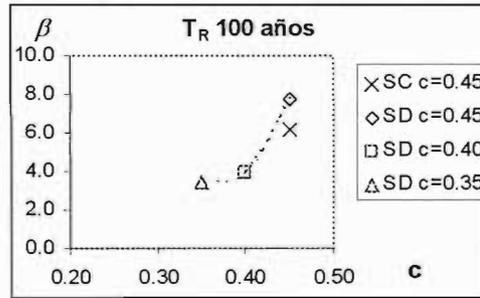


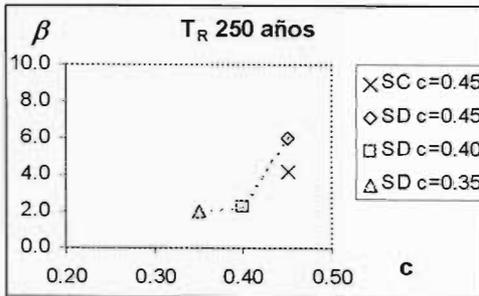
Fig. 4.20 Índice de confiabilidad, β , para los sistemas estudiados



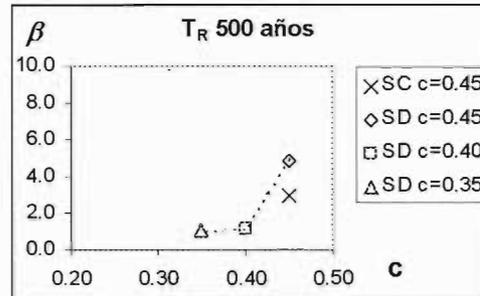
(a)



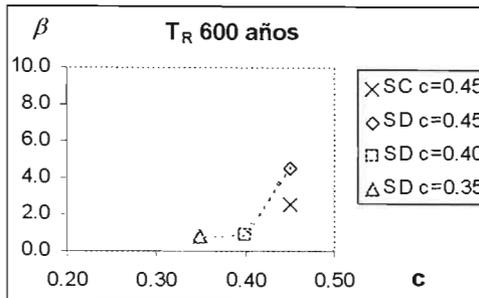
(b)



(c)



(d)



(e)

Fig. 4.21 Variación del índice de confiabilidad, β , en función del coeficiente de diseño, c , para los sistemas SC y SD estudiados, para diferentes periodos de retorno de la intensidad sísmica.

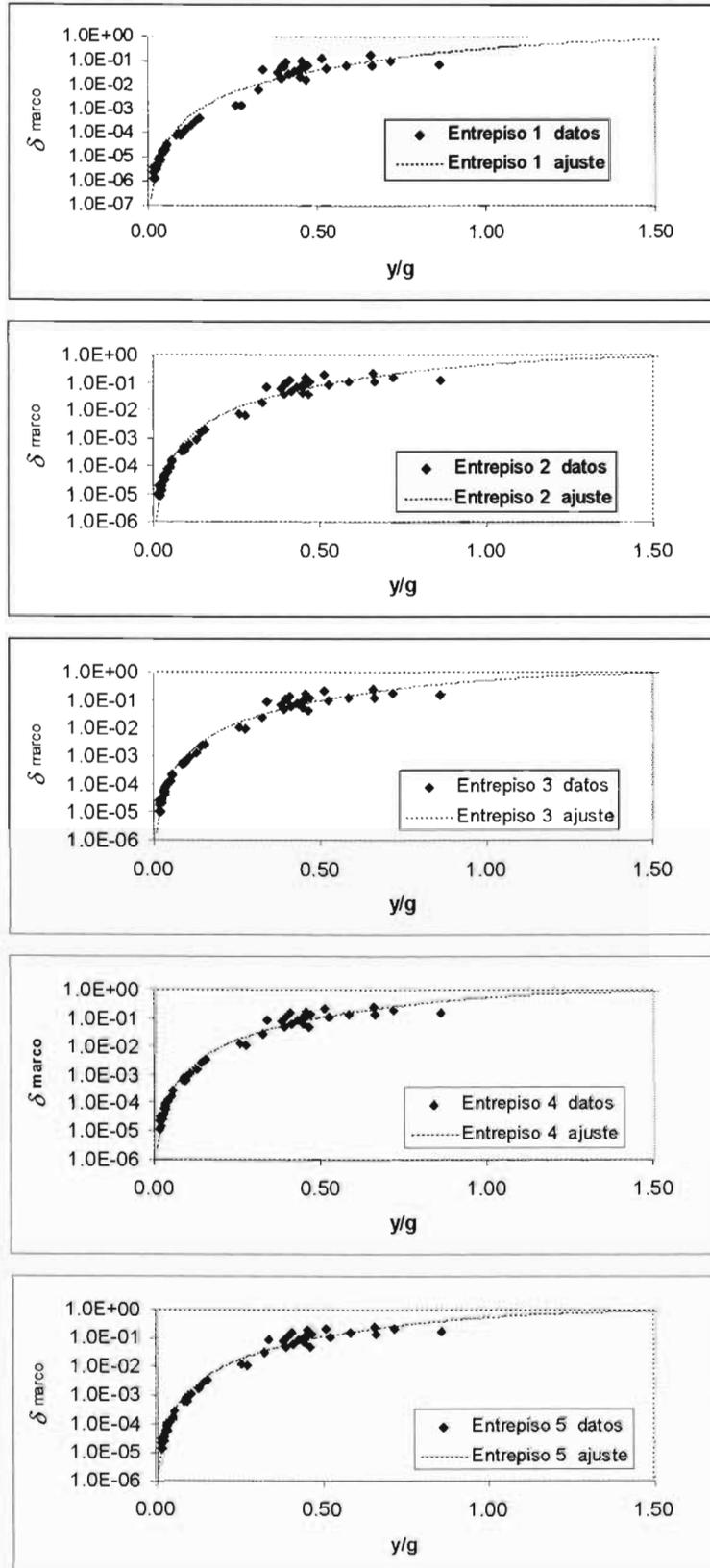


Fig. 5.1 Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SC para el caso del marco

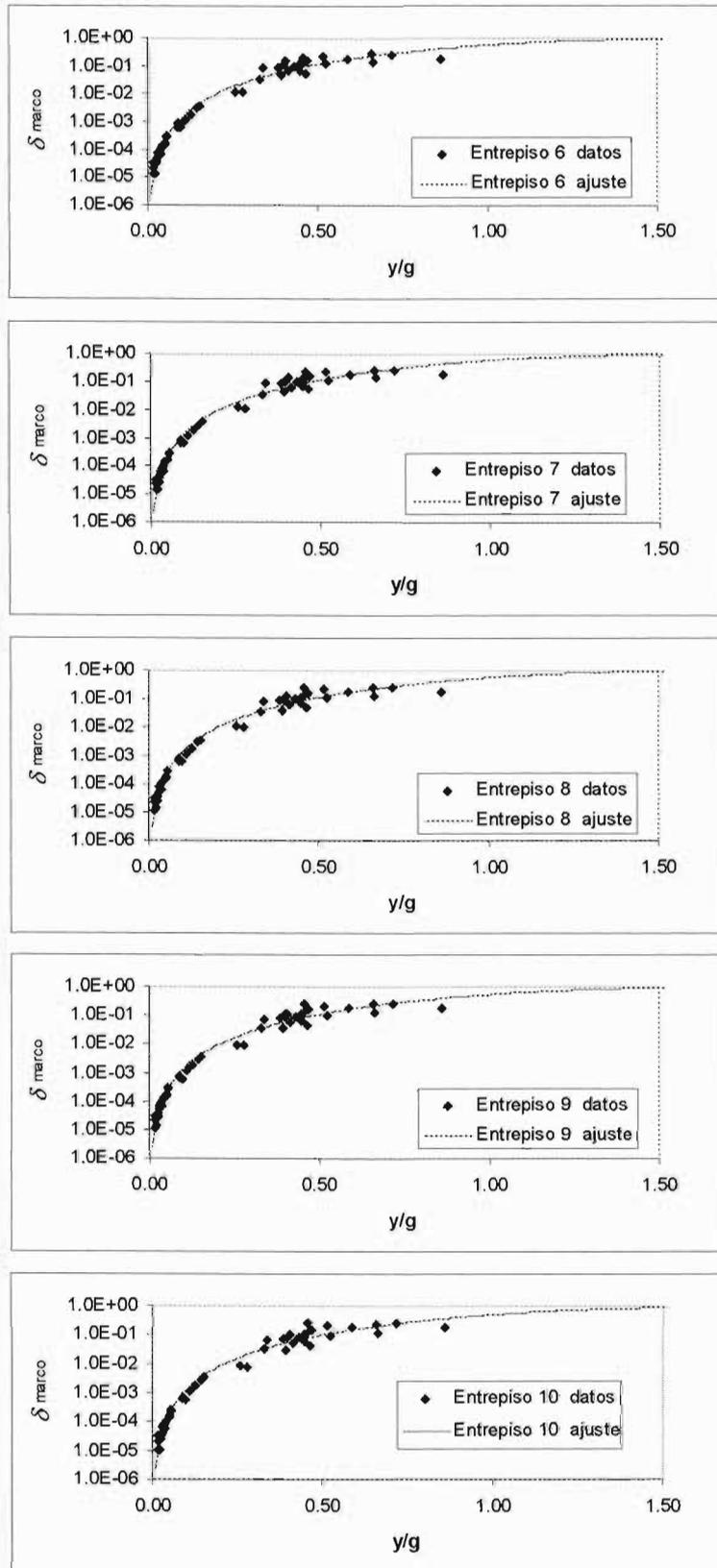


Fig. 5.1 (continuación) Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SC, para el caso del marco

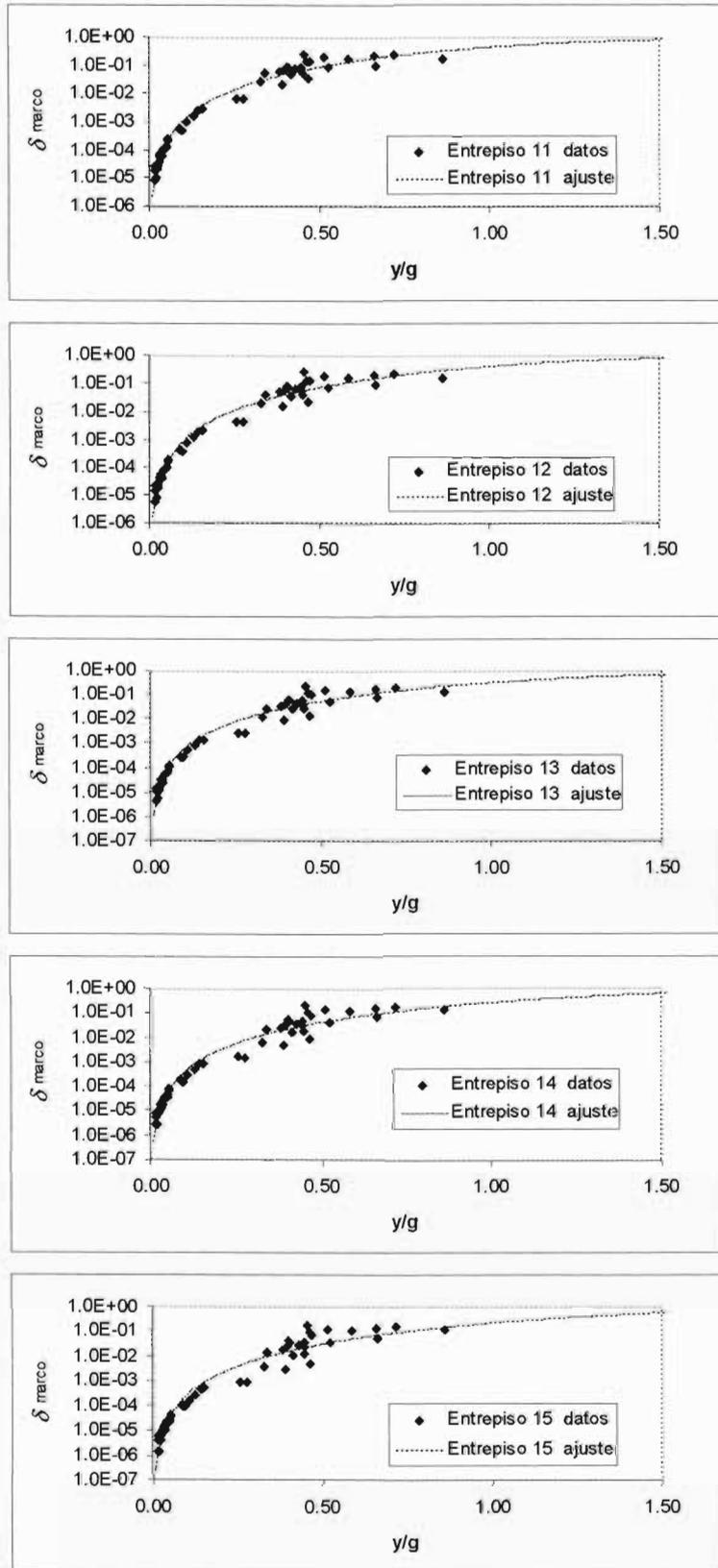


Fig. 5.1 (continuación) Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SC, para el caso del marco

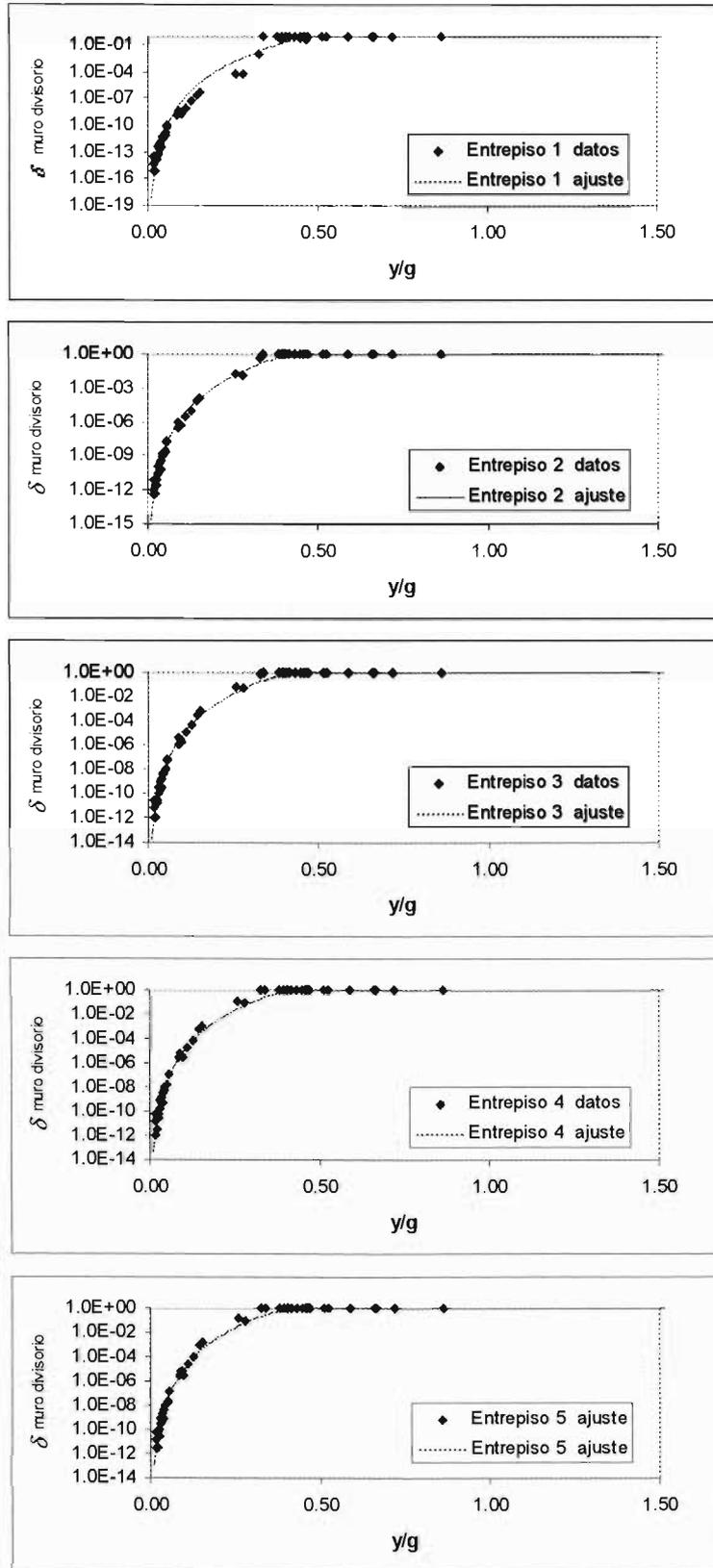


Fig. 5.2 Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SC, para el caso de muros divisorios

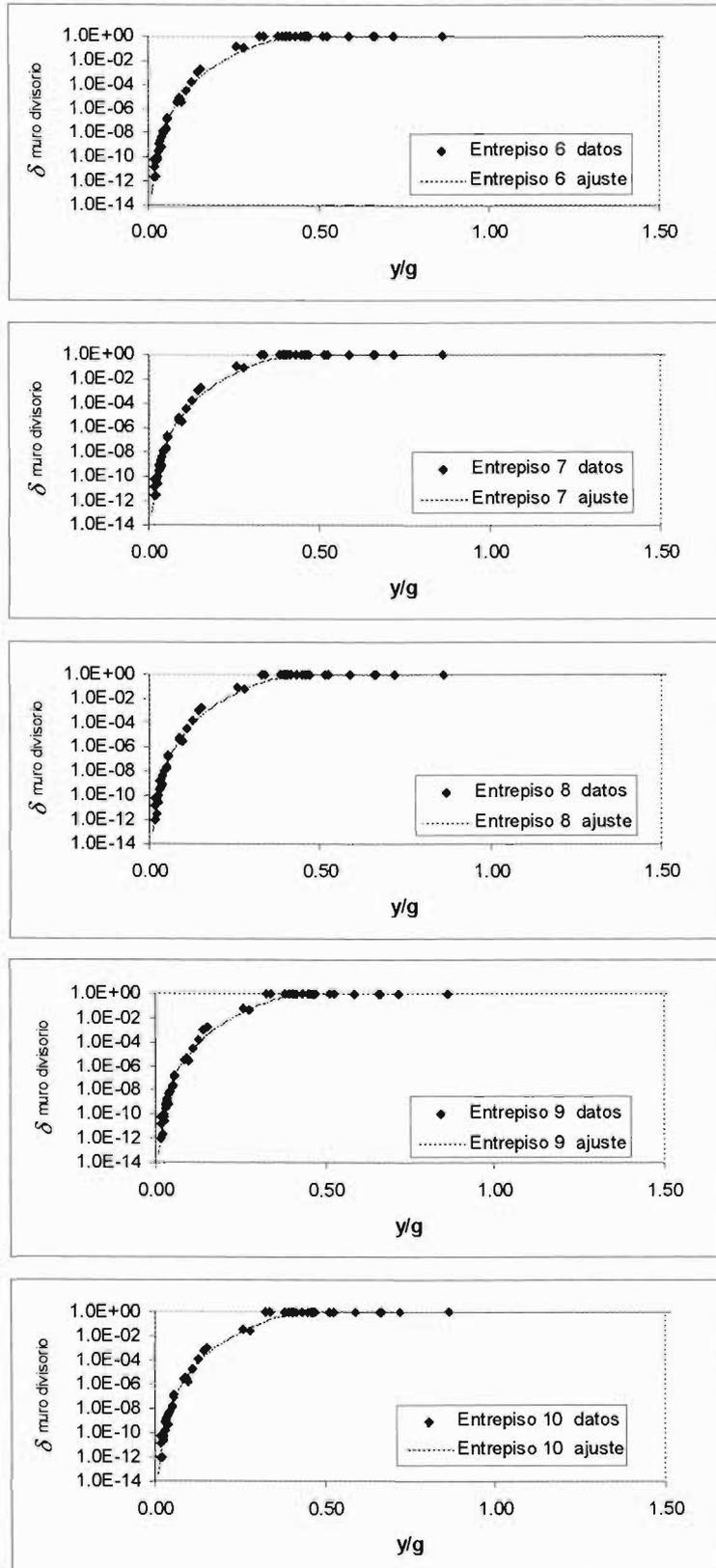


Fig. 5.2 (continuación) Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SC, para el caso de muros divisorios

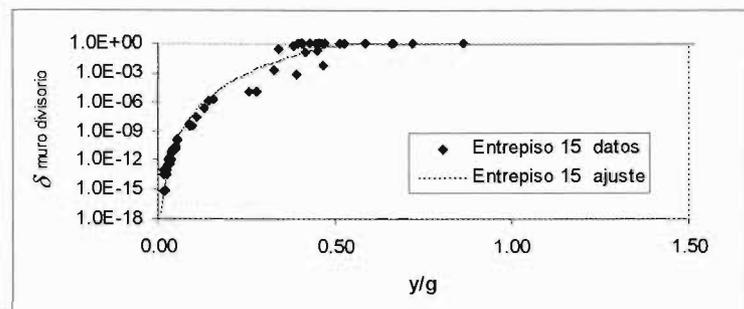
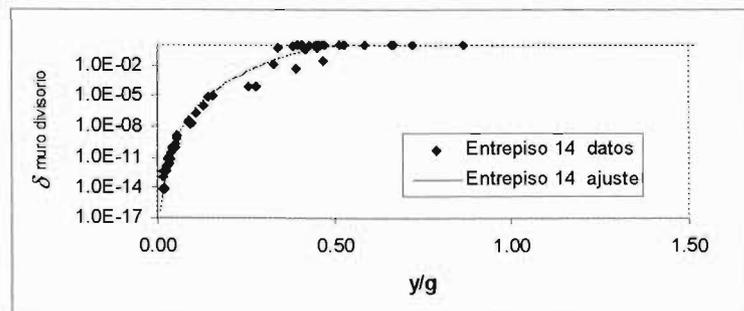
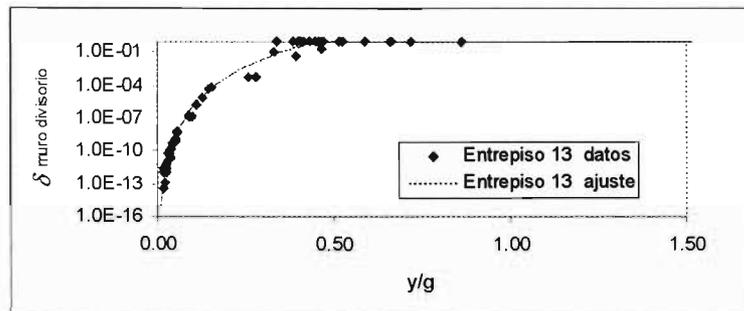
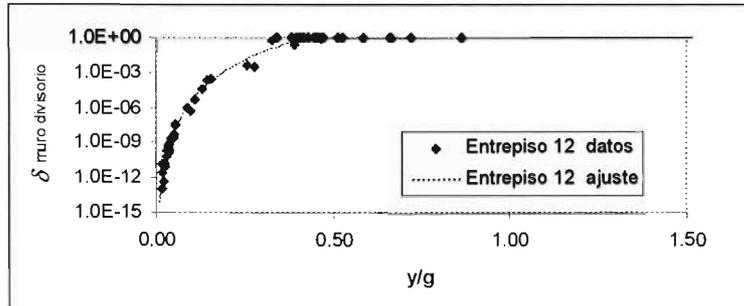
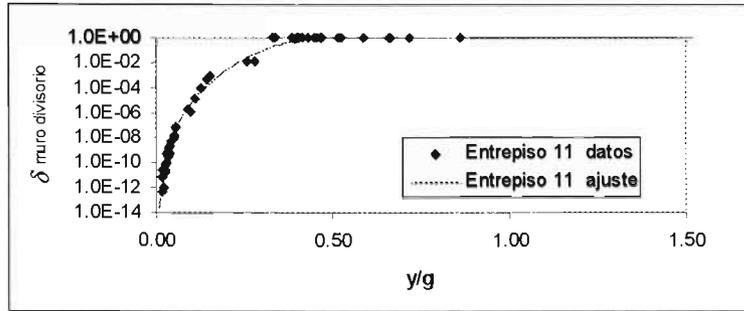


Fig. 5.2 (continuación) Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SC, para el caso de muros divisorios

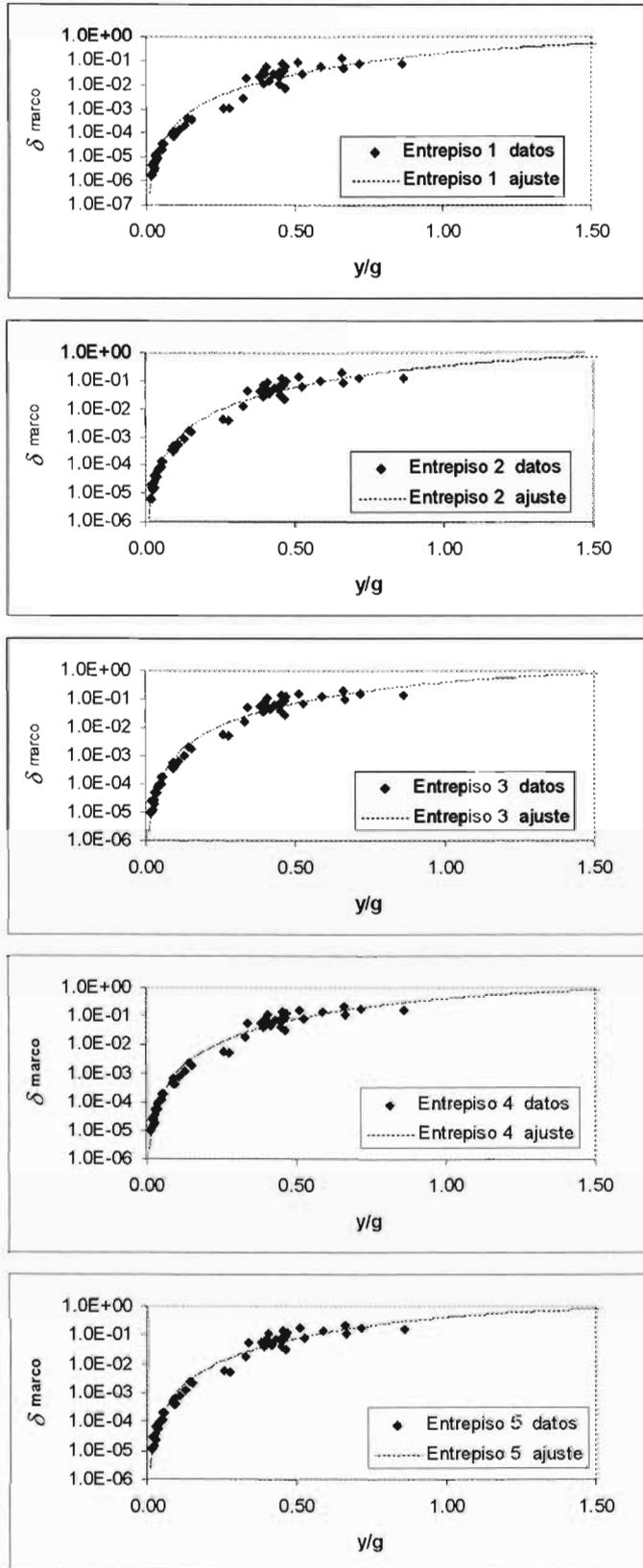


Fig. 5.3 Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.45$, para el caso del marco

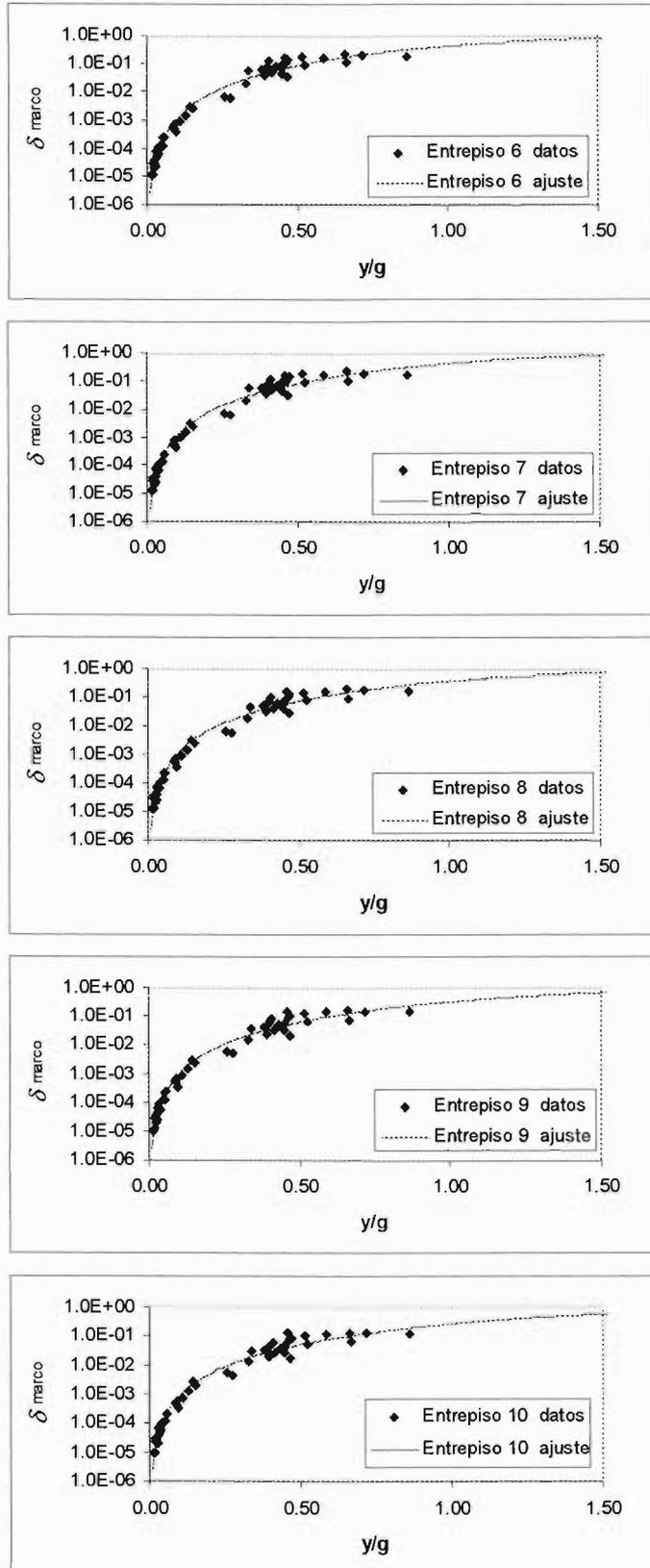


Fig. 5.3 (continuación) Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.45$, para el caso del marco

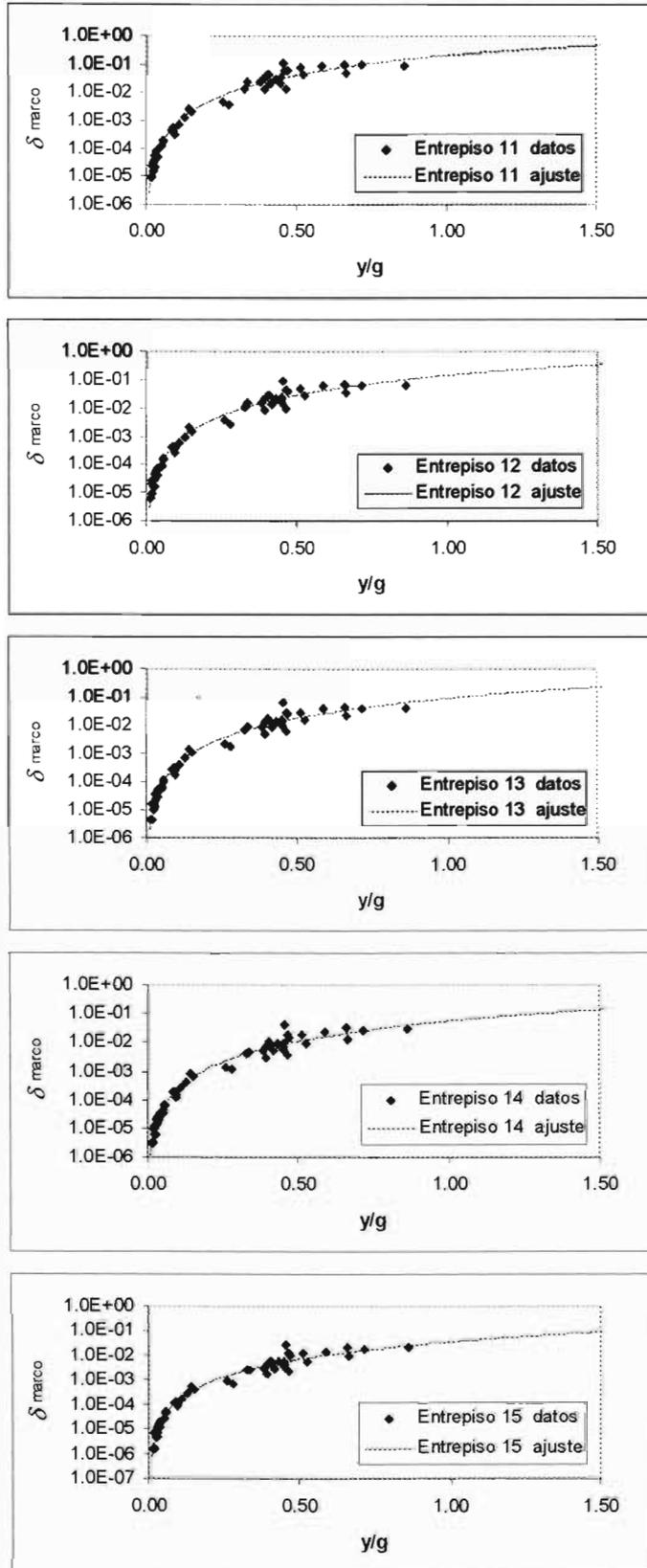


Fig. 5.3 (continuación) Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.45$, para el caso del marco

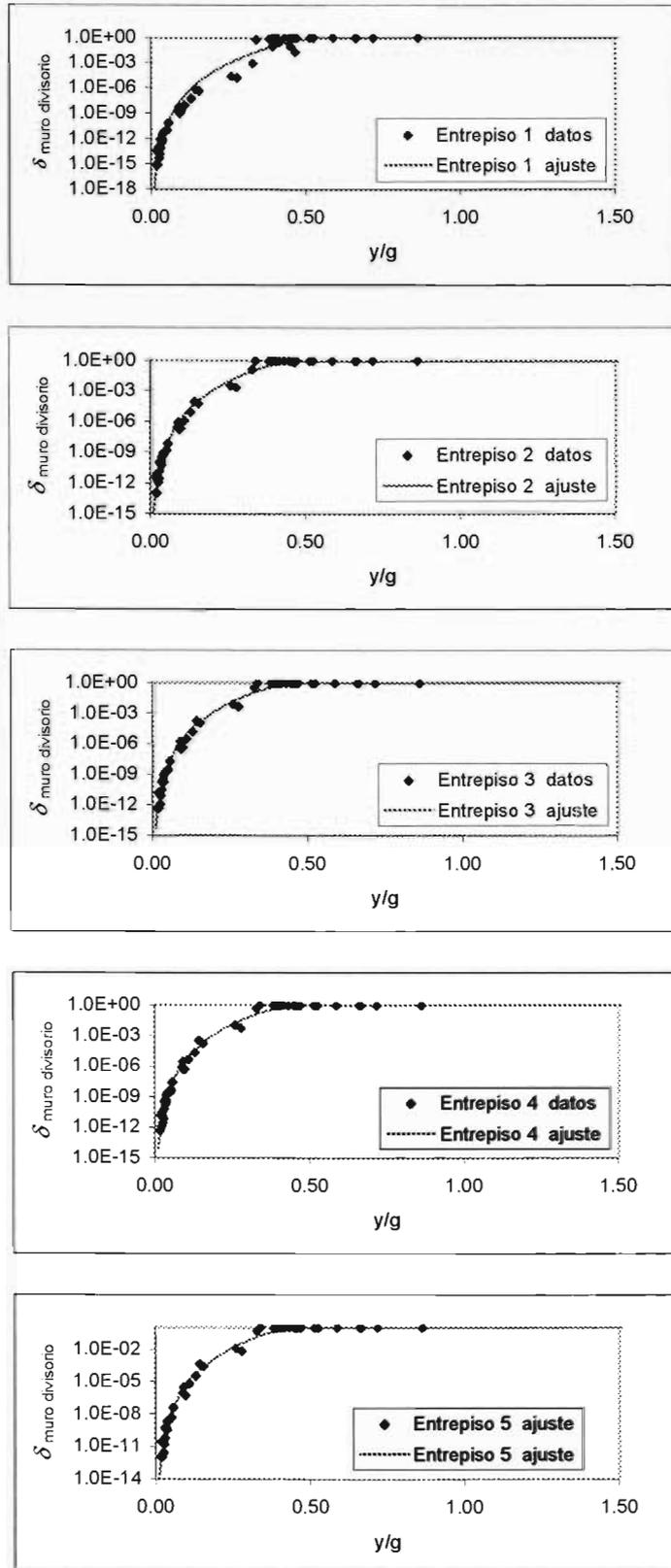


Fig. 5.4 Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.45$, para el caso de muros divisorios

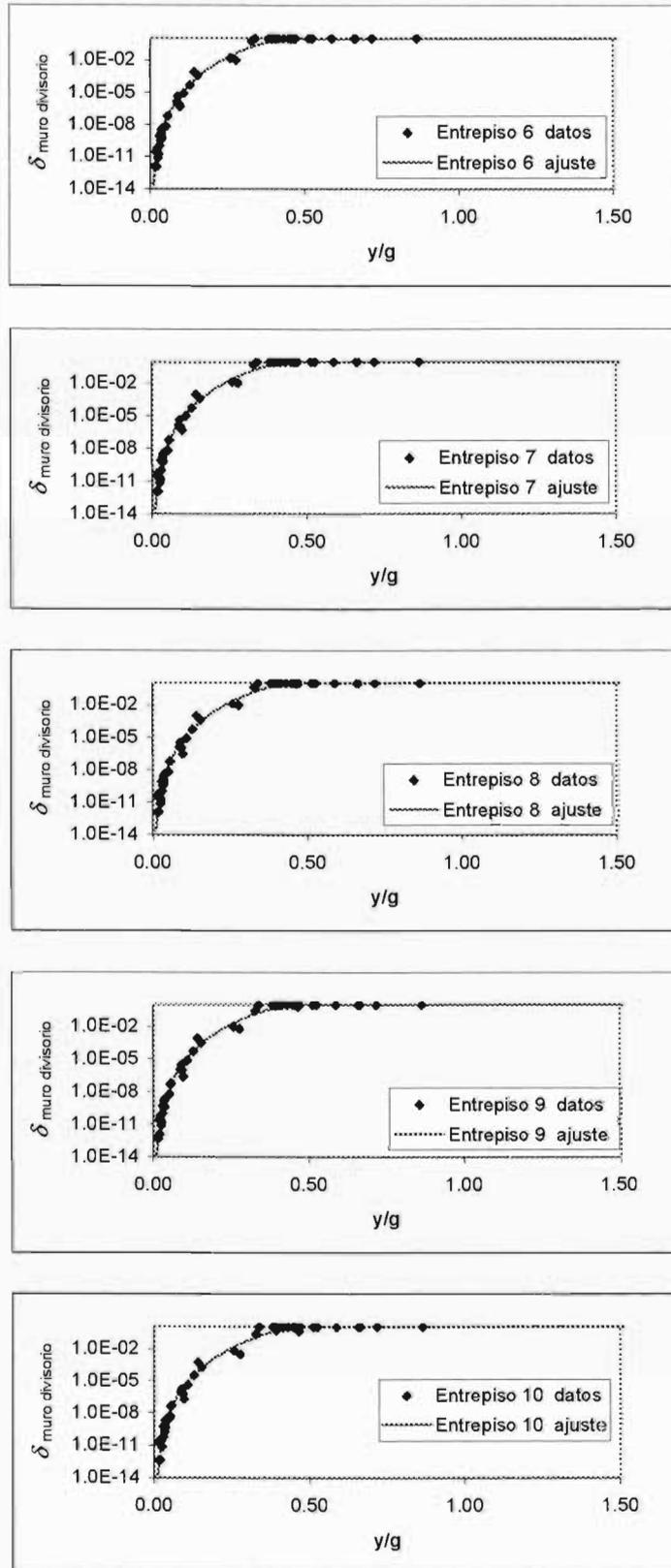


Fig. 5.4 (continuación) Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.45$, para el caso de muros divisorios

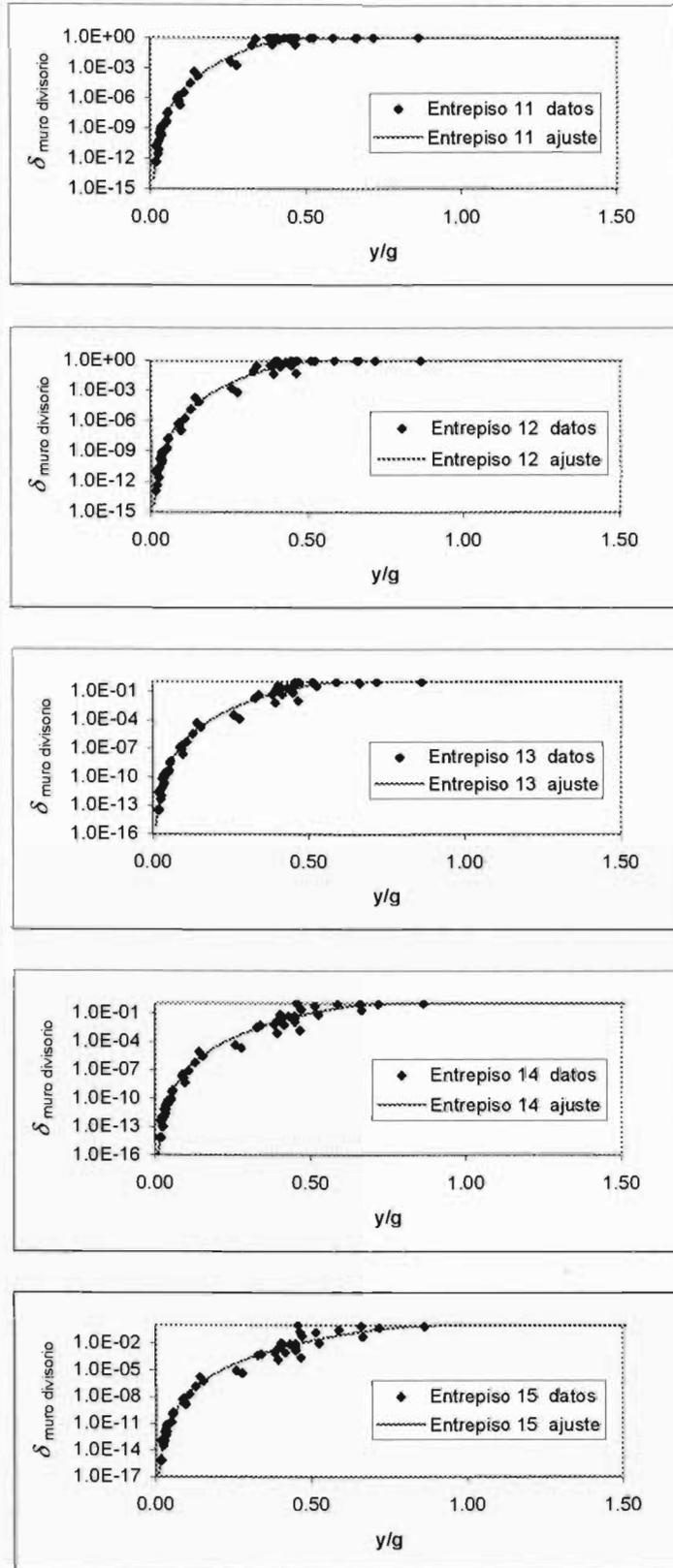


Fig. 5.4 (continuación) Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.45$, para el caso de muros divisorios

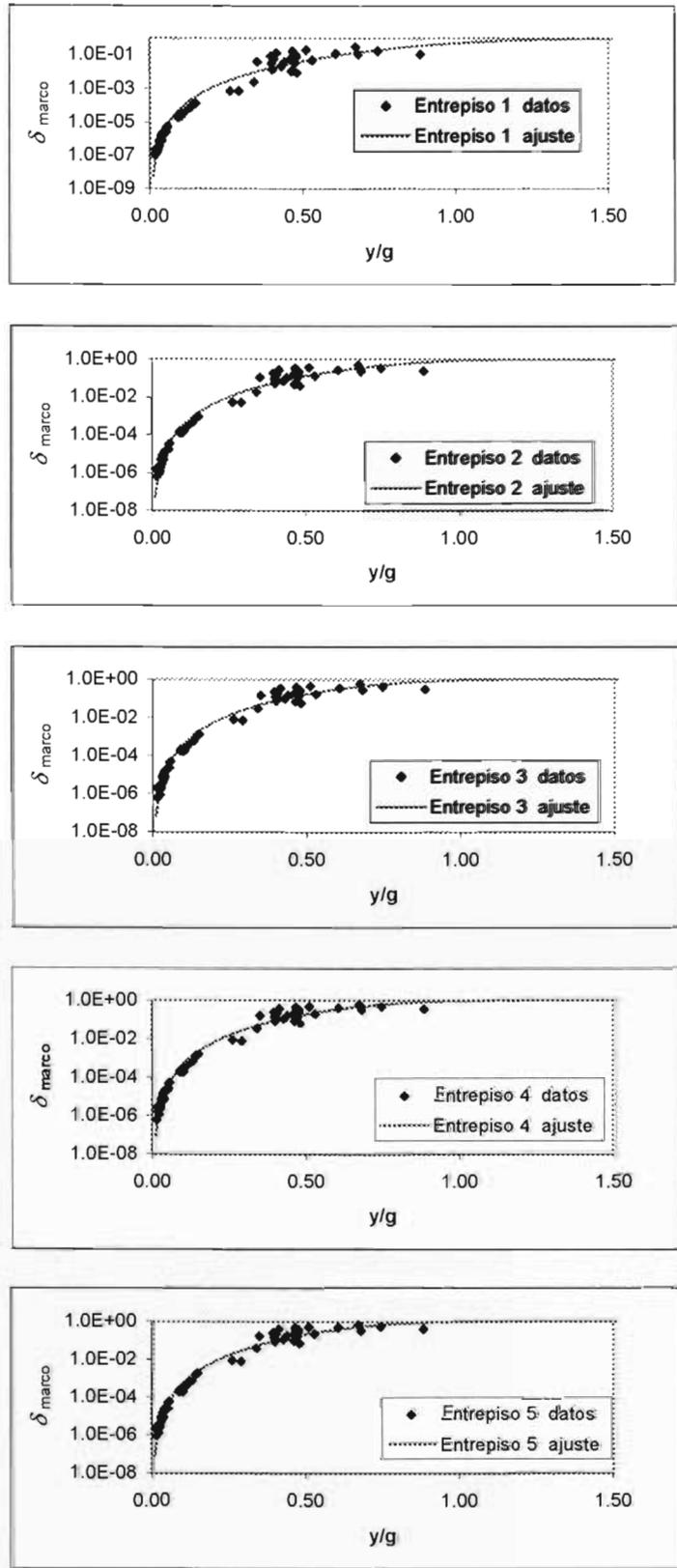


Fig. 5.5 Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.40$, para el caso del marco

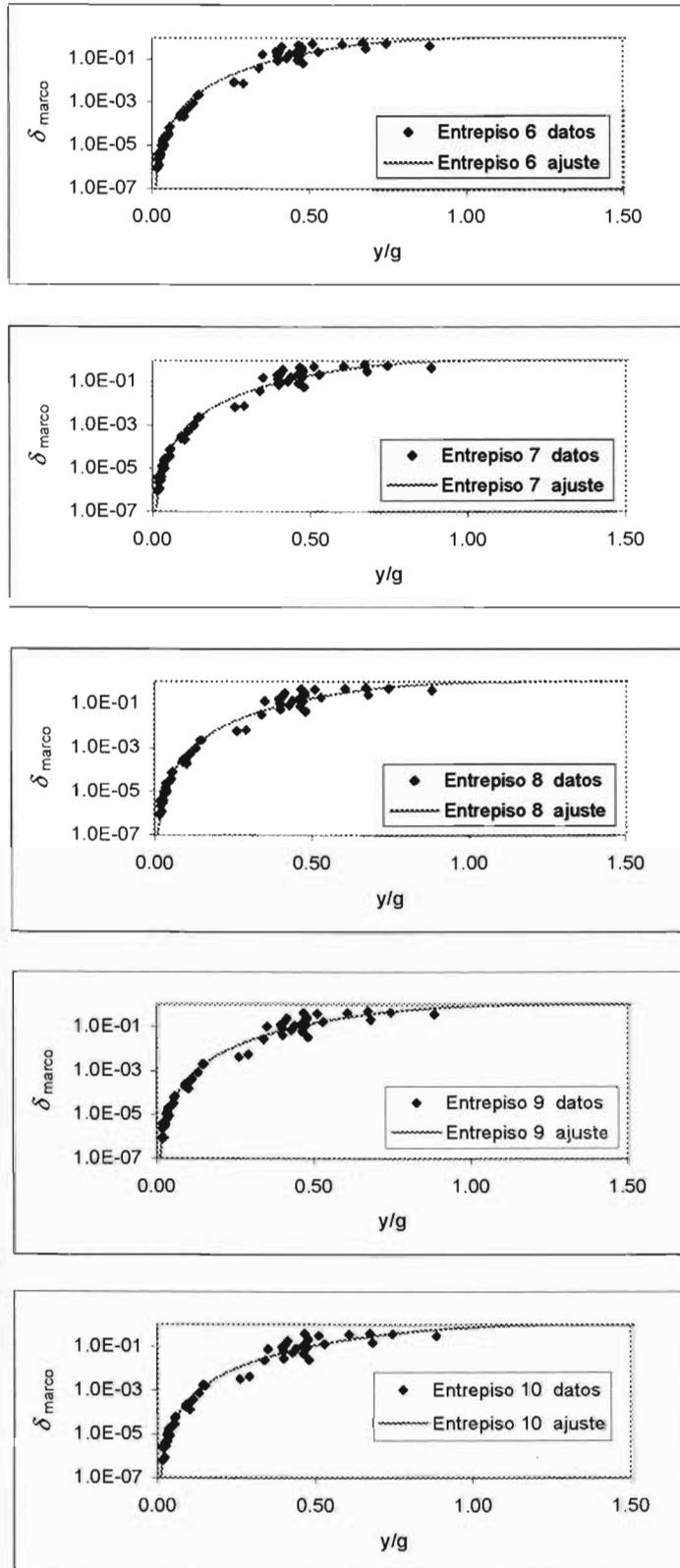


Fig. 5.5 (continuación) Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.40$, para el caso del marco

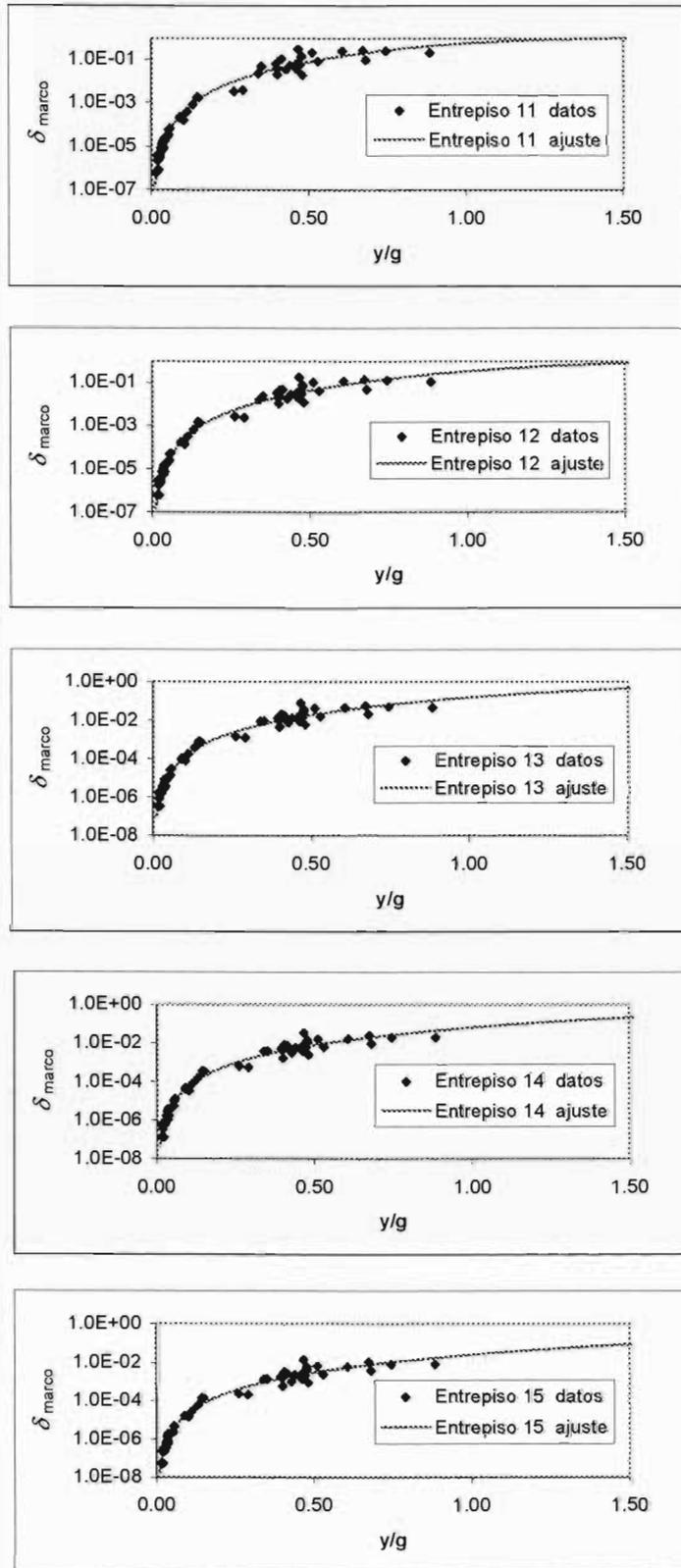


Fig. 5.5 (continuación) Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.40$, para el caso del marco

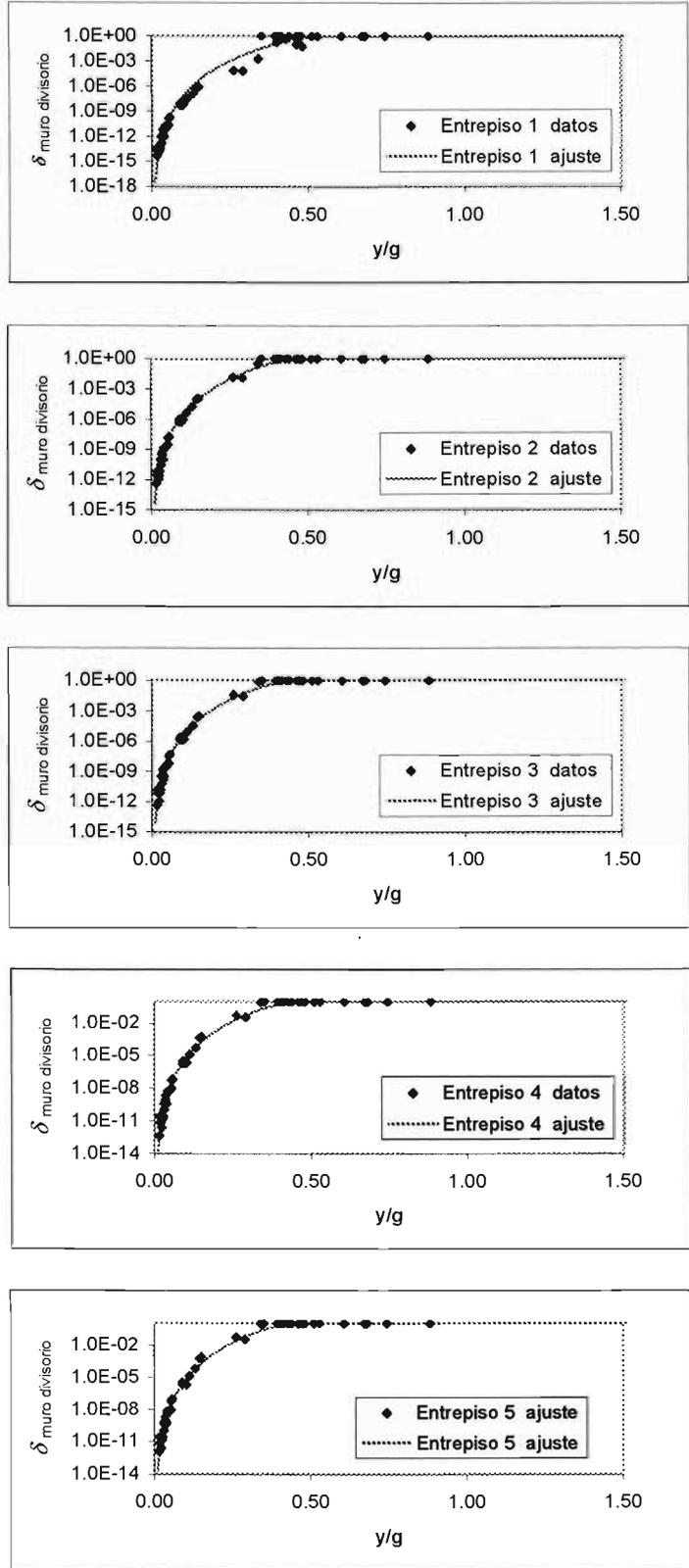


Fig. 5.6 Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.40$, para el caso de muros divisorios

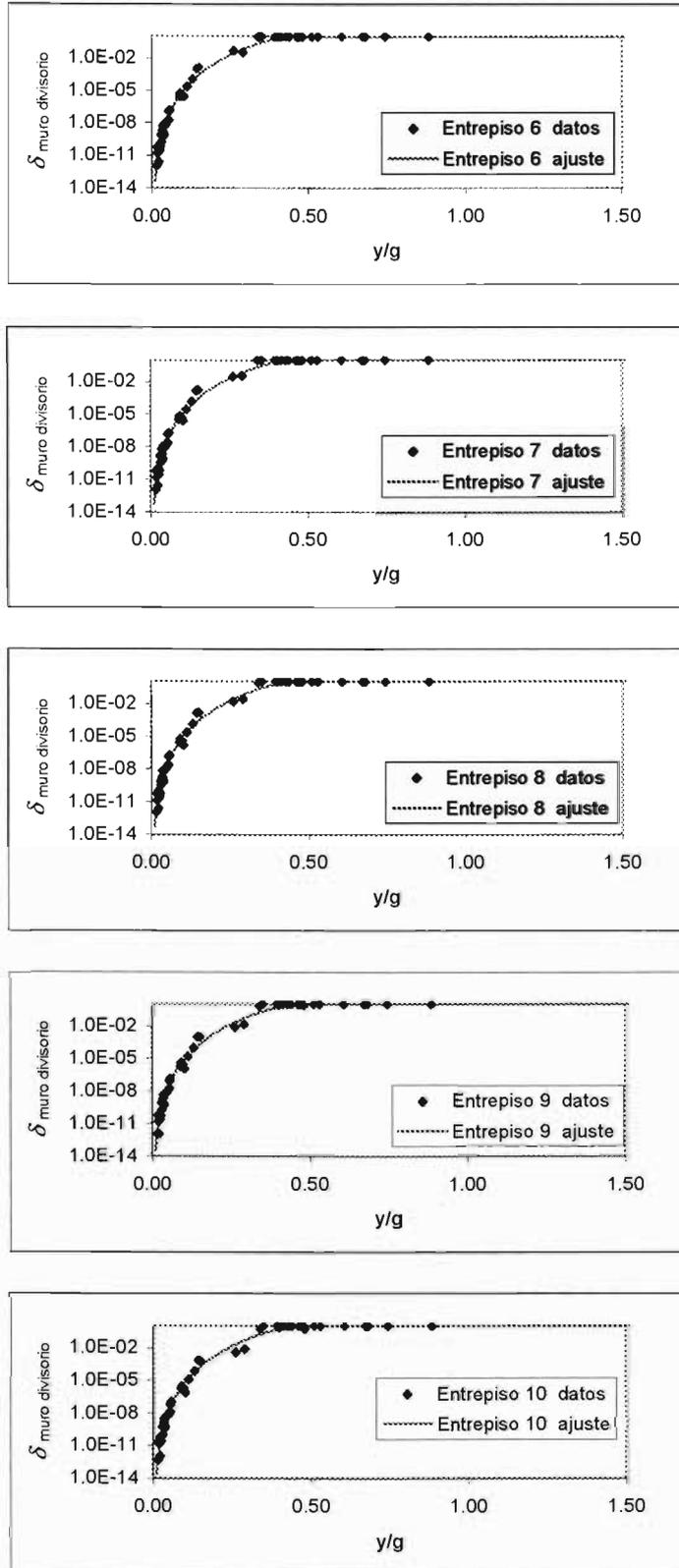


Fig. 5.6 (continuación) Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.40$, para el caso de muros divisorios

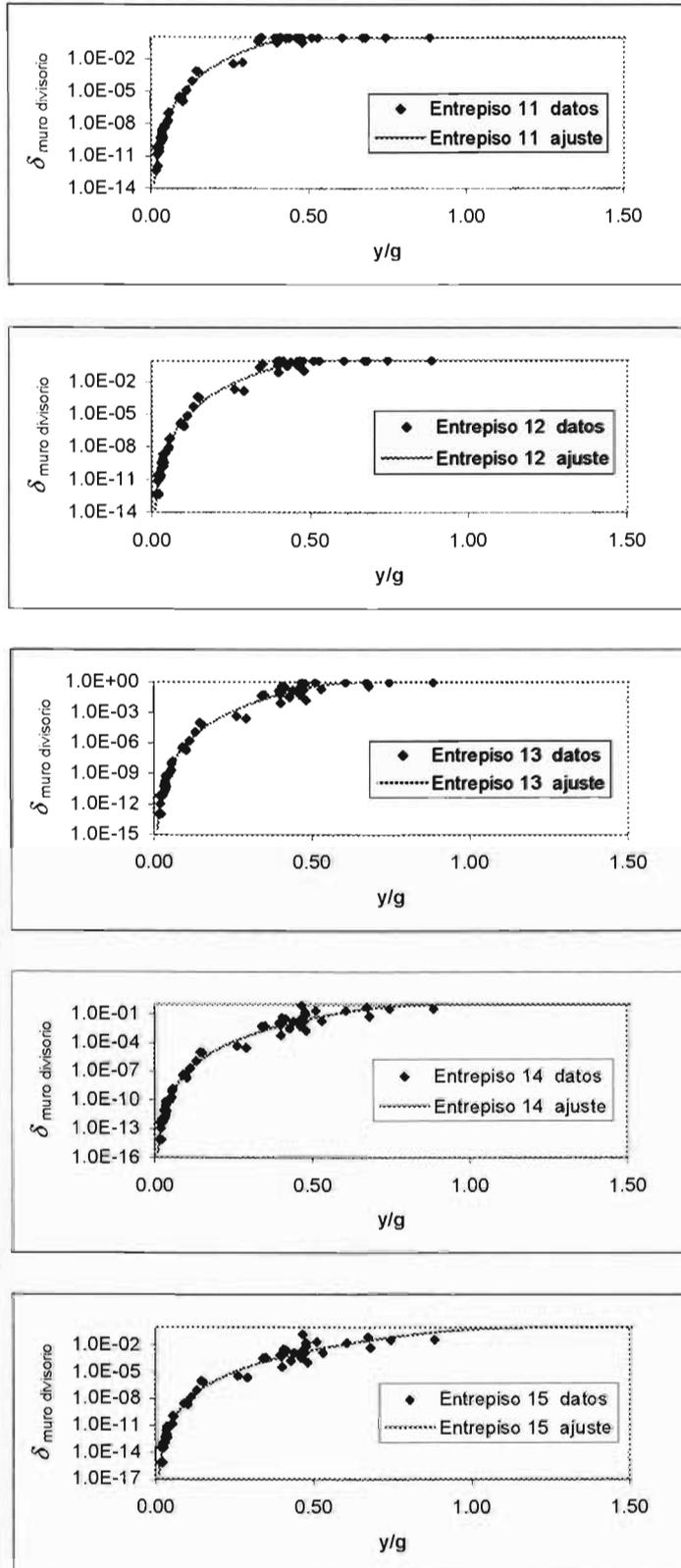


Fig. 5.6 (continuación) Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.40$, para el caso de muros divisorios

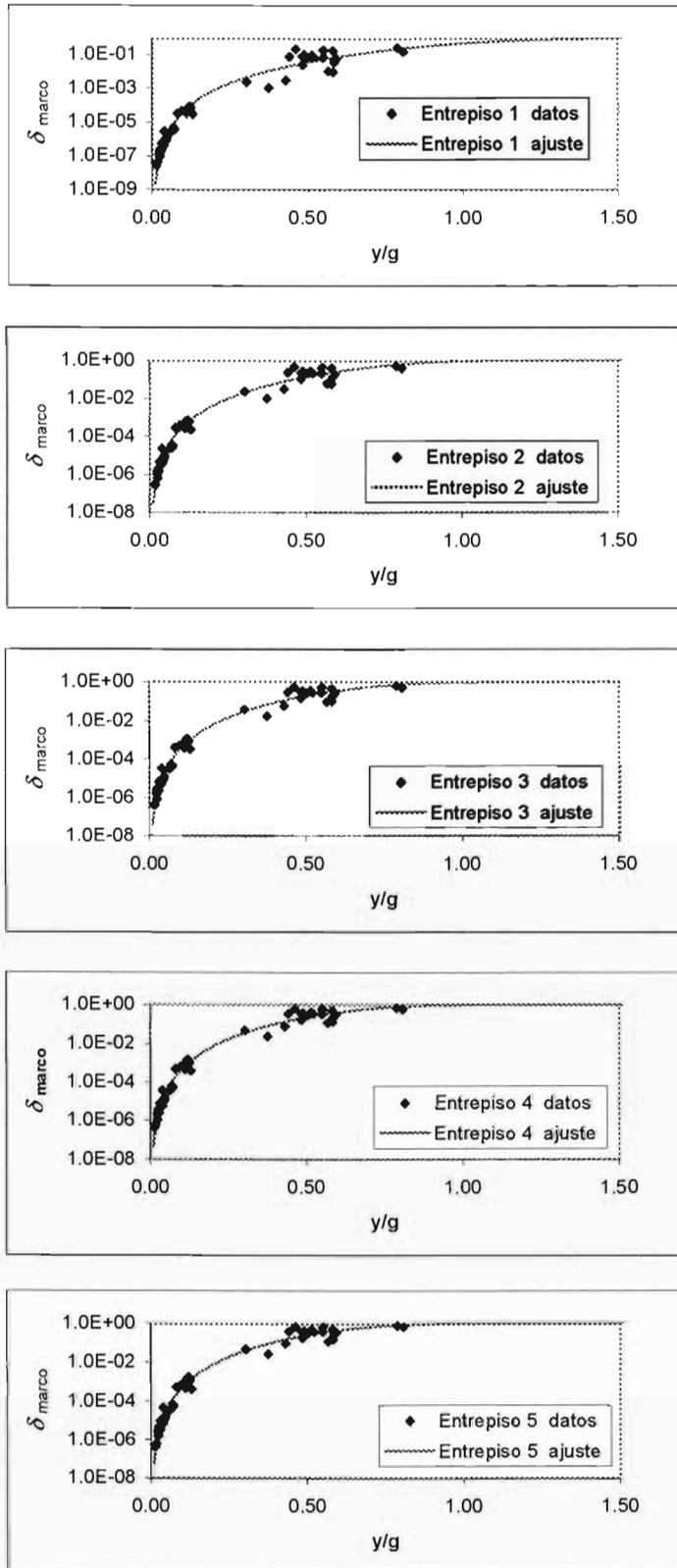


Fig. 5.7 Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.35$, para el caso del marco

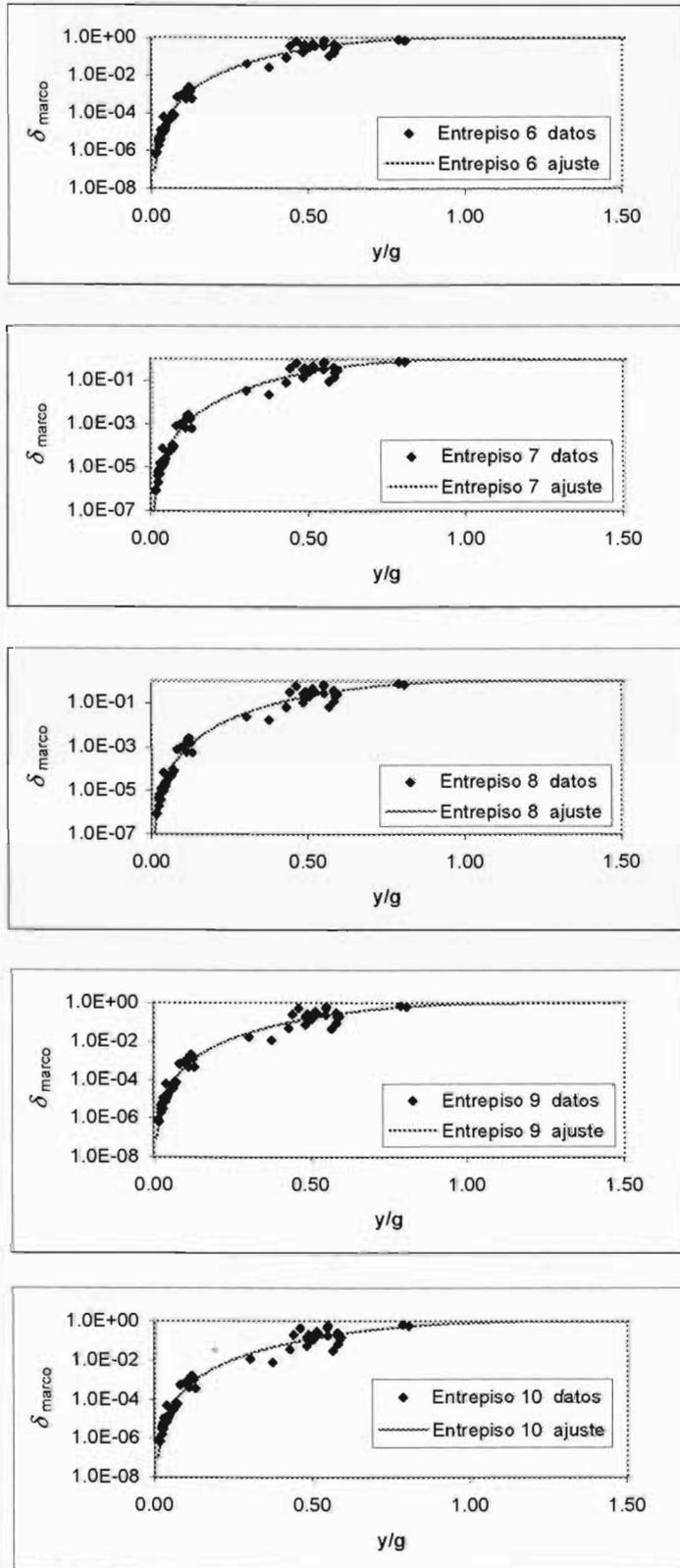


Fig. 5.7 (continuación) Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.35$, para el caso del marco

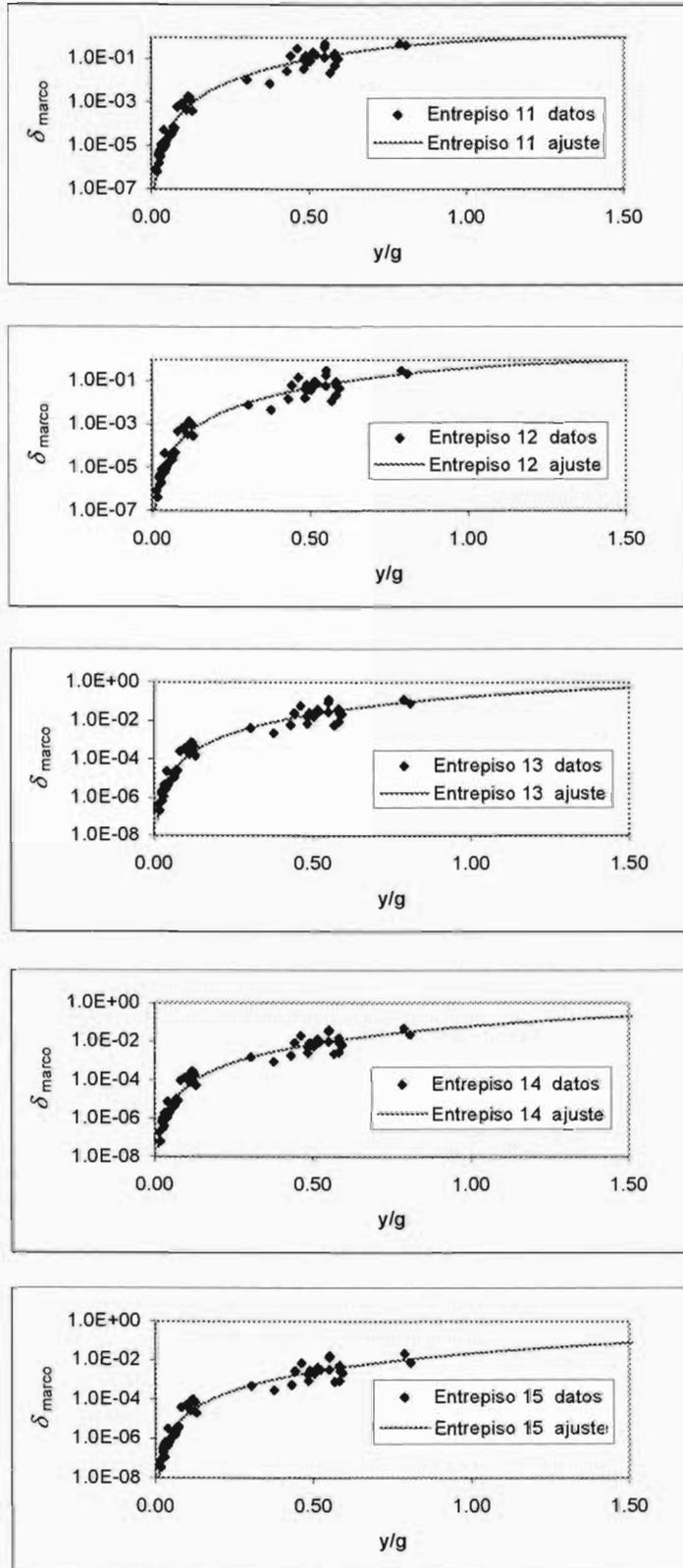


Fig. 5.7 (continuación) Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.35$, para el caso del marco

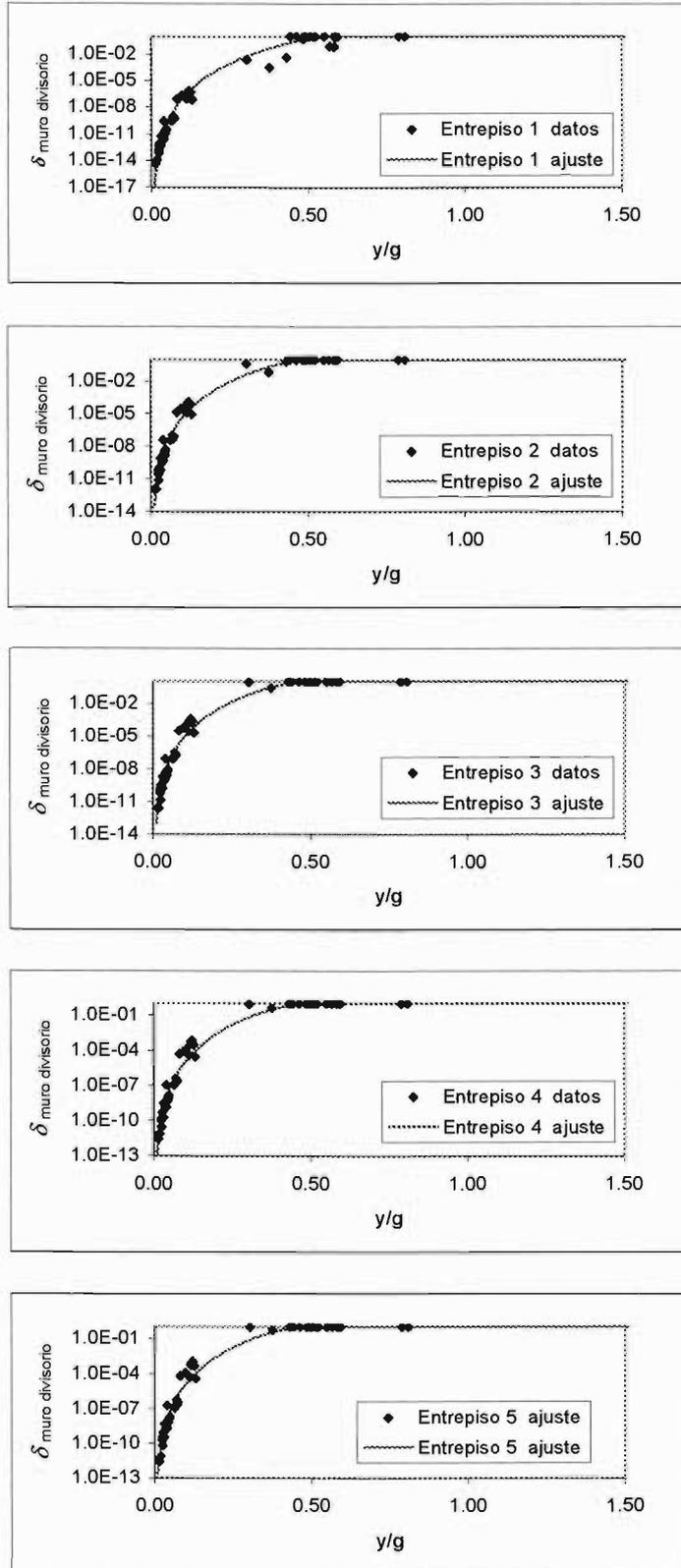


Fig. 5.8 Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.35$, para el caso de muros divisorios

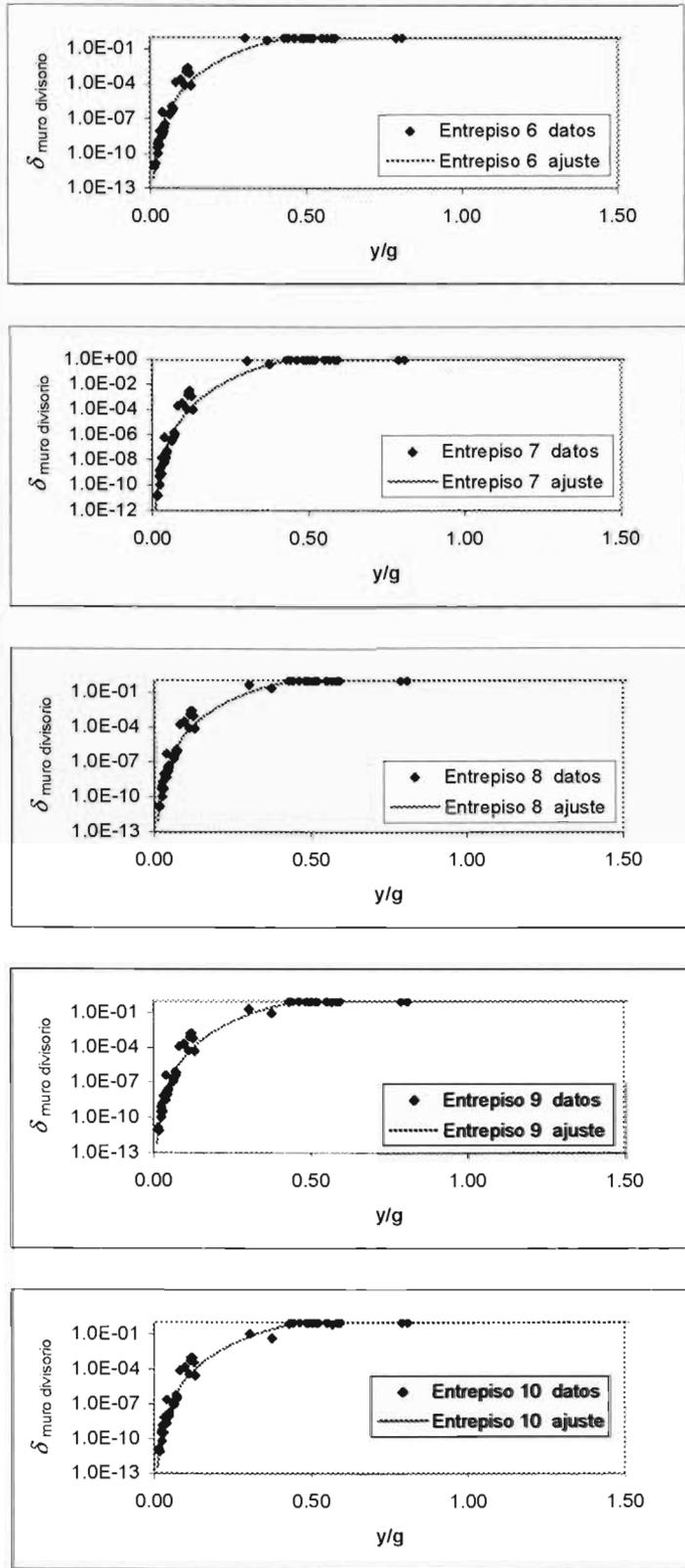


Fig. 5.8 (continuación) Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.35$, para el caso de muros divisorios

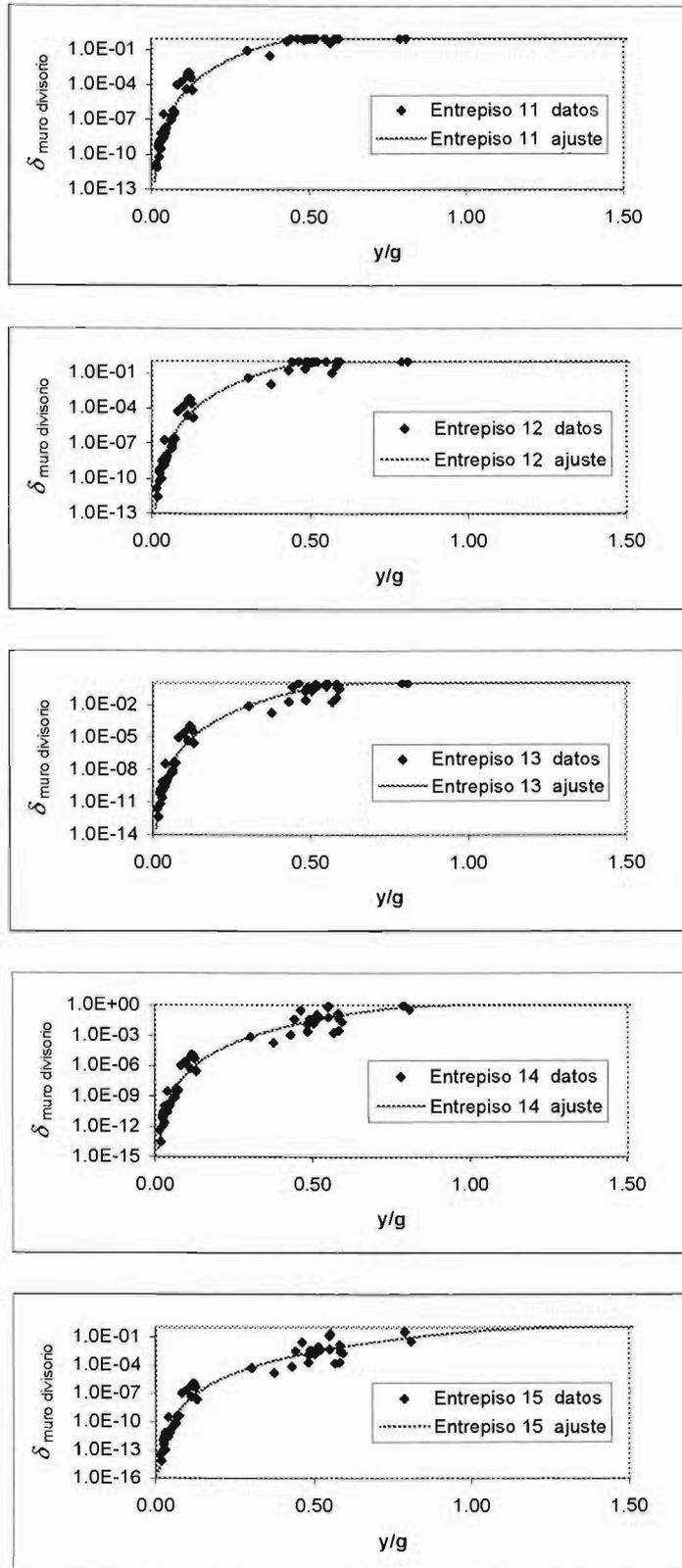


Fig. 5.8 (continuación) Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.35$, para el caso de muros divisorios

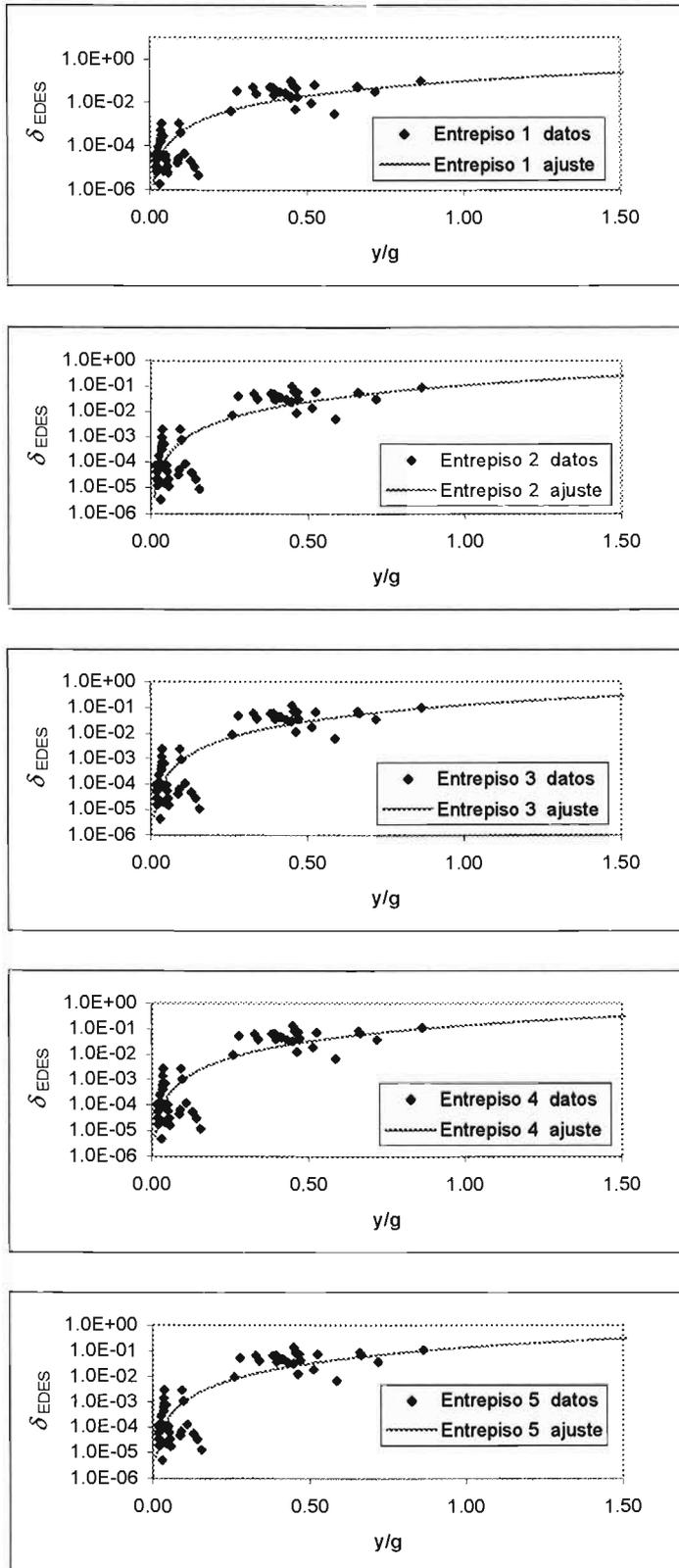


Fig. 5.9 Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.45$, para el caso de EDES

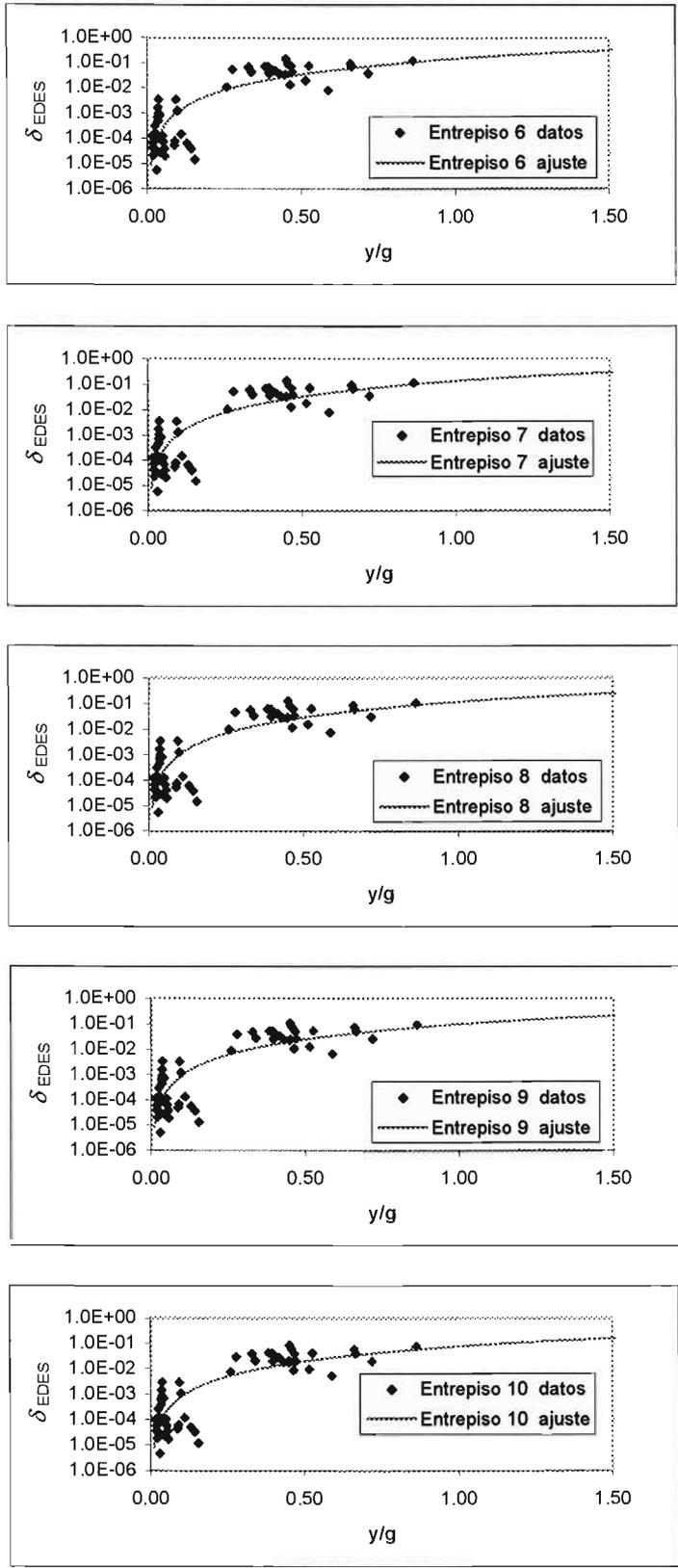


Fig. 5.9 (continuación) Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.45$, para el caso de EDES

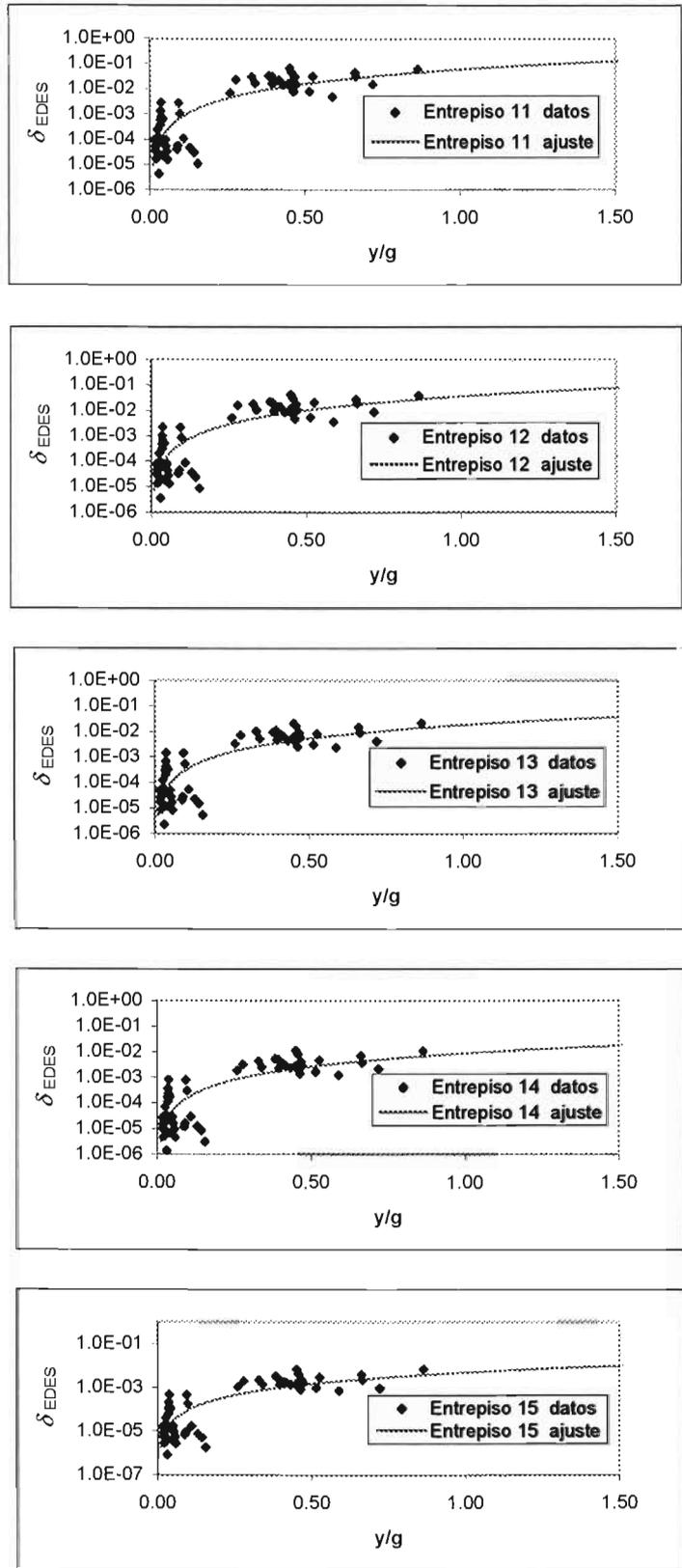


Fig. 5.9 (continuación) Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.45$, para el caso de EDES

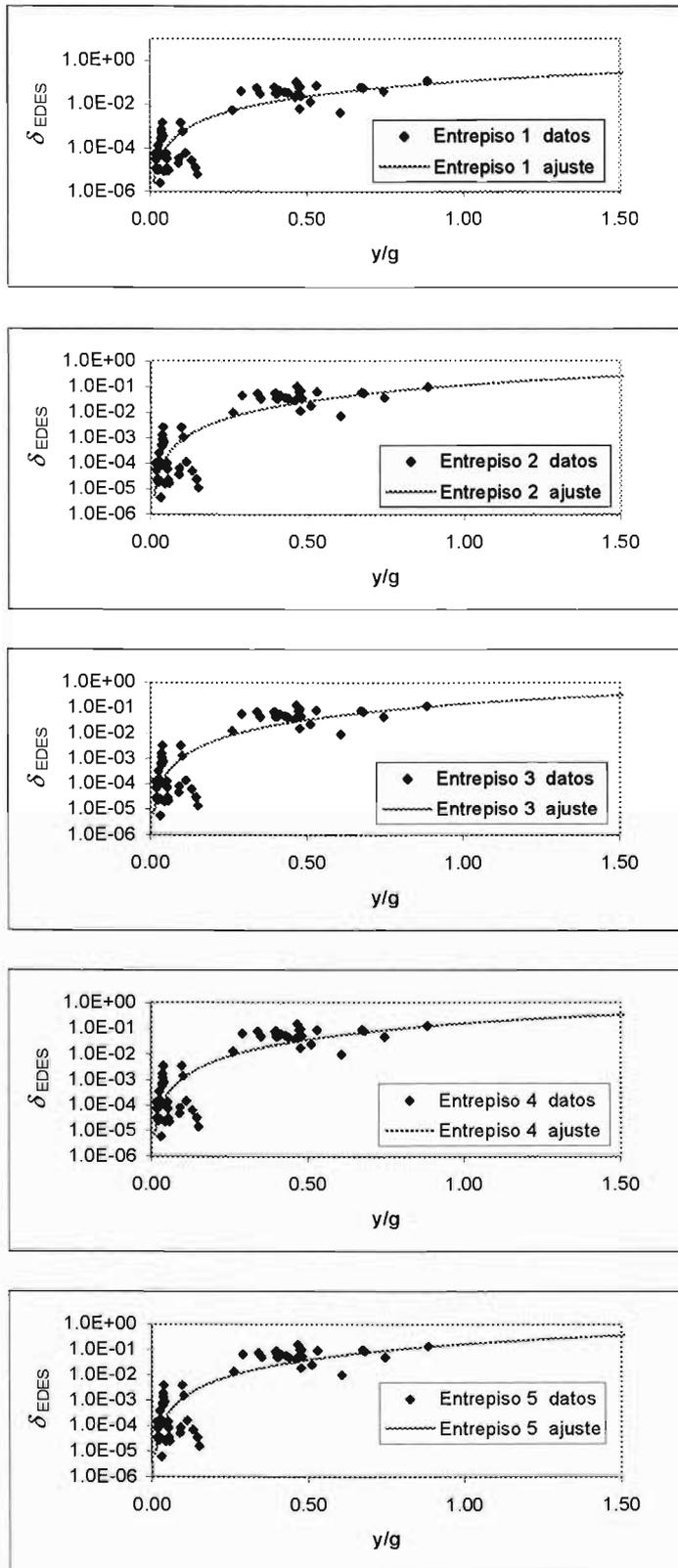


Fig. 5.10 Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.40$, para el caso de EDES

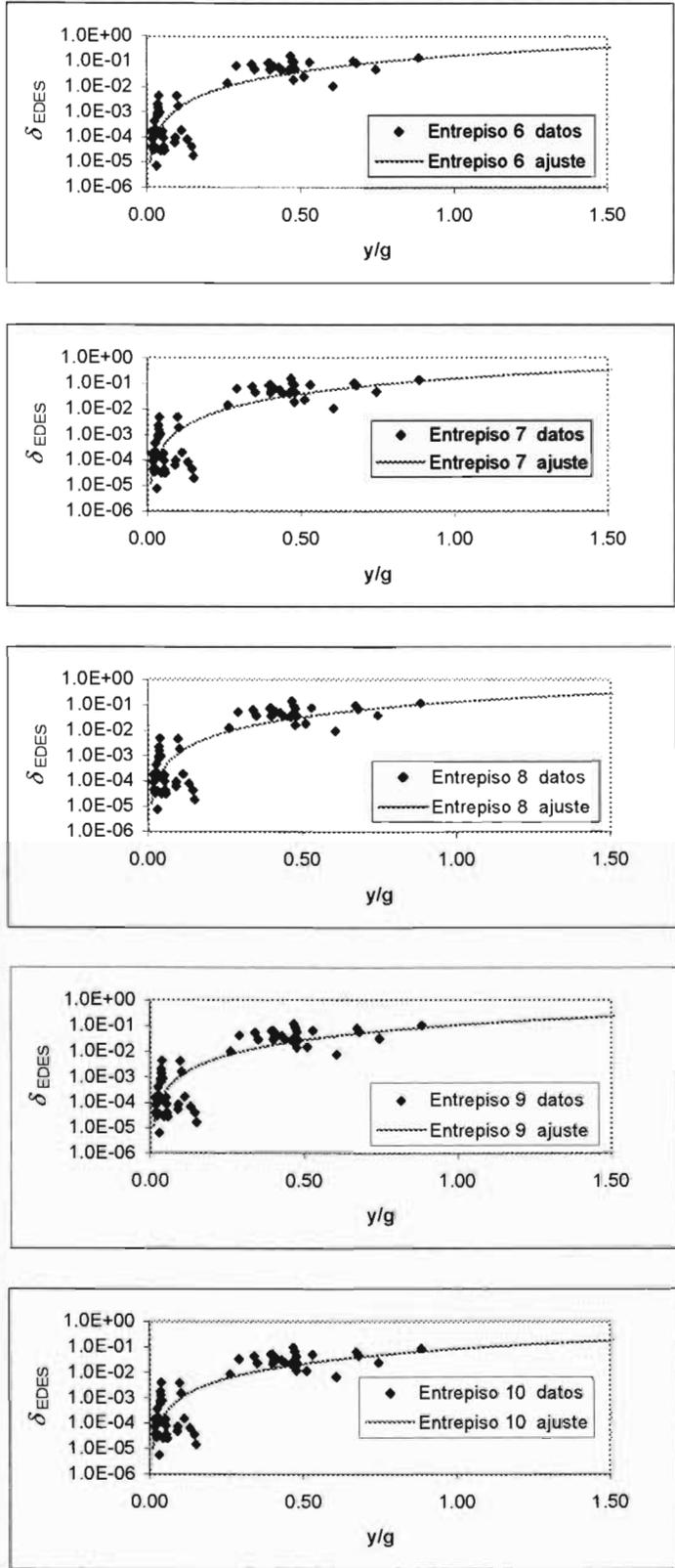


Fig. 5.10 (continuación) Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.40$, para el caso de EDES

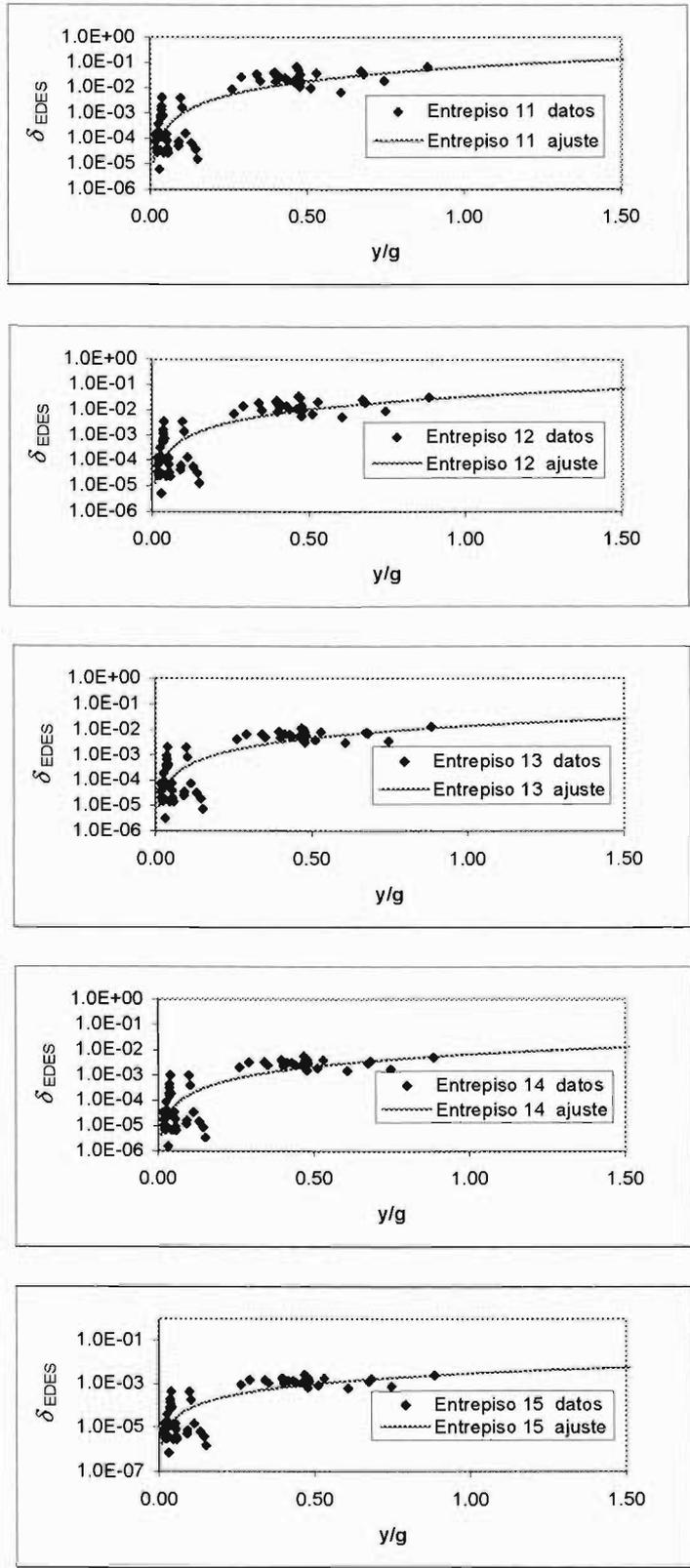


Fig. 5.10 (continuación) Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.40$, para el caso de EDES

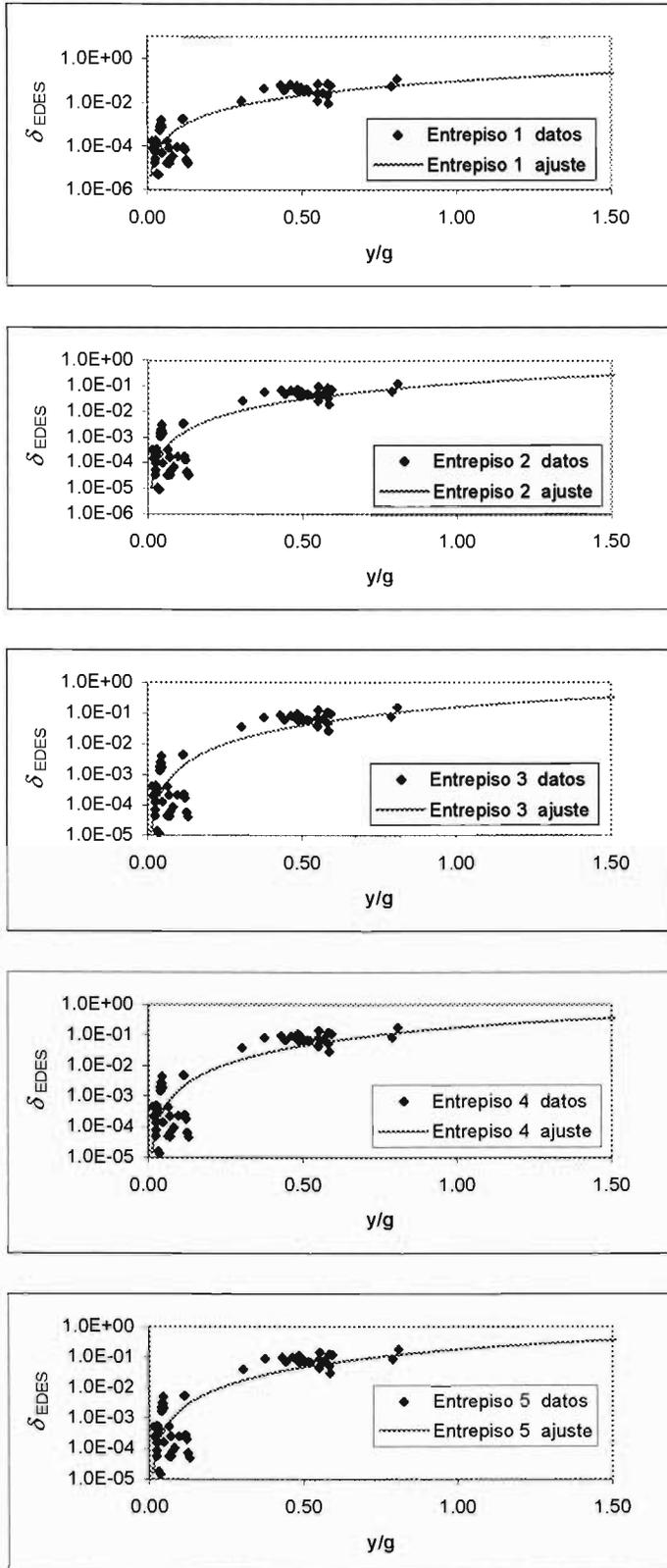


Fig. 5.11 Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.35$, para el caso de EDES

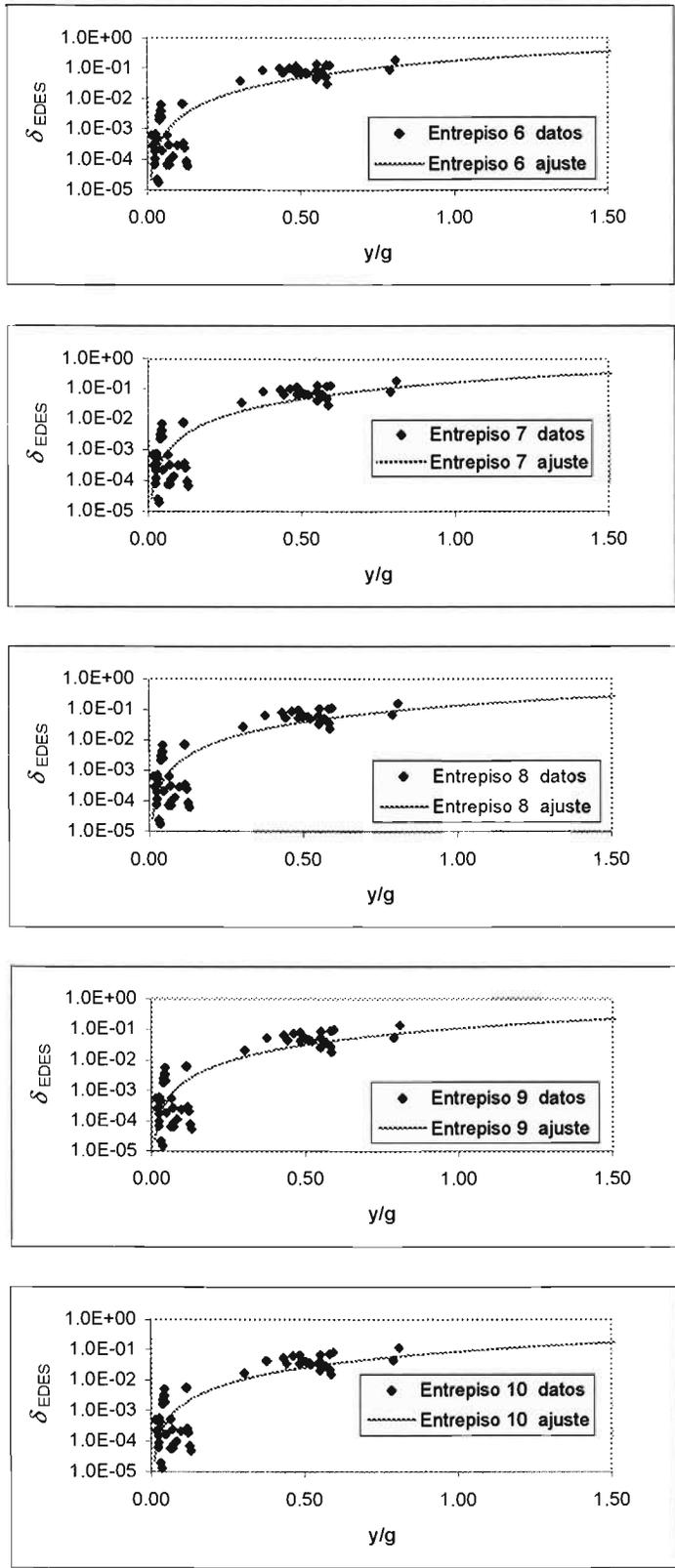


Fig. 5.11 (continuación) Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.35$, para el caso de EDES

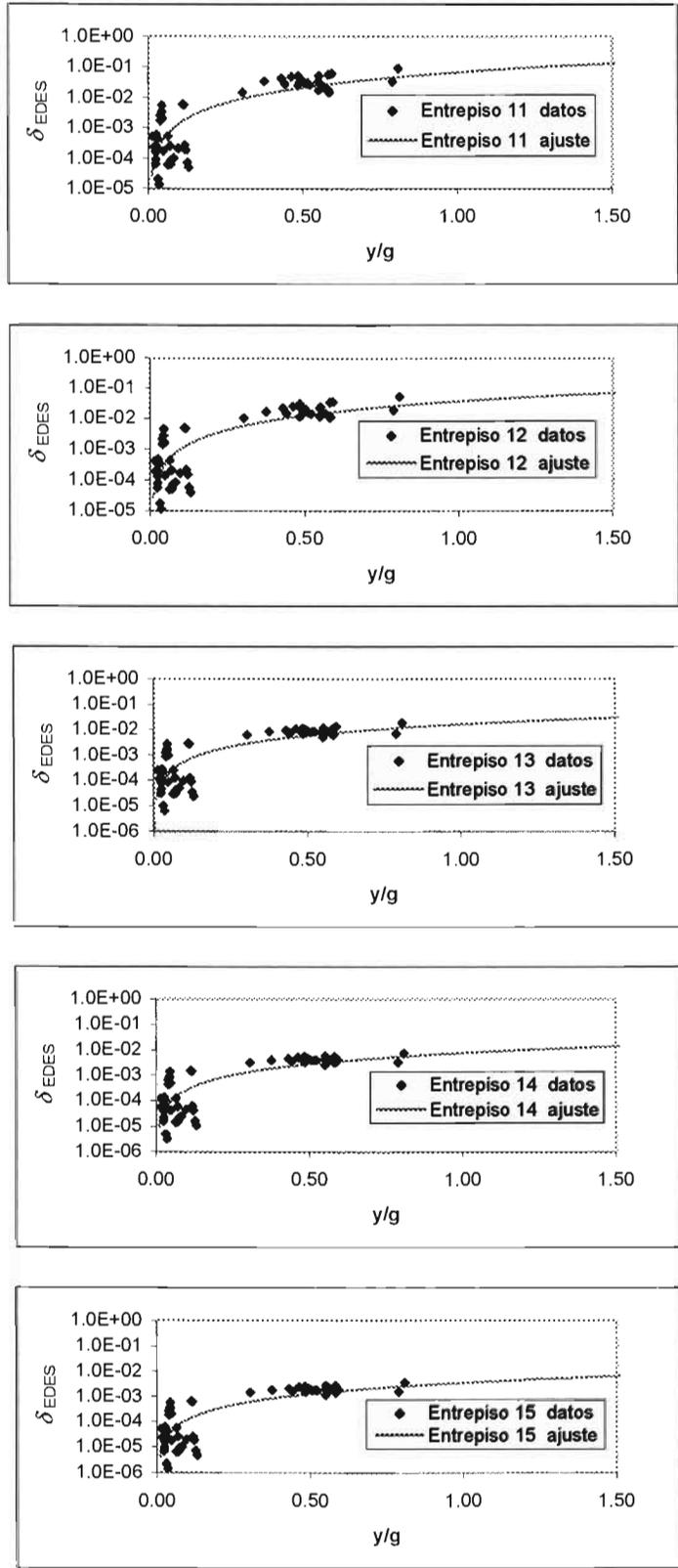


Fig. 5.11 (continuación) Funciones de daño físico por entrepiso del sistema SD, $c=0.35$, para el caso de EDES

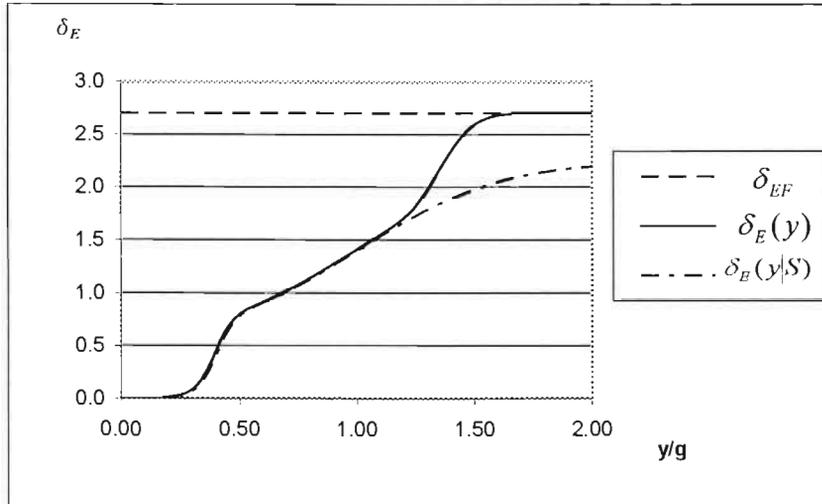


Fig. 5.12 Función de vulnerabilidad en términos de la intensidad sísmica. Sistema SC

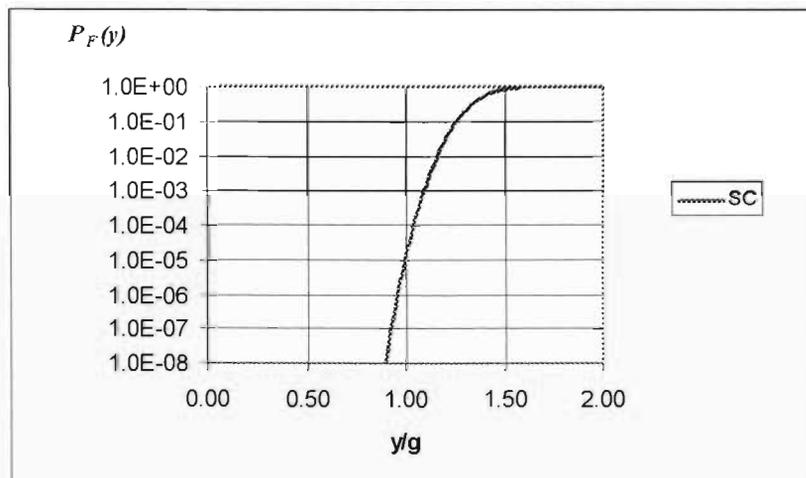


Fig. 5.13 Probabilidad de Falla en términos de la intensidad sísmica. Sistema SC

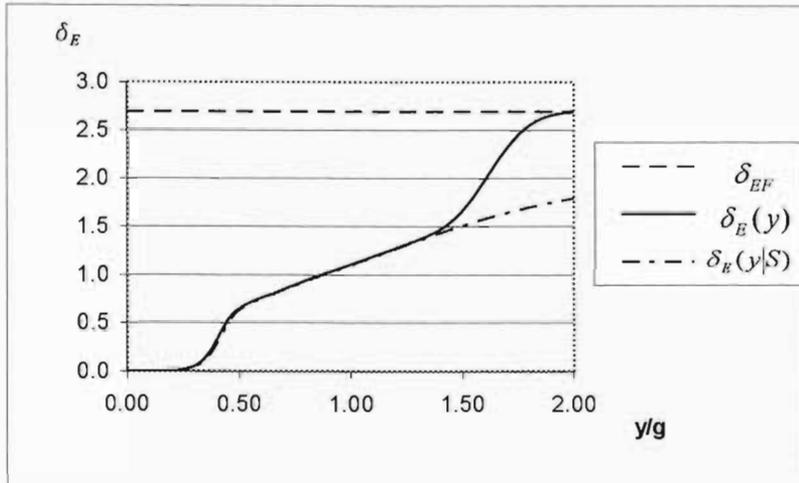


Fig. 5.14a Función de vulnerabilidad en términos de la intensidad sísmica. Sistema SD, $c=0.45$, calculada con costos del caso 1.

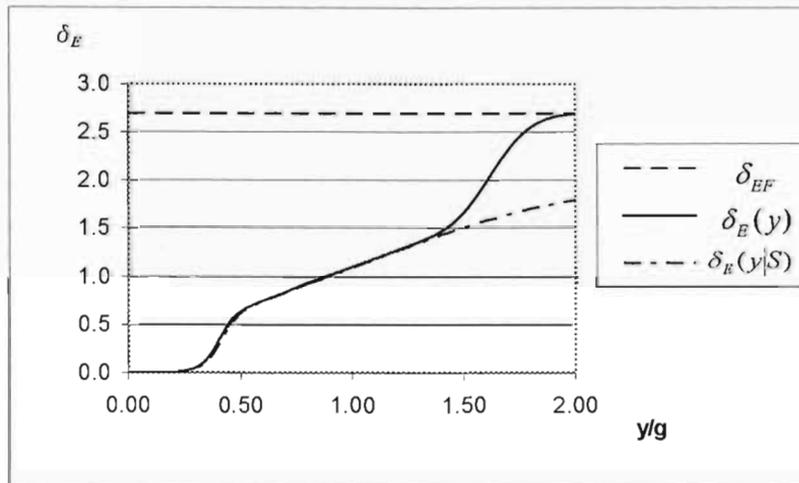


Fig. 5.14b Función de vulnerabilidad en términos de la intensidad sísmica. Sistema SD, $c=0.45$, calculada con costos del caso 2.

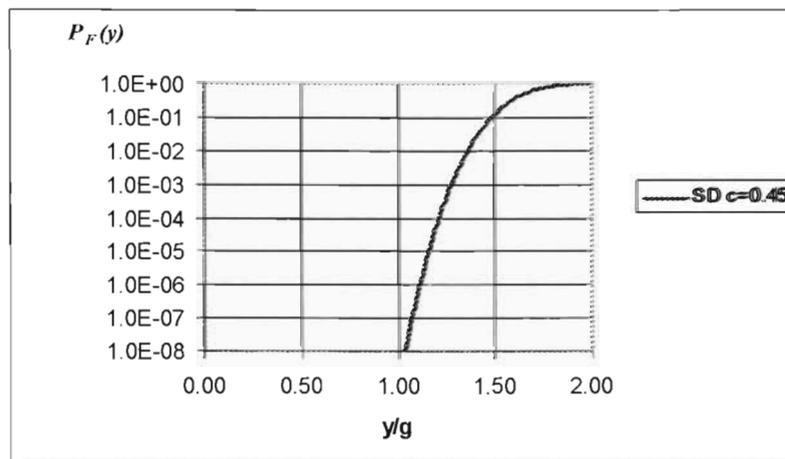


Fig. 5.15 Probabilidad de Falla en términos de la intensidad sísmica. Sistema SD, $c=0.45$

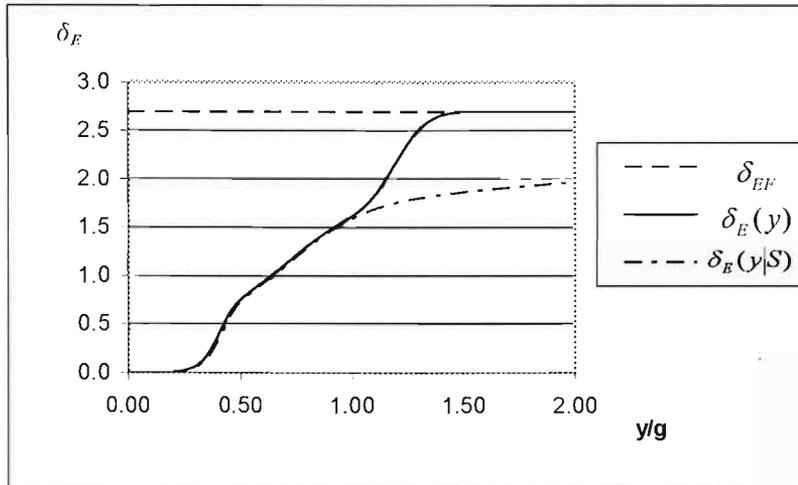


Fig. 5.16a Función de vulnerabilidad en términos de la intensidad sísmica. Sistema SD, $c=0.40$, calculada con costos del caso 1.

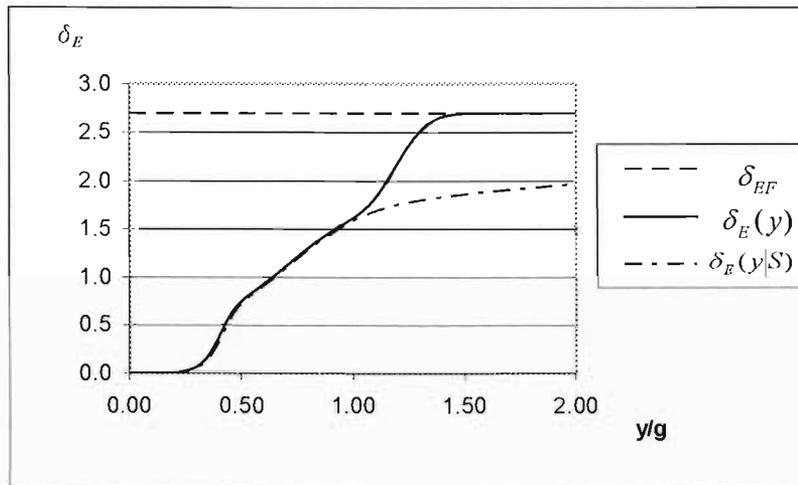


Fig. 5.16b Función de vulnerabilidad en términos de la intensidad sísmica. Sistema SD, $c=0.40$, calculada con costos del caso 2.

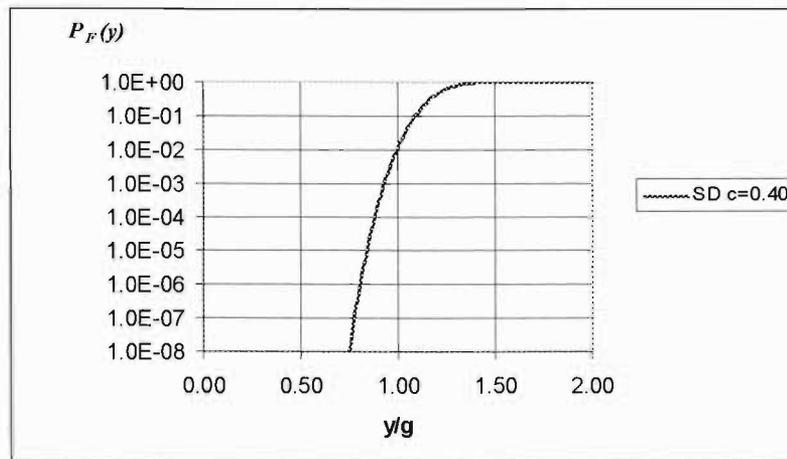


Fig. 5.17 Probabilidad de Falla en términos de la intensidad sísmica. Sistema SD, $c=0.40$

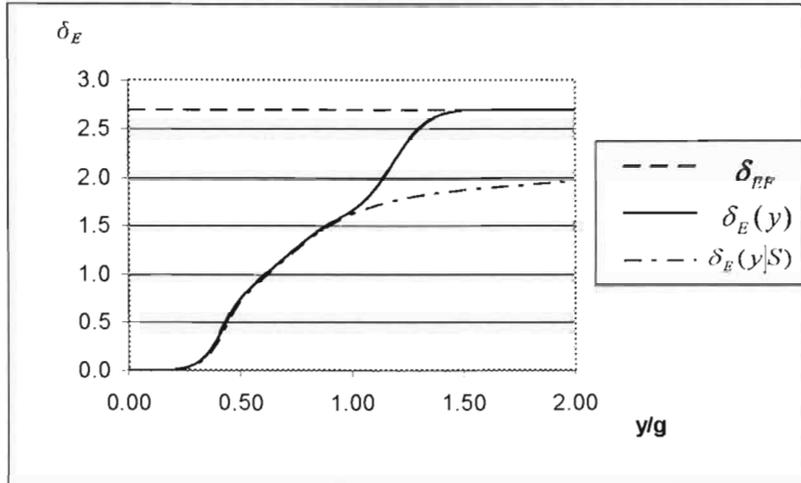


Fig. 5.18a Función de vulnerabilidad en términos de la intensidad sísmica. Sistema SD, $c=0.35$, calculada con costos del caso 1.

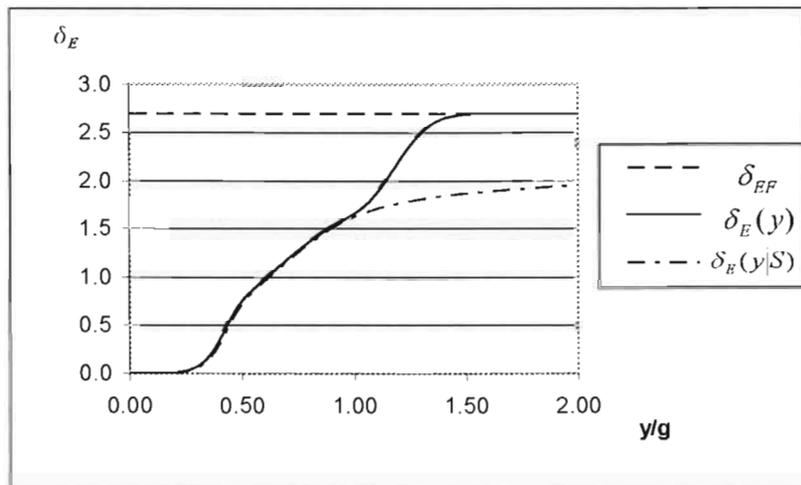


Fig. 5.18b Función de vulnerabilidad en términos de la intensidad sísmica. Sistema SD, $c=0.35$, calculada con costos del caso 2.

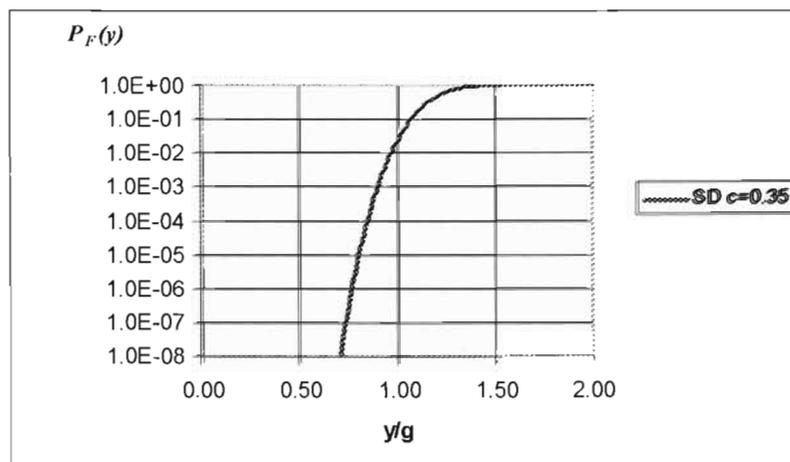


Fig. 5.19 Probabilidad de Falla en términos de la intensidad sísmica. Sistema SD, $c=0.35$.

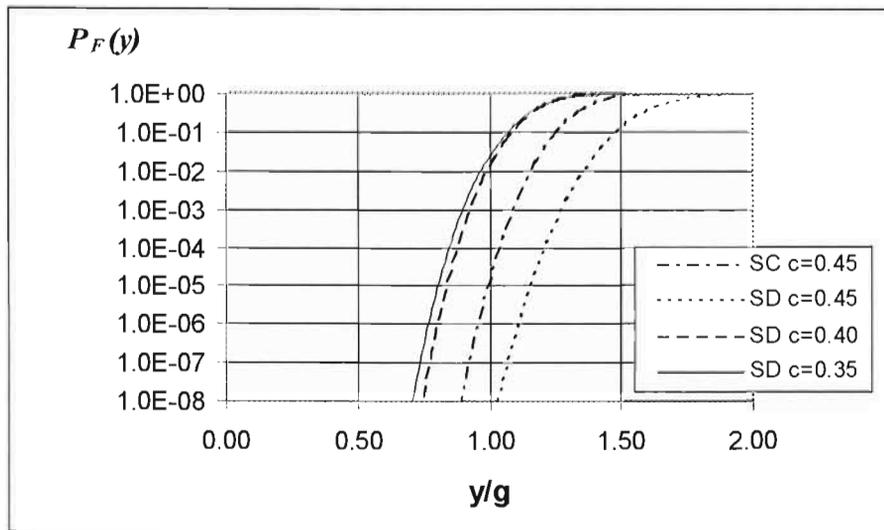


Fig. 5.20 Probabilidad de Falla, para los sistemas SC y SD estudiados, en términos de la intensidad sísmica.

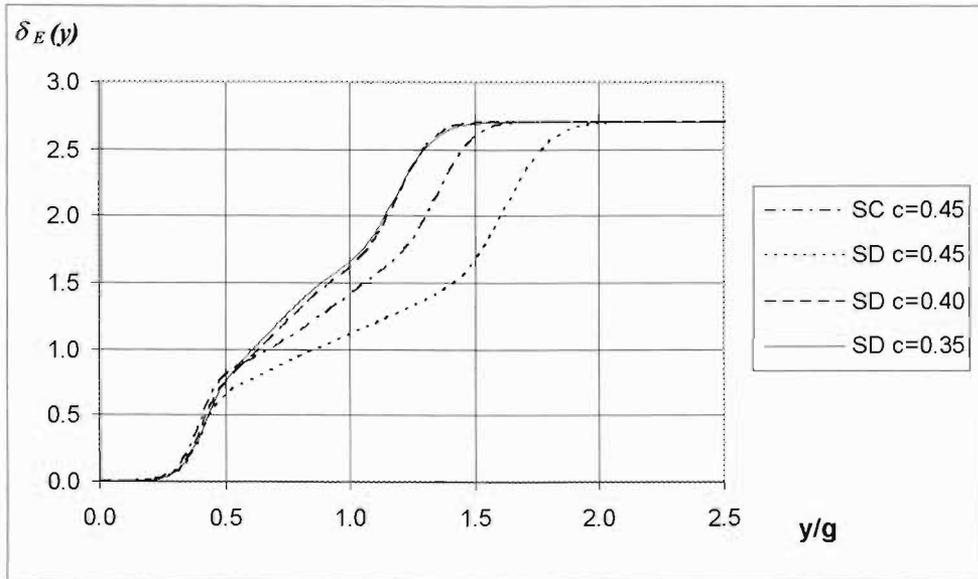


Fig. 5.21a Funciones de vulnerabilidad, para los sistemas SC y SD estudiados, en términos de la intensidad sísmica, considerando costos del caso 1.

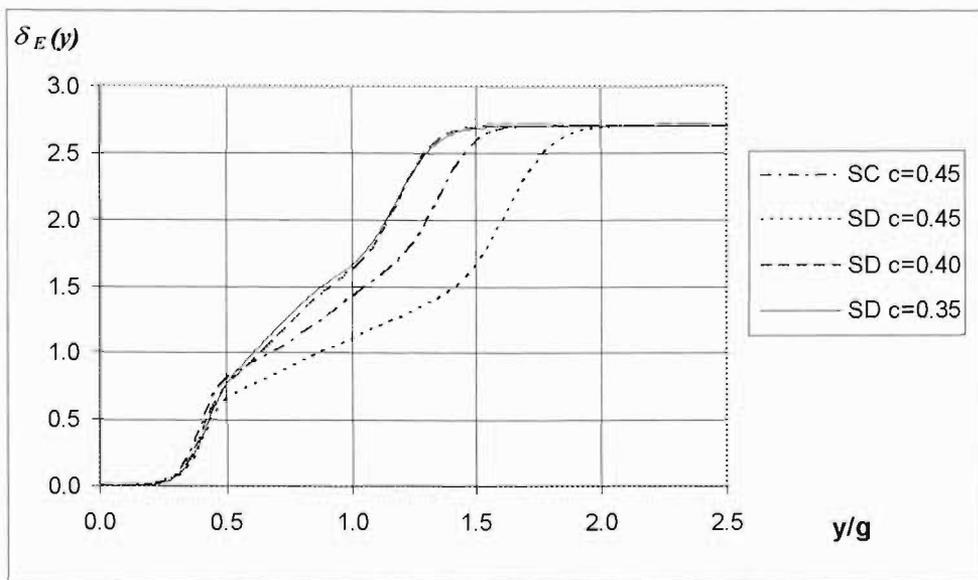


Fig. 5.21b Funciones de vulnerabilidad, para los sistemas SC y SD estudiados, en términos de la intensidad sísmica, considerando costos del caso 2.

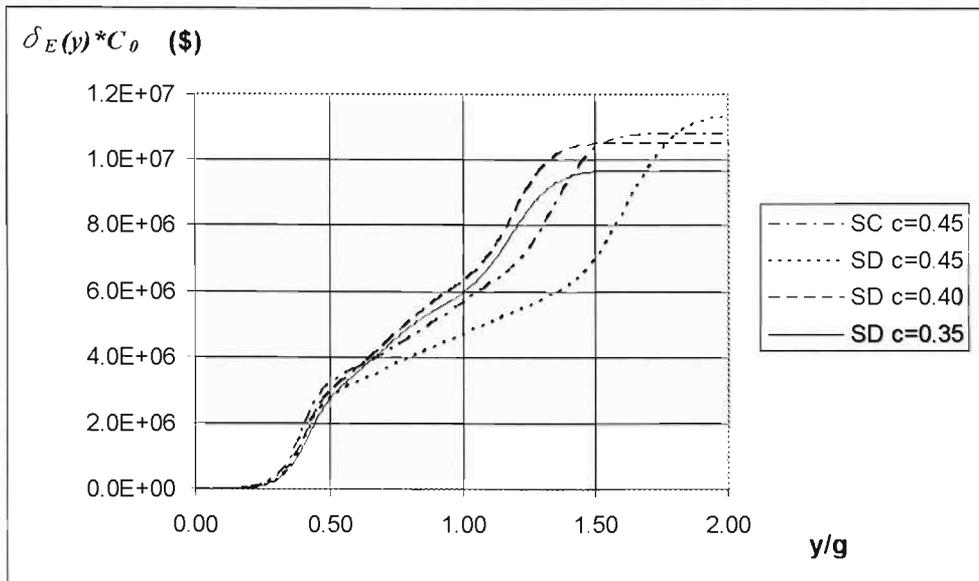


Fig. 5.22a Funciones de vulnerabilidad, para los sistemas SC y SD estudiados, en términos de la intensidad sísmica, considerando costos del caso 1. Costo monetario

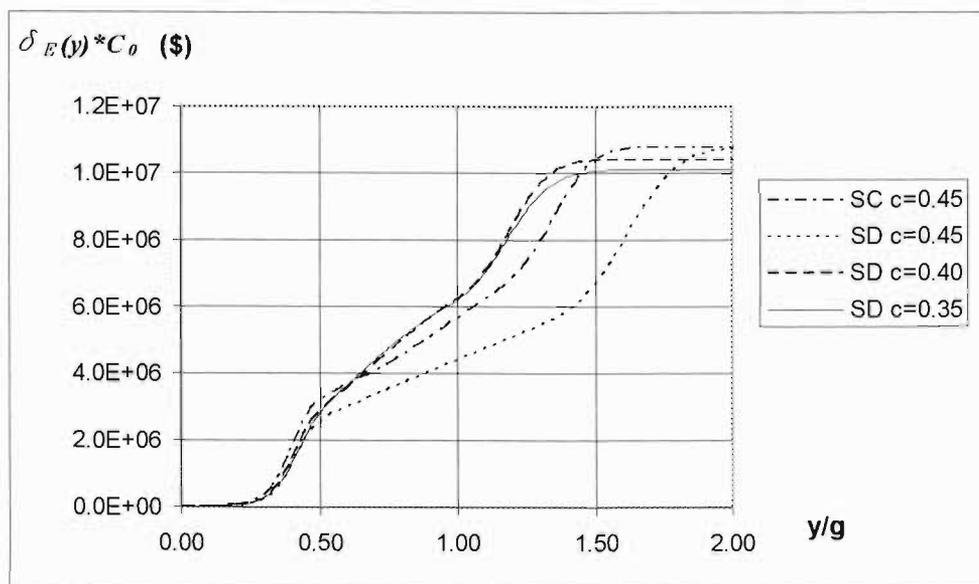


Fig. 5.22b Funciones de vulnerabilidad, para los sistemas SC y SD estudiados, en términos de la intensidad sísmica, considerando costos del caso 2. Costo monetario