



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN  
INGENIERÍA**

**INSTITUTO DE INGENIERÍA**

**FUNCIONES DE DAÑO ACUMULADO PARA  
DECISIONES DE DISEÑO DE EDIFICIOS CON  
DISIPADORES DE ENERGÍA.**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL-ESTRUCTURAS**

P R E S E N T A:

**JESÚS ALBERTO LEÓN MONZÓN**

TUTOR:

**DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ**



MÉXICO D.F., ENERO 2010

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Luis Esteva Maraboto

Secretario: Dr. Escobar Sánchez José Alberto

Vocal: Dr. Orlando Javier Díaz López

1<sup>er</sup>. Suplente: Dr. Jaime García Pérez

2<sup>do</sup>. Suplente: M.I. Octavio García Domínguez

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

**TUTOR DE TESIS:**

---

DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ

# *DEDICATORIAS*

*A mis padres por darme vida, su cariño ya que son una fuerte inspiración y motivación para superarme cada día más y así poder luchar para que la vida nos depare un mejor futuro ,  
Gracias Padres”*

*Jesús Alberto León Monzón*

# AGRADECIMIENTOS.

*Al Concejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) por el apoyo económico brindado para la realización de esta maestría.*

*Al instituto de ingeniería por otorgarme las herramientas tecnológicas e instalaciones para la realización de este trabajo de tesis.*

*Al Dr. Orlando Javier Díaz López por confiar en mí, por su tiempo, por sus comentarios valiosos para esta tesis y por la amistad mostrada en todo este tiempo.*

*A mis sinodales, que dedicaron tiempo valioso en la revisión de este trabajo y que sus comentarios y opiniones fueron de gran ayuda.*

*Al programa Fomento a la Graduación de la UNAM por el apoyo que me brindaron para terminar este trabajo de tesis.*

*A mis maestros de la Universidad Autónoma de Sinaloa por enseñarme el amor al estudio*

*A mis hermanos por su apoyo y amistad incondicional siempre brindada*

*A mis compañeros Dante, Alberto, Inocente y Antonio por la gran amistad brindada en el poco tiempo de conocernos*

*A Guillermo, Carlos, Jonathan, Rodolfo y Mario por la amistad y el asilo que me brindaron estos últimos días.*

*A mis profesores, compañeros del Instituto de Ingeniería de la UNAM y todos aquellos que hicieron posible la confección y elaboración de este trabajo.*

*A ti Brenda por el apoyo y comprensión enorme que me has mostrado todo este tiempo*

---

---

## CONTENIDO.

Resumen	I
Abstract	I
Capítulo 1. Introducción	1
1.1 Introducción	1
1.2 Antecedentes	1
1.3 Objetivos	2
Capítulo 2. Planteamiento del problema	3
2.1 Introducción	4
2.1.1 Dispositivo disipador utilizado	4
2.2 Planteamiento general	4
Capítulo 3. Metodología de diseño y análisis no lineal	7
3.1 Introducción	7
3.2 Mecánica básica del dispositivo TADAS	8
3.3 Metodología de diseño de los sistemas estudiados	10
3.3.1 Variables de control	10
3.3.2 Criterio de diseño	11
3.3.2.1 Diseño preliminar	11
3.3.2.2 Diseño definitivo	12
3.3.3 Estructuras diseñadas	12
3.4 Modelo del edificio para el análisis no lineal	14
Capítulo 4. Incertidumbres estructurales y excitaciones sísmicas	17
4.1 Introducción	17
4.2 Incertidumbre en la geometría de los miembros	17
4.3 Incertidumbre en las cargas gravitacionales	18
4.3.1 Carga muerta	18
4.3.2 Carga viva	19
4.4 Incertidumbres en la resistencia de los materiales	19
4.4.1 Resistencia a la compresión del concreto	19
4.4.2 Incertidumbre en la resistencia a tensión del concreto	20
4.4.3 Incertidumbre en el modulo tangente del concreto	20

4.4.4 Incertidumbre en el porcentaje del acero longitudinal	20
4.4.5 Incertidumbre en el comportamiento mecánico del acero estructural	21
4.5 Excitación sísmica	22
4.5.1 Simulación de registros sísmicos	23
4.5.1.1 Método de las funciones generalizadas de atenuación	23
4.5.1.2 Método de las funciones de Green empíricas	23
4.5.1.3 Método híbrido (Ismael-Esteva, 2006)	24
4.6 Simulación de estructuras	26
Capítulo 5. Modelos analíticos	27
5.1 Introducción	27
5.2 Modelos de comportamiento histerético	28
5.2.1 Modelo Campos-Esteva (1997)	29
5.2.1.1 Curva envolvente o esquelética	30
5.2.1.2 Modelo de daño	30
5.2.1.3 Reglas del modelo de comportamiento histerético (M- $\theta$ )	31
5.3 Elementos disipadores de energía	33
Capítulo 6. Descripción, medición y funciones de daño	34
6.1 Introducción	34
6.2 Índice de daño propuesto	35
6.2.1 Sistema marco convencional	35
6.2.2 Disipadores	37
6.3 Funciones de daño	38
6.3.1 Procedimiento para la obtención de las funciones de daño para el sistema de MC	39
6.3.2 Ajuste de las funciones de daño para el sistema del MC	41
6.3.3 Dispersión de las muestras generadas para el sistema del MC	44
6.3.4 Procedimiento para la obtención de las funciones de daño para el sistema disipador	48
6.3.5 Dispersión de las muestras generadas para el sistema disipador	53
6.4 Distribución del daño en la altura	54
6.4.1 Distribución del daño en la altura del sistema del MC	54
6.4.2 Distribución del daño en la altura del sistema disipador	56
Capítulo 7. Políticas de reparación	60

7.1 Introducción	60
7.2 Políticas de reparación y reemplazo	60
7.3 Solución mediante el método de Montecarlo para el análisis de decisiones	61
7.4 Riesgo sísmico	62
7.4.1 Simulación de intensidades sísmicas y tiempos de ocurrencia	62
7.4.1.1 Intensidad sísmica	62
7.4.1.2 Tiempos de ocurrencia	63
7.5 Simulación de daños estructurales	64
7.5.1 Sistema de marco convencional	64
7.5.2 Sistema disipador de energía	64
7.6 Costo de reparación	65
7.7 Calculo de utilidades	66
Conclusiones	72
Referencias	75
Apéndice A	79

# Resumen.

En este trabajo se realiza un estudio sobre acumulación de daño estructural a dos edificios con disipadores de energía histeréticos sometidos a secuencias de sismos futuros a los que puede estar sujeta la estructura en un determinado ciclo de vida. Los edificios fueron diseñados de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (NTCDS-2004) usando diferentes factores de comportamiento sísmico. Se utiliza un índice de daño basado en la formulación del daño por fatiga, se considera que para cargas cíclicas los elementos de concreto presentan degradación de rigidez y resistencia y que el sistema disipador de energía presenta un comportamiento histerético estable. Las incertidumbres tomadas en cuenta en este estudio son: la excitación sísmica, cargas gravitacionales, geometrías y de resistencia de materiales.

Se obtienen funciones de daño acumulado para diferentes estados de daño inicial e intensidad sísmica. Con las funciones de daño se establecen criterios de mantenimiento y reparación basados en el costo esperado de daños en un ciclo de vida, obtenido mediante la minimización de la suma de los costos iniciales, y los costos de reparación del daño en la estructura y el reemplazo preventivo del sistema disipador de energía.

# Abstract.

A study is made on the structural damage accumulation for two buildings with hysteretic energy dissipating devices under a sequence of possible future earthquake in a life cycle. The buildings were designed in accordance with the specification of the Federal District Building Code and their Complementary Technical Norms (RCDF-2004), using different seismic performance coefficients. A damage index based on the fatigue damage is used. It is considered that for cyclic loads the concrete elements show stiffness and strength degradations and that the energy dissipating device shows a stable hysteretic behavior. The uncertainties considered in this study are the seismic excitations, gravitational loads, geometries, and resistance of materials.

The damage accumulation functions are obtained for different initial damage and seismic intensity states. With these damage functions we establish maintenance and repairing criteria based on the expected cost of damage in the structure, and the preventive replacement of the energy dissipating device.



# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN.

### 1.1 *Introducción.*

Los objetivos del diseño sismo-resistente incluyen la prevención de pérdidas económicas y la protección de las vidas humanas, buscando mantener costos bajos de construcción y mantenimiento. En la práctica esto induce a estructura que deban tener un daño pequeño ante sismos moderados o leves y a soportar daños moderados o importantes, pero sin llegar al colapso ante sismos fuertes. A menos que sea reparada adecuadamente, una estructura dañada por un sismo puede experimentar una reducción en su capacidad para resistir excitaciones futuras. Por lo tanto, las decisiones relacionadas a los criterios de diseño y políticas de reparación y mantenimiento óptimas, deberían ser formuladas en términos de estrategias combinadas que incluyan todo tipo de acciones necesarias, todo ello dentro de un marco de ciclo de vida.

El objetivo principal de este trabajo es definir funciones de distribución de probabilidades de daño en estructuras, dado un daño inicial y una intensidad específica, y desarrollar criterios de optimización para el establecimiento de políticas de reparación y mantenimiento en estructuras dentro de un marco de un ciclo de vida, considerando el proceso de acumulación de daño y la influencia del daño inicial en la vulnerabilidad de las estructuras en sistemas de varios niveles (sistemas detallados).

### 1.2 *Objetivos.*

Los objetivos que se persiguen en este trabajo son:

1. Estudiar marcos típicos de concreto reforzado de varios niveles dotados con disipadores de energía.
2. Definir indicadores de daño locales, de entrepiso y globales de la estructura.
3. Obtener funciones de incremento de daño en las estructuras en función de la intensidad y del daño previo en la estructura.
4. Desarrollar criterios de decisión y establecimiento de políticas de reparación y mantenimiento para los sistemas de marcos.
5. Entender mejor el desempeño de las estructuras diseñadas con coeficientes y criterios dados que servirán en un futuro para establecer coeficientes óptimos de diseño sísmico.

### ***1.3 Antecedentes.***

En los últimos años se realizaron diversos estudios comparativos en edificios de concreto reforzado con y sin disipadores de energía, con objeto de evaluar la efectividad de dichos dispositivos en la reducción de la respuesta inelástica ante excitaciones sísmicas (Urrego (1994), Ávila y Gutiérrez (1994 y 1996), Mejía (1995), etc.). Los resultados obtenidos muestran que la localización de los elementos disipadores 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 Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-2004).

*Díaz et al (1997)* estudiaron el efecto de la acumulación del daño en las estructuras debido a diferentes movimientos sísmicos a los cuales puede estar sometida durante su vida útil. Los autores evaluaron diferentes modelos de comportamiento histerético que toman en cuenta el concepto de daño acumulado, y muestran la importancia que tiene en la respuesta el tipo de comportamiento histerético que se le asigne a los elementos estructurales.

*Ruiz (2000)* presentó un planteamiento para optimizar los criterios de diseño sísmico y las políticas de reparación y/o mantenimiento de sistemas estructurales con dispositivos disipadores de energía, el autor realizó el estudio considerando modelos simples equivalentes de un grado de libertad mediante simulación Montecarlo.

*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 un sistema de un grado de libertad.

*Rivera (2006)* define espectros con tasa anual de falla uniforme para sistemas con disipadores de energía, que incluyen el comportamiento no lineal tanto de la estructura como la del sistema disipador. Modelan a la estructura como un sistema equivalente de un grado de libertad.

*Presichi (2007)* propone la aplicación de dos métodos para el refuerzo de edificios con disipadores de energía sísmica. Los métodos se emplearon para diseñar dos edificios con disipadores TADAS. Estos se supusieron localizados en suelo blando del valle de México. La ventaja de los métodos aplicados es que toman como base los espectros del Apéndice A del RCDF-2004 disminuyendo sus ordenadas espectrales mediante un factor que considera el efecto de los disipadores de energía.

*Castillo (2009)* propone una expresión para encontrar el porcentaje de amortiguamiento crítico viscoso equivalente al que proporciona un sistema con disipadores histeréticos. El criterio se basa en la relación entre las ordenadas espectrales con tasa anual de falla uniforme para sistemas con disipadores histeréticos y las correspondientes a sistemas con disipadores viscosos. El autor analiza estructuras desplantadas en dos tipos de terreno: duro e intermedio.

# CAPÍTULO 2

## PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

### *2.1. Introducción.*

El empleo de elementos disipadores de energía sísmica (EDES) se basa en el balance de la energía de un edificio ante 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.

$E_\xi$  = Energía disipada por amortiguamiento.

$E_H$  = 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.

La respuesta durante la excitación puede ser controlada, ya sea modificando la excitación de entrada ( $E_I$ ) o la disipación de energía ( $E_D$ ). Los dispositivos reductores de respuesta sísmica se pueden dividir en dos grupos: de control pasivo y dispositivos de control activo. Los dispositivos que se utilizaron en esta tesis pertenecen al grupo de control activo y se definen en el siguiente subcapítulo. Una amplia visión sobre el estado de arte y de la practica sobre EDES es presentado por Hanson et al (1993), Jara (1996), Housner et al (1997) y Ruiz (1998).

### 2.1.2 Dispositivo disipador de energía utilizado.

De la gran variedad de dispositivos que se han desarrollado hasta el presente, en este trabajo se ha hecho la selección de uno de ellos para su estudio. Así, en el párrafo siguiente se presenta una descripción general del dispositivo TADAS (*Triangular plate Added Damping And Stiffness*).

El dispositivo TADAS es un disipador constituido por placas triangulares de acero dispuestas en paralelo, el cual lo describe Tsai et al (1991). La base de cada placa está soldada a otra placa rígida, que se aproxima a la condición de empotramiento. La conexión del otro extremo asegura el movimiento libre en la dirección vertical. El disipador provee tanto resistencia como rigidez lateral. Para cargas de viento o sismo leves, se diseña el dispositivo para funcionar en rango elástico. Para sismos intensos las placas se deforman de manera inelástica, y disipan así una porción de la energía de entrada. El número y dimensiones de las placas se determinan según las demandas de disipación de energía de una aplicación particular. La base mayor de la placa se conecta al nivel de viga, mientras que la otra se articula con una unión de bulón a dos contravientos dirigidos a la base de las columnas. En Figura 2.1 se observan detalles del dispositivo.

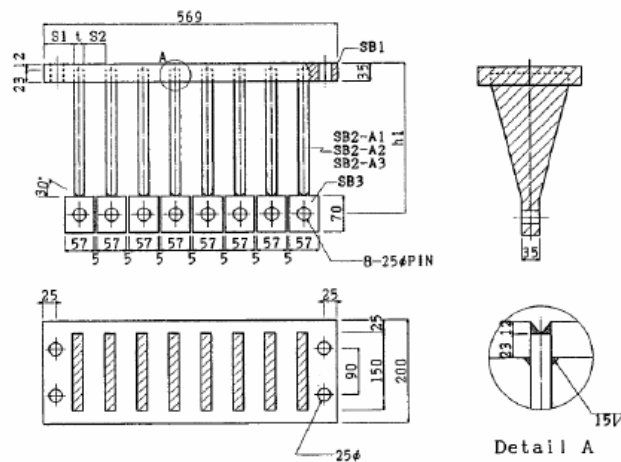


Fig. 2.1 Sistemas disipadores de energía TADAS (Tsai et al, 1991).

Las características mecánicas y de resistencia de este dispositivo se explican en el capítulo siguiente.

### 2.2 Planteamiento general.

La ingeniería del riesgo implica el desarrollo y la aplicación de herramientas de evaluación de peligros y vulnerabilidades, así como la administración inteligente de recursos limitados. En la evaluación de peligros deben considerarse en forma explícita las incertidumbres asociadas a la ocurrencia del peligro, con el fin de medir la posibilidad de que se presenten

demandas mecánicas sobre las estructuras. Además, la consideración de la vulnerabilidad debe hacerse en términos cuantitativos para establecer de manera objetiva y concreta, cuáles son las condiciones de seguridad o inseguridad en que se encuentra la estructura ante la posible ocurrencia del peligro. Tanto las políticas de diseño como de mantenimiento, deben incluir medidas claras y tangibles del grado en el que la estructura puede defenderse y sobrevivir, o tener un desempeño preestablecido, en caso que se presente la demanda de resistencia.

Un concepto nuevo que se está introduciendo en los enfoques modernos de búsqueda de un control del desempeño estructural, es el considerar expectativas de todos los eventos que pueden impactar este desempeño, es decir, considerar el plazo de ciclo de vida de la estructura y no solamente las condiciones iniciales de esta. Esto significa que debe preverse, con la cantidad de información que se posee al planear y diseñar la estructura, el posible desempeño en el futuro o vida útil nominal de la misma. Lo anterior involucra predecir la evolución de los daños así como establecer las acciones de mantenimiento necesarias para eliminar tal daño y así ayudar a que la estructura tenga un mejor desempeño.

Lo anterior en un marco de relación óptima costo/beneficio que, en tiempos de recursos limitados, ayuda a mejorar la distribución de recursos. La relación costo/beneficio se establece en función del costo esperado en el ciclo de vida.

El considerar funciones de daño para establecer políticas de reparación en el ciclo de vida de la estructura, es el principal objetivo de este trabajo.

A continuación se mencionan brevemente cada una de las partes que integran este trabajo dándose mayor detalle posteriormente en el presente trabajo.

**a). Modelos estudiados**

Se utilizan sistemas estructurales de 10 niveles con simetría en planta y elevación. No se consideran los efectos de torsión.

**b). Diseño de los modelos estudiados.**

El diseño sismorresistente se realizó de acuerdo con el RCDF-2004 para diseños de estructuras de concreto, diseño por sismo y criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones.

**c). Análisis estructural.**

Se realizó análisis dinámicos no-lineal paso a paso, este análisis se realizó con el programa computacional DRAIN-2D que utiliza el modelo de degradación de rigidez y resistencia (Campos y Esteva,1997) y considera interacción suelo estructura (Mendoza , 1981). Los valores del subsistema suelo-cimentación fueron calculados con base en expresiones de las NTCDS-2004 en su Apéndice A.

***d). Metodología.***

Este trabajo fue realizado de acuerdo con la siguiente metodología:

- i) Selección de modelos estructurales.
- ii) Diseño de modelos estructurales.
- iii) Simulación de las propiedades de los edificios a estudiar.
- iv) Simulación de registros sísmicos.
- v) Análisis estructural.
- vi) Obtención de las funciones de daño.
- vii) Cálculo del costo a largo plazo.
- viii) Comentarios finales.

# CAPÍTULO 3

## METODOLOGÍA DE DISEÑO Y ANÁLISIS NO LINEAL.

### *3.1 Introducción.*

En este capítulo se describen las características de los dos edificios estudiados de 10 niveles con disipadores de energía tipo TADAS, diseñados con diferentes factores de comportamiento sísmico,  $Q=2$  y  $Q=4$ . Los dos edificios son para uso de oficinas desplantados en la zona IIIb del valle de México.

Las intensidades de las cargas son:

- Para los dos casos estudiados se estimó una carga muerta para los niveles 1 al 9 de  $520 \text{ kg/m}^2$  y para el último nivel de  $380 \text{ kg/m}^2$ .
- La carga viva considerada para el análisis y diseño del edificio fueron las estipuladas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal para los diferentes estados de carga.

La figura 3.1a muestra la vista en elevación del edificio de 10 niveles considerado. La altura del primer entepiso es de 4 metros y de 3 metros las de los niveles restantes. En la figura 3.1b se muestra la planta del edificio, este tiene tres crujías en cada dirección ortogonal. El ancho de la crujía es de 6 metros en ambas direcciones. Los elementos disipadores de energía fueron colocados únicamente en los marcos exteriores de la estructura, y se consideraron instalados en la crujía intermedia del marco, tal como se muestra en la figura 3.1

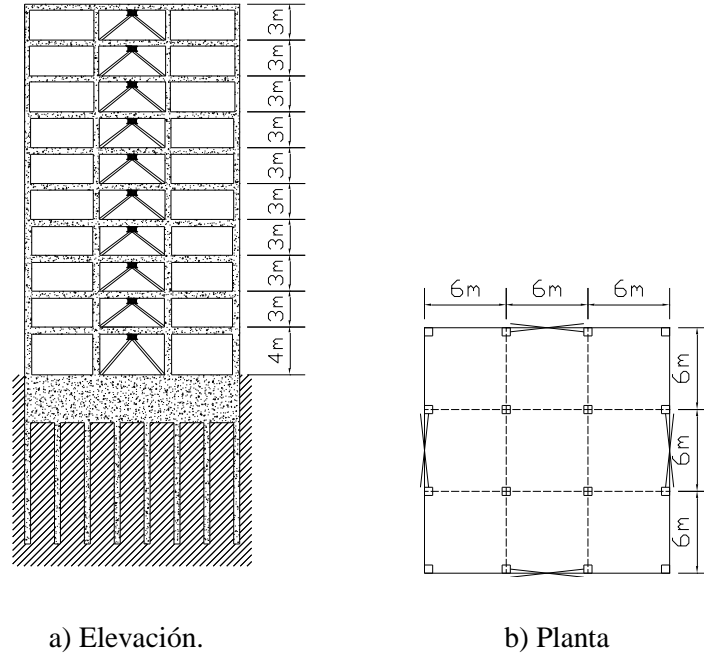


Fig.3.1 Edificio 10 niveles con disipadores de energía tipo TADAS.

### 3.2 Mecánica básica del dispositivo TADAS.

De la fig. 3.2 suponiendo la base de la placa (TADAS) totalmente restringida a cualquier desplazamiento y despreciando la deformación por cortante, la rigidez lateral teórica,  $K_d$ , del dispositivo TADAS está dada por (Tsai et al, 1991):

$$K_d = \frac{NEbt^3}{6h^3} \quad (3.1)$$

donde: E es el módulo de elasticidad, N el número de placas triangulares, t el espesor de la placa, b y h son la base y la altura de la placa triangular, respectivamente.

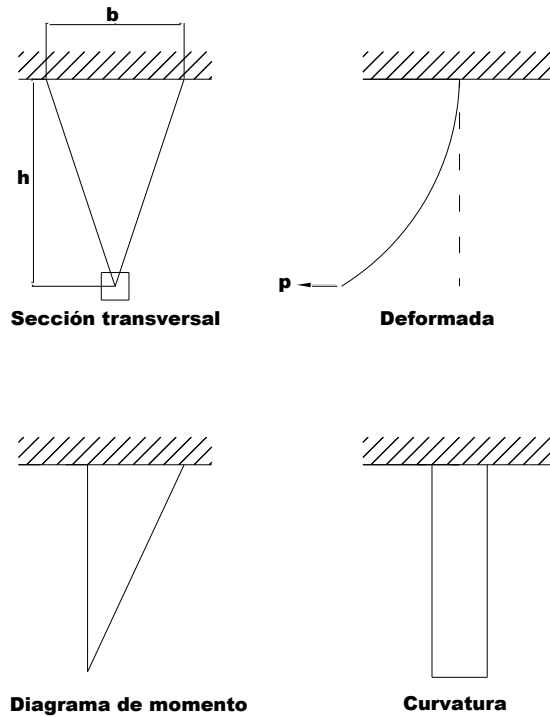
La fuerza y el desplazamiento a la fluencia en el sistema disipador de energía están dadas por (Tsai et al, 1991):

$$P_y = \frac{F_y N b t^2}{6h} \quad (3.2)$$

$$\Delta_y = \frac{F_y h^2}{Et} \quad (3.3)$$

donde:  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia del metal de la placa,  $P_y$  la fuerza que provoca la fluencia en la placa y  $\Delta_y$  el desplazamiento de fluencia de la placa.

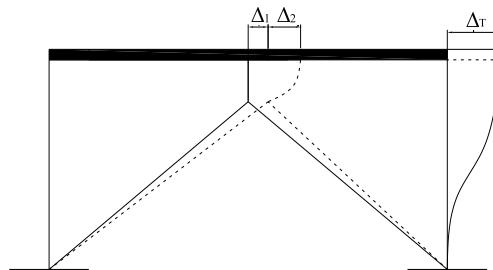




*Fig.3.2 Comportamiento básico de la placa Triangular bajo carga puntual (Tsai, 1991).*

De las ecuaciones 3.2 a la 3.4, se nota que la relación  $\frac{h}{t}$  es un parámetro importante en la obtención de las propiedades mecánicas de el dispositivo TADAS. De acuerdo con la ecuación 3.2, si el parámetro  $\frac{h}{t}$  decrece, la rigidez lateral del dispositivo se incrementa rápidamente.

En la ecuación 3.2 solamente se consideró la contribución a la rigidez lateral de las placas triangulares. Sin embargo, la rigidez total que aporta el dispositivo TADAS está influenciada por la flexibilidad de las diagonales que soportan el sistema disipador de energía (fig.3.3), por lo tanto la rigidez aportada por el sistema disipador de energía es equivalente a un sistema de resortes en serie como el mostrado en la figura 3.4.



*Fig.3.3 Deformada de un marco con TADAS ante carga lateral.*

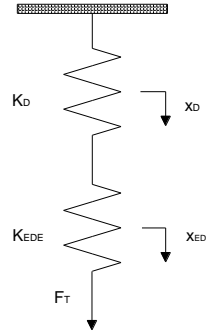


Fig. 3.4 Sistema de resortes en serie.

De la figura 3.4 se tiene que:

$$F = K_D x_D \quad (3.4) \quad F = K_{EDE} x_{EDE} \quad (3.5) \quad F = K_e x_T \quad (3.6)$$

Donde:  $x_T$  es el desplazamiento total del sistema,  $x_{EDE}$  y  $x_D$  son los desplazamientos en el sistema disipador y por las diagonales debido a la acción de una carga  $F$  respectivamente,  $K_D$  es la rigidez de las diagonales,  $K_{EDE}$  es la rigidez del disipador,  $K_e$  es la rigidez equivalente del sistema en conjunto. De la ecuación 3.5 a 3.7 se tiene que:

$$\frac{F}{K_e} = \frac{F}{K_{EDE}} + \frac{F}{K_D} \quad (3.7)$$

De esta expresión se puede deducir la siguiente:

$$K_e = \frac{K_{EDE} K_D}{K_{EDE} + K_D} \quad (3.8)$$

### 3.3 Metodología de diseño de los sistemas estructurales estudiados.

El diseño de los edificios con elementos disipadores de energía sísmica (EDES) se realizó mediante el uso de ciertas variables de control, las cuales definen en forma general las características de la estructura y su comportamiento ante una historia sísmica dada. De igual forma los daños en la estructura, en el marco convencional (MC) y en los EDES, y por lo tanto los costos de reparación, dependen también de dichas variables.

#### 3.3.1 Variables de control.

Las variables de diseño consideradas en este estudio para el edificio con EDES son:  $r_k$ , definida como la relación entre la rigidez lateral del elemento disipador de energía,  $K_d$ , y la rigidez total,  $K$ , en cada entrepiso del edificio y  $r_R$ , que es la relación entre la resistencia lateral del elemento disipador,  $K_d$ , a la resistencia lateral total del sistema MC-EDES,  $K$ , en cada entrepiso del edificio.

### 3.3.2 Criterio de diseño.

Para el análisis y el diseño de los sistemas con disipadores de energía no se utilizó ninguno de los métodos propuestos en otros estudios para el caso de este tipo de estructuras (p.ej. Campos (2005) y Presichi (2007)). Se optó por aplicar los criterios establecidos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-2004), y sus normas técnicas complementarias para estructuras convencionales.

En su diseño se aplicó el apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS-2004), con el fin de considerar el efecto de la interacción suelo-estructura.

Hacer el análisis y diseño de esta forma tiene la desventaja de no tomar en cuenta en forma adecuada, las características de comportamiento del dispositivo disipador de energía y su contribución al comportamiento general de la estructura. Por otro lado, será posible calibrar lo adecuado de los criterios que establece el Reglamento, para ser aplicados a este tipo de estructuras.

De acuerdo con lo anterior, se establece el procedimiento de diseño de las estructuras con disipadores de energía, tal como se describe a continuación.

#### 3.3.2.1 Diseño preliminar.

En concordancia con lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTCDS-2004), respecto a la distorsión máxima de entrepiso para el estado límite de servicio de 0.004, se realiza un dimensionamiento preliminar de la siguiente forma:

1. Se obtiene los pesos estimados de los sistemas de piso y se calculan las fuerzas sísmicas de diseño laterales mediante el método estático, de acuerdo con las NTCDS-2004 para el factor de comportamiento sísmico  $Q$  requerido. Se estima el periodo del edificio de  $n$  niveles en forma aproximada, por ejemplo con  $T = 0.10n$ .
2. Se toma un desplazamiento relativo máximo de entrepiso para el estado límite de servicio igual a:

$$\delta_{mei} \leq 0.004h_{ei} \quad (3.9)$$

donde:  $h_{ei}$  es la altura del entrepiso  $i$  y  $\delta_{mei}$  es el desplazamiento relativo máximo permisible del entrepiso  $i$ .

3. Se calculan las rigideces de entrepiso,  $K_{ei}$ , que debe tener el edificio a partir del cortante de entrepiso,  $V_{ei}$ , y la distorsión relativa máxima anterior.

$$K_{ei} = \frac{V_{ei}}{0.004h_{ei}} \quad (3.10)$$

$V_{ei}$  es el cortante correspondiente que da lugar a la deformación  $0.004h_{ei}$ .

4. Se calcula el valor de las rigideces laterales que tomarán el MC y el sistema de EDES, para la relación de rigideces,  $r_k$ , elegida.
5. Utilizando las fórmulas de Wilbur, para el cálculo de las rigideces laterales de marcos planos, se obtienen las dimensiones preliminares de los elementos del MC, mediante una operación inversa; es decir dada la rigidez lateral de un entrepiso del marco calculada en los pasos 3 y 4, se obtienen las dimensiones de los elementos que lo componen (vigas y columnas).
6. Se dimensionan los EDES de tal manera que la rigidez del mismo sea aproximadamente igual a la proporción de la rigidez lateral  $r_k$  supuesta, considerando la flexibilidad de las diagonales (ec. 3.9).
7. Después de establecer el pre-dimensionamiento, se modeló el edificio y se calcularon las distorsiones mediante el uso del espectro de las NTCDS-2004 del apéndice A.

### **3.3.2.2 Diseño definitivo.**

El prediseño anterior se utiliza como punto de partida para realizar el diseño definitivo de la estructura con disipadores de energía.

A pesar de que se conocen las variables de diseño, es complicado definir directamente las propiedades de los miembros que compone a cada uno de los sistemas (EDES y MC), de tal manera que satisfagan los valores de las relaciones de rigideces y resistencia deseados. Esto es debido a que la forma de determinar las dimensiones preliminares corresponden a modelos simplificados que se usan en la práctica, que ignoran las deformaciones axiales en columnas y estas alteran significativamente los valores que resultan (Campos,2005).

Para poder definir las dimensiones finales del diseño, se realizó un proceso iterativo en el cual se fueron variando las dimensiones de los elementos que constituyen el MC y el número de placas en el caso de los EDES, obtenidos en el diseño preliminar hasta que se satisfizo los desplazamientos relativos, la relación de rigideces y la relación de resistencia, aplicando las NTCDS-2004(con el apéndice A) y las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCDCEC-2004). Para el caso de EDES como se dijo anteriormente, estos se consideraron del tipo TADAS. Su diseño se realizó aplicando las ecuaciones 3.2 a 3.4 y 3.9. Con ellas fue posible diseñar tanto las diagonales en las cuales se apoyan las placas, como el número de placas mínimo que requiere cada disipador.

### **3.3.3 Estructuras diseñadas.**

Siguiendo el criterio de diseño descrito en el subcapítulo 3.3.2, en la tabla 3.1 y 3.2 se muestran las dimensiones obtenidas del diseño de los edificios para  $Q=4$  y  $Q=2$ , tanto para las traveses y columnas como para el elemento disipador, respectivamente. En las figuras 3.5a y 3.5b se muestra la rigidez lateral con que contribuye cada sistema (MC y EDES), así

como la rigidez lateral total. En las figuras 3.6a y 3.6b se muestra el cortante de diseño que absorbe cada sistema (MC y EDES), así como el cortante total de diseño, para los edificios diseñados con  $Q=4$  y  $Q=2$  respectivamente

Para el caso de la estructura diseñada con  $Q=2$ , no fue posible mantener las relaciones de  $r_k$  y  $r_R$  especificadas en el diseño, para todos los entrepisos de la estructura ( fig. 3.5b y 3.6b). Esto se debió a que en el diseño de este tipo de estructuras, se trató de cumplir con los requisitos que marca el RCDF (2004) y sus Normas Técnicas Complementarias, lo cual llevó a diseños un poco diferentes al requerido en algunos entrepisos inferiores.

NIVEL	DIMENSIONES (cm)		DIMENSIONES DEL DISIPADOR (cm)			
	COLUMNAS (bxh)	TRABES(bxh)	$t_d$	$h_d$	$b_d$	N
1	60X60	35X65	5	40	35	12
2	60X60	35X65	5	40	35	8
3	60X60	35X65	5	40	35	8
4	60X60	35X65	5	40	35	8
5	50X50	30X55	5	35	24	5
6	50X50	30X55	5	35	24	5
7	50X50	30X55	5	35	24	5
8	40X40	25X50	5	35	24	3
9	40X40	25X50	5	35	22.5	3
10	40X40	25X50	5	35	22.5	3

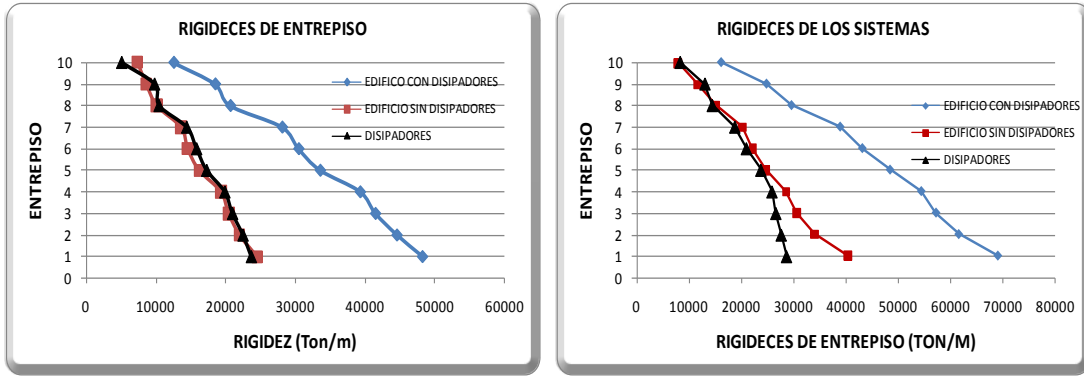
Nota:  $b$  es la base de elemento trabe o columna,  $h$  es la altura del elemento trabe o columna,  $t_d$  es el espesor de las placas del EDES,  $h_d$  es la altura de las placas del EDES,  $b_d$  es la base de las placas del EDES,  $N$  es el número de placas por marco que contiene los EDES.

**Tabla 3.1. Propiedades geométricas de elementos del edificio diseñado con  $Q=4$**

NIVEL	DIMENSIONES (cm)		DIMENSIONES DEL DISIPADOR (cm)			
	COLUMNAS (bxh)	TRABES(bxh)	$t_d$	$h_d$	$b_d$	N
1	60X60	35X65	5	40	35	12
2	60X60	35X65	5	40	35	12
3	60X60	35X65	5	40	35	12
4	60X60	35X65	5	40	35	12
5	50X50	30X55	5	35	24	8
6	50X50	30X55	5	35	24	8
7	50X50	30X55	5	35	24	8
8	40X40	25X50	5	35	24	6
9	40X40	25X50	5	35	22.5	6
10	40X40	25X50	5	35	22.5	6

Nota:  $b$  es la base de elemento trabe o columna,  $h$  es la altura del elemento trabe o columna,  $t_d$  es el espesor de las placas del EDES,  $h_d$  es la altura de las placas del EDES,  $b_d$  es la base de las placas del EDES,  $N$  es el número de placas por marco que contiene los EDES.

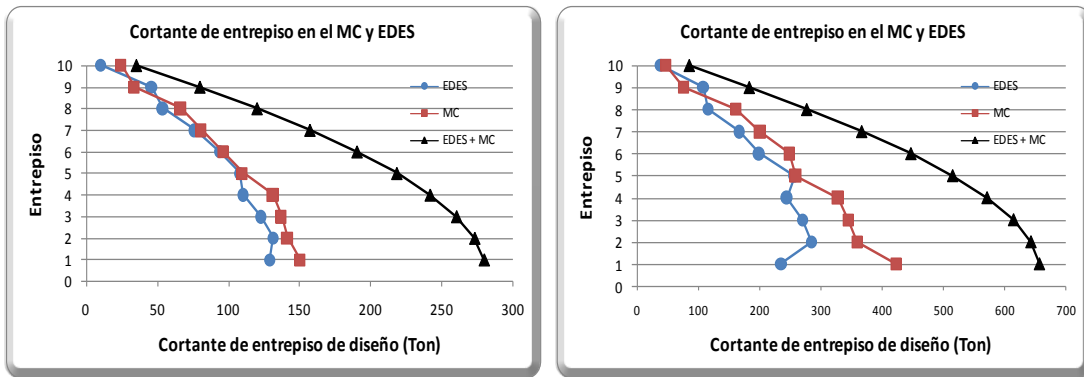
**Tabla 3.2 Propiedades geométricas de elementos del edificio diseñado con  $Q=2$ .**



a)  $Q=4$

b)  $Q=2$

Fig.3.5 Relación de rigideces del sistema de marcos y el sistema disipador.



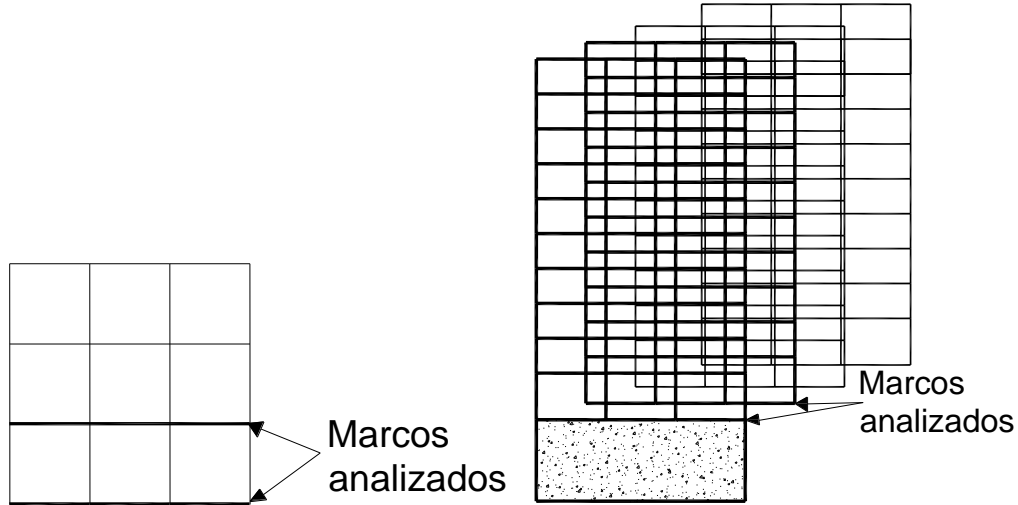
a)  $Q=4$

b)  $Q=2$

Fig.3.6 Cortante de diseño para cada entreciso para el sistema completo (MC+EDES), el MC y los EDES.

### 3.4 Modelo del edificio para el análisis de respuesta no lineal.

El análisis dinámico no lineal paso a paso de las estructuras se realizó mediante una variante del programa Drain-2d (Powell, 1973), en el cual se incorporó el modelo de histéresis de elementos de concreto con degradación de rigidez y resistencia, desarrollado por Campos y Esteva (1997) (ver capítulo 5), así como el efecto de interacción suelo-estructura utilizando el modelo y las subrutinas desarrolladas por Mendoza (1981). Los análisis se hicieron considerando dos marcos en paralelo, uno exterior y uno interior. El unir los marcos en forma paralela permite hacer una mejor representación gráfica de la interacción suelo-estructura (Fig.3.7).



3.7 Análisis de edificio mediante un marco interior y uno exterior

El modelo utilizado en el programa Drain-2d para representar el comportamiento estructural de los disipadores de energía en cada entrepiso se muestra en la figura 3.8.

Estos se modelan con dos barras diagonales que van de la base de cada columna a un nodo intermedio de la crujía del nivel siguiente. Estas diagonales se consideran suficientemente rígidas y resistentes para no presentar deformaciones importantes. Del punto intermedio al que llegan las diagonales se colocan dos elementos que trabajan axialmente. Uno de los elementos esta ligado al nodo izquierdo superior que forma la crujía en ese entrepiso y el otro al nodo derecho superior. Estos elementos representan al elemento disipador de energía.

Las propiedades de estos elementos se estimaron de la siguiente manera:

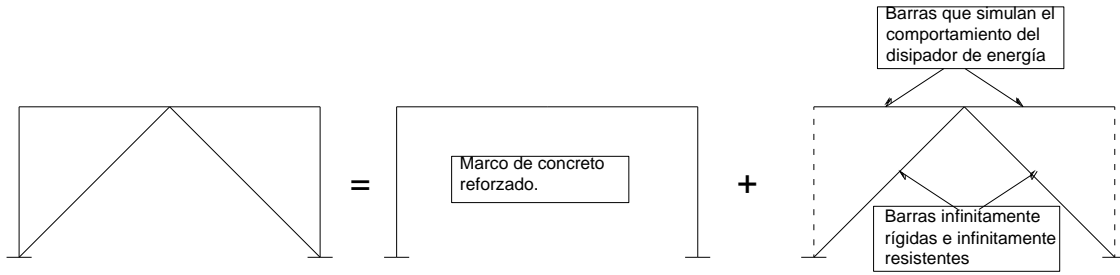
- Se calcula el valor de la rigidez que aporta el elemento disipador de energía en cada entrepiso.
- Se calcula el valor de la carga de fluencia de los disipadores de energía de cada nivel.
- La rigidez que aportan las barras que simulan el comportamiento disipador de energía se obtiene como:

$$K_{disipador} = \frac{2E_{Barra}A_{Barra}}{L_{Barra}} \quad (3.11)$$

Donde: “A” es el área de la barra, L es su longitud, E su módulo de elasticidad y K la rigidez que aporta el sistema disipador de energía.

De la ecuación 3.11 se obtiene:

$$A_{Barra} = \frac{2K_{disipador}L_{Barra}}{E_{Barra}} \quad (3.12)$$



**3.8 Modelación del dissipador de energía.**

- El esfuerzo de fluencia de las barras que representan al dissipador de energía se calcula como:

$$f_y = \frac{P_y}{2A_{Barra}} \quad (3.14)$$

Donde  $P_y$  es la carga que provoca la fluencia en los dissipadores.



# CAPÍTULO 4

## INCERTIDUMBRES ESTRUCTURALES Y EXCITACIÓN SÍSMICA.

### **4.1 *Introducción.***

En el diseño de las estructuras se utilizan factores de carga y valores nominales de sus propiedades geométricas y mecánicas. Estos valores son conservadores con respecto a los valores más probables que se tienen en realidad en la estructura y con ellos se trata de tomar en cuenta las incertidumbres asociadas con dichos valores (cargas , resistencia, geometría, etc.).

Debido a lo anterior, en la realización de los estudios de confiabilidad es necesario considerar a la estructura con los valores reales de cargas, propiedades geométricas y mecánicas que presentan.

De igual forma, los valores de los parámetros que definen el comportamiento de las estructuras, tales como la geometría, resistencia y solicitaciones estructurales, presentan un determinado grado de incertidumbre que hacen que los intentos por predecir el comportamiento de las mismas no sea determinista. Estas incertidumbres orillan al ingeniero a realizar estudios basados en conceptos de probabilidades y técnicas de análisis estadístico, con la finalidad de considerar la variabilidad de tales parámetros en el estudio de la confiabilidad de los sistemas estructurales. Esto puede hacerse utilizando la técnica de simulación estadística mediante el método de Monte Carlo.

La simulación de tales parámetros consiste en considerarlos como variables aleatorias y generar valores aleatorios con la función de probabilidad y parámetros estadísticos que le corresponden.

### **4.2 *Incertidumbres en la geometría de los miembros.***

Los valores medios así como las desviaciones estándar correspondientes de las dimensiones de los elementos estructurales, se tomaron de acuerdo a estudios realizados por Mirza y MacGregor (1979a), donde evaluaron las propiedades estadísticas, media y desviación estándar, de las diferencias o errores entre las dimensiones reales de las secciones transversales de elementos y la correspondientes dimensiones proyectadas. En la tabla 4.1 se

dan los valores de la media y desviación estándar encontrados en dicho estudio para el ancho, altura y recubrimiento de las secciones de trabes y columnas. Se considera que las variables aleatorias presentan una distribución de probabilidad normal.

Concepto	Valor medio(cm)	Desv. Estándar(cm)
Ancho de viga	$b+0.254$	0.366
Altura de viga	$h-0.279$	0.544
Recubrimiento inferior de la viga	$r+0.160$	1.11
Recubrimiento superior de la viga	$r+0.320$	1.59
Ancho de la columna	$b+0.159$	0.635
Altura de la columna	$h+0.159$	0.635
Recubrimiento de la columna	$r+0.635+0.004h$	0.42

**Tabla 4.1 Valores medios de las propiedades de las secciones.**

### 4.3 Incertidumbre en las cargas gravitacionales.

#### 4.3.1 Carga muerta.

Las cargas muertas que actúan en las construcciones son afectadas por las variaciones que se tienen en las dimensiones finales de los elementos que las conforman, así como en la estimación correcta del peso volumétrico de los materiales. Actualmente no se cuenta con datos estadísticos que describan la variabilidad espacial de la carga muerta en los edificios, la única información disponible es la que se refiere a la variabilidad en los pesos de los materiales, de la que es posible inferir en forma aproximada la carga muertas actuantes sobre las estructuras.

Meli (1976) considera que la carga muerta posee una función de distribución de probabilidad tipo gamma, independientemente de la carga viva y con un valor medio igual a:

$$\bar{w}_c = \frac{w_m}{1 + 2Cv_m} \quad (4.1)$$

$\bar{w}_c$ : Valor medio de la carga muerta.

$w_m$ : Valor nominal de la carga muerta.

$Cv_m$ : Coeficiente de variación de la carga muerta.

Debido a que no se cuenta con algún modelo que describa el comportamiento de la carga muerta sobre las estructuras, en este estudio las magnitudes de las cargas se consideran como variables aleatorias correlacionadas de piso a piso. Por cada entrepiso se adopta una variable aleatoria, caracterizada por una función de distribución marginal tipo Gamma, con

media dada por la ec 4.1 y coeficiente de variación igual a 0.08. La correlación entre los diferentes niveles se tomó de acuerdo con Alamilla (2001).

#### **4.3.2 Carga viva.**

Ésta se considera basándose en el modelo de Pier y Cornell (1973). En este trabajo se toma el desarrollo hecho por Alamilla (2001), el cual incorpora los resultados obtenidos del estudio de Soriano y Ruiz (1997), para el caso de estructuras construidas en el Distrito Federal. En este estudio el valor medio de la carga viva se encuentra igual a  $m_v = 75 \frac{kg}{m^2}$ .

#### **4.4 Incertidumbres en la resistencia de los materiales.**

##### **4.4.1 Resistencia a la compresión del concreto.**

Comúnmente, la resistencia a compresión del concreto se cuantifica a partir de ensayos de cilindros en laboratorios a los 28 días después de haberse realizado el colado. Sin embargo, esta forma de estimar la resistencia a compresión es controlada, es decir, se establece un control sobre algunos parámetros que son importantes para la determinación de la resistencia, como son el procedimiento de curado, temperatura, etc. Debido a esto, la resistencia varía una cierta cantidad con respecto a la resistencia a compresión especificada,  $f_c$ .

La resistencia del concreto que forma una estructura difiere de la de los cilindros ensayados en laboratorio debido a que los ambientes controlados que se tienen en laboratorio son muy difíciles de conseguir en la construcción.

De acuerdo con Mendoza (1991) las propiedades estadísticas de la resistencia a compresión del concreto en la estructura, como función de la resistencia media obtenida de ensayos experimentales de cilindros de concreto, están dadas por relaciones  $\bar{f}_{cm} = 0.95\bar{f}_c$  y  $V_{cm} = 1.15V_c$ , donde  $\bar{f}_{cm}$  es la resistencia media del concreto a compresión en la estructura,  $\bar{f}_c$  es la resistencia media de ensayos de cilindros sometidos a compresión,  $V_{cm}$  es el coeficiente de variación de la resistencia a compresión de concreto en la estructura y  $V_c$  es el coeficiente de variación de la resistencia a compresión que proviene de ensayos de cilindros de concreto.

Con base en pruebas de cilindros de concreto de resistencia nominales especificadas, Meli y Mendoza (1991) estimaron los primeros momentos estadísticos de la resistencia a compresión de concretos, y determinaron que es posible representar dicha resistencia mediante una función de distribución de probabilidades normal. De acuerdo con estos investigadores, para una resistencia nominal de  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  (la que se utiliza en este trabajo), la resistencia a compresión del concreto en cilindros tiene media igual a  $f_c = 268 \text{ kg/cm}^2$  y coeficiente de variación  $V_c = 0.167$ .

De igual forma se consideran inciertos los parámetros que definen las leyes constitutivas del concreto. Se toma el modelo de Mander et al (1988) para definir la curva esfuerzo deformación del concreto.

#### ***4.4.2 Incertidumbre en la resistencia a tensión del concreto.***

La resistencia a tensión del concreto,  $f_t$ , se relaciona con el agrietamiento de los elementos de concreto cuando estos se someten a momentos flexionantes. De acuerdo con Mendoza (1984), esta propiedad se representa adecuadamente para concretos fabricados en el D.F. como  $f_t = \phi_t \sqrt{f'_c}$ , en donde  $\phi_t$  es una variable aleatoria con parámetros  $\mu_{\phi_t} = 1.935$  y  $C_{v\phi_t} = 1.935$  y distribución lognormal. De acuerdo con esta ecuación, es fácil darse cuenta de que la resistencia a tensión del concreto se correlaciona con su resistencia a compresión. Hasta ahora esta correlación no se ha podido evaluar de los ensayos de los cilindros de concreto, debido a que las resistencias a compresión y a tensión de dichos cilindros provienen de muestras distintas; por esta razón, en lo que sigue, la correlación entre dichas variables se estima de acuerdo con la metodología de Alamilla (2001).

#### ***4.4.3 Incertidumbre en el módulo tangente del concreto.***

El módulo tangente caracteriza el comportamiento de elementos estructurales de concreto sometidos a esfuerzos axiales y cortantes. Esta propiedad, igual que la resistencia a tensión del concreto, se relaciona con su resistencia nominal a compresión, por medio de  $E = \phi_E \sqrt{f'_c}$ , donde  $\phi_E$  es una variable aleatoria. A partir de gráficas esfuerzo-deformación de cilindros de concreto fabricados con agregados típicos del valle de México y ensayados a compresión por Mendoza (1984), se han estimado la media y el coeficiente de variación de la variable  $\phi_E$ , cuyos valores son  $\mu_{\phi_E} = 8500$  y  $C_{v\phi_E} = 0.12$ . Estas propiedades estadísticas se calcularon a partir de mediciones de valores experimentales de  $E_c$ , que resultaron de evaluar la pendiente de la recta que interseca a la curva esfuerzo-deformación, en el punto en que el esfuerzo asociado a dicha curva es igual a 40% del esfuerzo máximo de la resistencia a compresión del concreto.

#### ***4.4.4 incertidumbre en el porcentaje de acero longitudinal.***

El área de acero de refuerzo longitudinal en elementos de concreto es una combinación de barras de acero de diámetros dados, por lo que la suma de las áreas de las barras de acero será diferente a la cantidad de área de acero que se obtiene de los cálculos en el diseño. De acuerdo con Mirza y Mac Gregor (1979b) el área de acero real en cada sección transversal es posible representarla mediante la variable aleatoria  $A_R = \phi A_D$ , donde  $\phi$  es una variable aleatoria,  $A_D$  es el área de acero en cada lecho que resulta del diseño convencional, por lo que es una variable determinista. Se supone que las áreas de acero en cada lecho son independientes,  $\phi$  se puede representar con una distribución del tipo lognormal con parámetros  $\bar{\phi}$  y  $C_{v\phi}$  iguales a 1.01 y 0.04, respectivamente.

#### 4.4.5 Incertidumbre en el comportamiento mecánico del acero estructural.

El comportamiento de elementos de concreto reforzado y por consiguiente, el de la estructura en su conjunto, depende esencialmente de la resistencia y de la capacidad de disipar energía de deformación del acero estructural en los elementos de concreto. De pruebas experimentales de probetas de acero ensayadas a tensión, Rodríguez y Botero (1996) determinaron el comportamiento esfuerzo-deformación de varillas fabricadas en México y representaron dicho comportamiento por medio de una función caracterizada por tres zonas, que se definen a continuación (fig.4.1): a) Zona elástica: el esfuerzo está dado por la relación  $f_s = E_s \varepsilon_s$  y ocurre en el intervalo  $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$ , donde  $\varepsilon_s$  es la deformación de la varilla en cuestión,  $\varepsilon_y = 0.002$  es la deformación de fluencia en el acero y  $E_s$  es el módulo de elasticidad del acero, b) Zona plástica: el esfuerzo está dado por la relación  $f_s = f_y$  y ocurre en el intervalo  $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$ , donde  $\varepsilon_{sh}$  es la deformación del acero correspondiente al inicio de la zona de endurecimiento por deformación, c) Zona de endurecimiento por deformación: el esfuerzo está dado por la expresión dada por Mander (1984), que se representa por medio de la siguiente ecuación:

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left( \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^P \quad \text{para } f_y \leq f_s \leq f_{su} \quad (4.2)$$

Donde  $f_{su}$  es el esfuerzo máximo que corresponde a la deformación  $\varepsilon_{su}$ , P es un parámetro adimensional que controla la forma de la ecuación anterior. Después de que esta función alcanza el esfuerzo máximo, se presenta una disminución gradual de esfuerzos, así como un aumento continuo de deformaciones hasta la ruptura del acero, la que ocurre a una deformación  $\varepsilon_{suu}$ .

Con base en los resultados obtenidos de las probetas ensayadas y con el fin de representar las características observadas por medio de las ecuaciones descritas arriba, se evaluaron las propiedades estadísticas (media y desviación estándar) de los parámetros que controlan la curva esfuerzo-deformación del acero a partir del siguiente conjunto de variables.

$$f_y = f_y \quad (4.3)$$

$$\varepsilon_0 = f_{su} - f_y \quad (4.4)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{sh} - \varepsilon_y \quad (4.5)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (4.6)$$

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_{suu} - \varepsilon_{su} \quad (4.7)$$

En la tabla 4.2 se muestran los valores de los parámetros estadísticos de las variables anteriores, así como las correlaciones entre ellas.

Parámetro	Coef. Variación	Media	Coeficiente de correlación					
			$f_y$	$\epsilon_0$	$\epsilon_1$	$\epsilon_2$	$\epsilon_3$	P
$f_y$	0.069	8.43	1	--	--	--	--	--
$\epsilon_0$	0.0104	7.96	-0.56	1	--	--	--	--
$\epsilon_1$	-0.2239	-7.06	-0.07	-0.03	1	--	--	--
$\epsilon_2$	-0.0842	-2.13	-0.2	0.03	-0.32	1	--	--
$\epsilon_3$	-0.35	-4	0.02	0.01	0.38	0.07	1	--
P	0.0905	1.23	-0.21	0.26	-0.1	0.28	-0.02	1

Tabla 4.2. Parámetros estadísticos del logaritmo de las variables que describen el comportamiento del acero estructural.

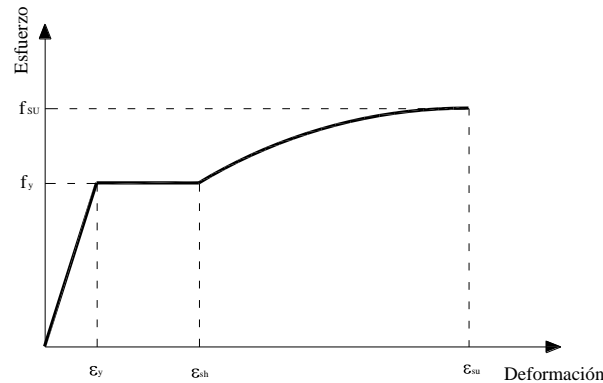


Fig.4.1 Curva esfuerzo deformación típica en barras de refuerzo (adaptada de Rodríguez y Botero, 1997).

#### 4.5 Excitación sísmica.

El estudio que se realiza aquí, corresponde al caso de estructuras desplantadas en terreno blando del valle de México. Estas estructuras se suponen desplantadas en el sitio de SCT. Para el análisis de respuesta sísmica se toma una familia de acelerogramas simulados. Estos sismos se simulan aplicando el método híbrido propuesto por Ismael y Esteva (2006) el cual se describe mas adelante. Los acelerogramas así simulados se escalan para representar diferentes intensidades sísmicas.

Como medida de intensidad sísmica, se tomó al valor de la ordenada espectral correspondiente al periodo de vibración fundamental de la estructura para un porcentaje de amortiguamiento crítico igual al 5 por ciento.

#### ***4.5.1 Simulación de registros sísmicos.***

En este trabajo se simularon registros sísmicos con el método híbrido propuesto por Ismael y Esteva (2006). Este método híbrido aprovecha las ventajas que presentan el método de las funciones generalizadas de atenuación (Alamilla et al, 2001) y el método de las funciones de Green empíricas (Ordaz et al, 1995).

Para fines de establecer criterios de diseño sísmico se requiere, para el sitio de interés, contar con la caracterización adecuada de las intensidades sísmicas. Esto se puede lograr con estudios de peligro sísmico que proporcionan los niveles más probables de las intensidades que se pueden presentar en el sitio. En tales estudios se deben incluir las diferentes fuentes sismogénicas que afectan al sitio de interés y deben generarse muestras representativas de historias detalladas del movimiento del terreno, con características adecuadas de la fuente sismogénica, de amplitudes, de la trayectoria que siguen las ondas sísmicas hasta el sitio y de las propiedades dinámicas del terreno (Ismael, 2003).

A continuación se hace una descripción específica y breve de las propuestas hechas por Alamilla et al(2001) y Ordaz et al(1995).

##### ***4.5.1.1 Método de las funciones generalizadas de atenuación.***

El criterio desarrollado por Alamilla et al(2001), permite obtener acelerogramas simulados a partir de la suposición de que los acelerogramas se consideran como una realización de un proceso estocástico no estacionario gaussiano, con parámetros estadísticos que dependen de la magnitud y la distancia del evento sísmico. Para relacionar el valor de estos parámetros con la magnitud y la distancia de un evento dado, se emplean funciones generalizadas de atenuación.

Este método tiene la virtud de introducir la incertidumbre en la magnitud y la distancia del evento que genera cierta intensidad en un sitio dado. Pero una de sus desventajas es que no siempre genera historias detalladas realistas del movimiento del terreno. Esto puede deberse a la gran incertidumbre que se introduce en las estimaciones de los parámetros referidos.

##### ***4.5.1.2 Método de las funciones de Green empíricas.***

El método de las funciones de Green empíricas permite simular registros de sismos de gran magnitud utilizando registros de sismos de magnitud menor. La ventaja de este método es que la información de la fuente, de la trayectoria y los efectos de sitio están incluidos en los registros pequeños (Hartzell, 1978). El criterio propuesto por Ordaz et al, (1995) corresponde a una superposición aleatoria de una función de Green empírica (FGE), de acuerdo con una ley de escalamiento  $\omega^2$  para todas las frecuencias. Se considera que los parámetros de fuente para la FGE son conocidos y solo se debe especificar el parámetro de decaimiento de esfuerzo del sismo a simular (sismo objetivo). Se considera también que la extensión del área de ruptura del sismo objetivo corresponde a una fuente puntual, pero la

duración de la ruptura corresponde al tamaño de dicha área. El método no considera los efectos de directividad de la fuente.

El método no requiere de un gran número de parámetros para describir a la fuente, lo cual lo hace atractivo para fines prácticos.

#### **4.5.1.3 Método híbrido (Ismael y Esteva 2006).**

Haciendo uso de los métodos descritos anteriormente, Ismael y Esteva (2006) proponen un método para simular acelerogramas. Desarrollan funciones de atenuación en términos de la magnitud y la distancia, con el fin de establecer factores de escala aplicables a los registros sísmicos para transformar estas señales a aquellas correspondientes a la distancia del sitio a la fuente correcta, antes de utilizarlas como funciones de Green convencionales. Esto es debido a que no siempre se cuenta con registros sísmicos que corresponden a la distancia y magnitud deseada del sismo que se requiere.

En los párrafos siguientes se describe el método híbrido. Para mayores detalles consultar resultados y alcance en Ismael y Esteva (2006).

- 1. Determinación de  $M$  y  $R$  dado un valor de intensidad.** Para determinar la combinación de valores de  $M$  y  $R$  asociados a un nivel de intensidad en el sitio de interés, es necesario hacer una definición adecuada de la media de la intensidad; como se dijo anteriormente, aquí se emplea como medida la ordenada del espectro lineal de pseudoaceleraciones para el periodo fundamental de la estructura de interés, para un amortiguamiento del 5% del crítico. Se utiliza el criterio propuesto por Alamilla (2001), que toma en cuenta la incertidumbre de los valores de  $M$  y  $R$  que pueden generar un temblor para un valor dado de intensidad asociado a un periodo de recurrencia dado.
- 2. Determinación de los parámetros de fuente.** Estos son los momentos sísmicos ( $M_0$ ) y la caída de esfuerzos ( $\Delta\sigma$ ), y son requeridos para llevar a cabo el proceso de simulación cuando se utiliza el método de las funciones de Green empíricas (MFGE). Estos valores se pueden calcular de acuerdo a lo propuesto por Ismael y Esteva (2006).
- 3. Selección del registro semilla (Función de Green).** La función de Green puede ser obtenida de la base de datos reales en el sitio de interés.
- 4. Determinación del factor de escalamiento de la función de Green.** El factor de escalamiento modifica a la función de Green por efecto de la distancia. Para ello se aplican las funciones desarrolladas por Ismael y Esteva (2006), en las cuales dicho factor es función de la intensidad de Arias.
- 5. Obtención de registros sintéticos.** Utilizando la técnica desarrollada por Ordaz et al., (1995) y aplicando el factor de escalamiento obtenido en el paso anterior a la función de Green original se procede a generar los acelerogramas sintéticos.



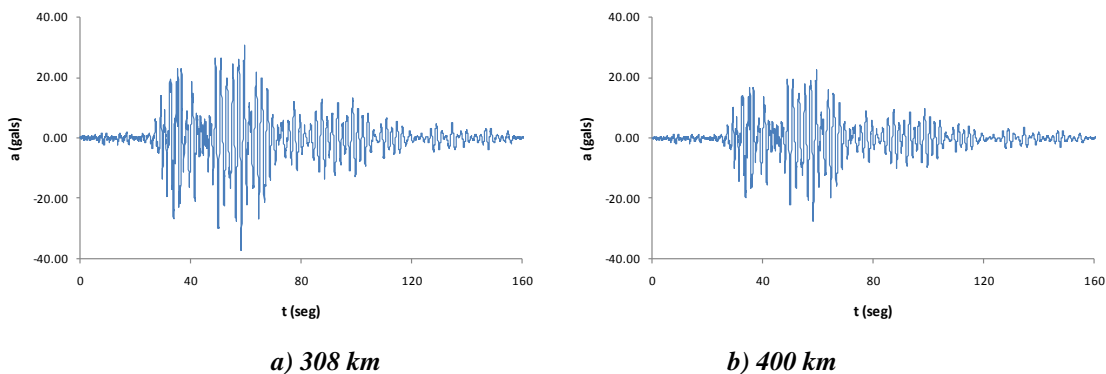
En este estudio se tomaron los resultados obtenidos en el trabajo de Ismael y Esteva (2006) para simular los acelerogramas que se emplean en este estudio. En el se tomó la intensidad asociada a un periodo de retorno de 485 años, la cual fue igual a  $490 \text{ cm/s}^2$ . Se obtuvieron dos parejas de valores de M y R, dados en la tabla 4.3.

Magnitud sísmica M	Distancia R	Momento sísmico $M_0$	Caída de esfuerzo
8.2	308Km	$2.5 \times 10^{28}$ dinas-cm	150 bars.
8.2	400 Km	$2.4 \times 10^{26}$ dinas-cm	150 bars.

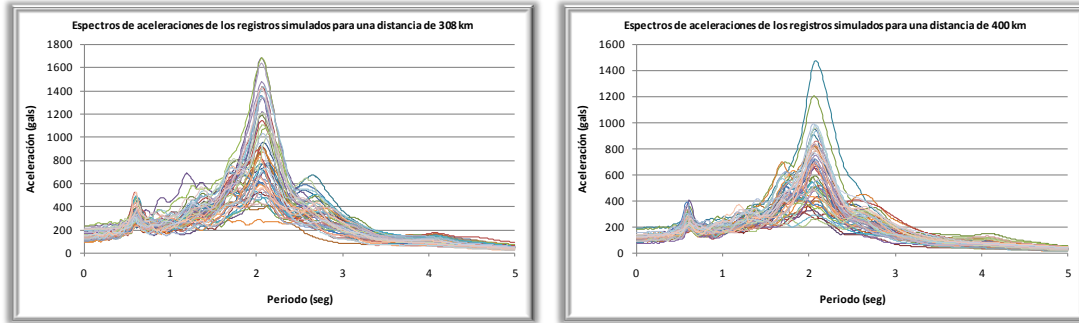
*Tabla 4.3. Datos para generar movimientos sísmicos sintéticos.*

La función de Green utilizada fue el registro de SCT del 25 de abril de 1989 componente E-W ( $M_s=6.9$  y  $R=310 \text{ Km}$ ). Esta función de Green fue tomada para la distancia  $R=308 \text{ km}$ , ya que la distancia simulada era casi igual a la del evento real. Para la distancia  $R=400 \text{ km}$  se tomó la misma función de Green modificada por un factor de escala de 0.743.

En la figura 4.2 se presenta la función de Green utilizada para cada pareja de M y R considerada. En la fig. 4.3 se muestran los espectros de respuesta elásticos para un amortiguamiento del 5 % del crítico, que se tiene para los acelerogramas simulados para cada pareja de M y R.



**Fig.4.2 a) Función de Green utilizada para  $M=8.2$  y  $R=308 \text{ km}$   
 b) Función de Green utilizada para  $M=8.2$  y  $400 \text{ km}$  (modificada por distancia)**



*a) 308 km*

*b) 400 km*

*Fig.4.3 Espectros de registros sísmicos simulados para diferentes distancias focales, a) 308 km, b) 400 km.*

#### **4.6 Simulación de estructuras.**

De los modelos diseñados con propiedades nominales, se simularon 100 sistemas estructurales para cada diseño. Estas simulaciones se realizaron con la metodología propuesta por Alamilla (2001), utilizando el método de Montecarlo. Las simulaciones se hicieron utilizando una versión del programa simestru.exe (Alamilla, 2001). Este programa simula las incertidumbres mencionadas en los párrafos anteriores.

# CAPÍTULO 5.

## MODELOS ANALÍTICOS.

### *5.1 Introducción.*

Durante las últimas décadas, utilizando los resultados de pruebas experimentales, se han desarrollado una cantidad considerable de modelos analíticos, que tratan de representar el comportamiento histerético de los elementos de concreto reforzado (CR) ante cargas cíclicas. Estos modelos han ido evolucionando de tal manera que la representación de la respuesta cíclica de los elementos de CR es cada vez más aproximada a la realidad. Lo anterior se ha hecho debido a que la respuesta no lineal de las estructuras depende en gran parte de la buena representación del comportamiento cíclico de los elementos que la componen (Bonett, 2003).

Existen una gran cantidad de variables que influyen en el comportamiento histerético, tales como: la sección transversal, la cantidad de acero de refuerzo transversal y longitudinal, la cantidad de anclaje tanto de acero longitudinal como transversal, las propiedades de los materiales constitutivos, la adherencia entre ellos y el tipo y magnitud de las cargas actuantes. Esto hace que por lo menos sea necesario tener en cuenta la variación de los siguientes parámetros:

- La rigidez en la carga y descarga, ya que es un parámetro determinante en la magnitud de la deformación.
- El ancho en los ciclos de histéresis, incluyendo el efecto de estrechamiento, que determina la cantidad de energía disipada en los ciclos de carga.
- La disminución de los ciclos de histéresis, en comparación a la resistencia obtenida a partir de la envolvente a carga monotónica, que determina la estabilidad de la respuesta y la tasa de aproximación de la falla del elemento.

De esto se determina que un modelo de comportamiento histerético debe ser capaz de representar la evolución de la rigidez, resistencia y el estrechamiento bajo cualquier historia de desplazamientos (Bonett, 2003).

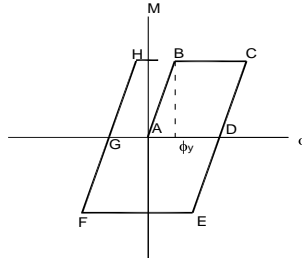
Existe una serie de modelos constitutivos que definen la no linealidad del material y que representan el comportamiento histerético de los elementos, unos más detallados que otros, pero la mayoría considera los siguientes tres factores fundamentales.

- Deterioro de rigidez en la descarga inelástica.
- Cambio de rigidez por cierre de grietas
- Deterioro en la resistencia.

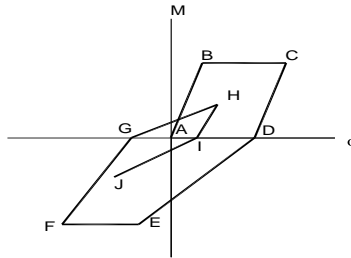
### ***5.2 Modelos de comportamiento histerético.***

El primer modelo y el más simple utilizado fue el llamado modelo elastoplástico (fig. 5.1). Utilizan la teoría clásica de la plasticidad, con módulo plástico constante. Las rigideces de las ramas de descarga y recarga son paralelas a la rama elástica de la carga inicial, por lo tanto, los lazos de histéresis son muy anchos y sobreestiman la cantidad de energía disipada, por lo que no resulta adecuada para el análisis no lineal de las estructuras de concreto reforzado. Con la necesidad que se tenía de una representación más realista del comportamiento histerético, Clough y Johnston (1966) desarrollaron un modelo que es una variante al modelo elastoplástico, donde se incorporaba el efecto de la degradación de rigidez. Con esta modificación se mejoró la capacidad de simulación del comportamiento a flexión y como consecuencia se redujo la disipación de energía histerética por ciclo de carga (fig. 5.2). El modelo de Takeda et al (1970) es más refinado y sofisticado que los antes mencionados, fue desarrollado a partir de ensayos experimentales de elementos de concreto reforzado en la Universidad de Illinois, este modelo incluye tanto cambios de rigidez por agrietamiento del concreto como por fluencia y el endurecimiento por deformación. Existen variantes del modelo de Takeda en la que sus autores definen una serie de reglas para carga reversible dentro de los lazos de histéresis, lo cual mejora sustancialmente el modelo presentado por Clough y Johnston (1966). Otros modelos se han desarrollado, muchos de ellos para representar el comportamiento de tipos específicos de elementos estructurales (acero, madera, prefabricados, híbridos acero- concreto, muros de mampostería, etc.).

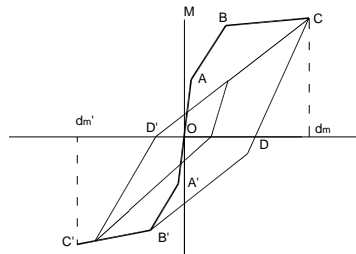
En este trabajo se utiliza el modelo desarrollado por Campos y Esteva (1997), para representar el comportamiento histerético de elementos a flexión, el cual representa el deterioro de rigidez y resistencia. Este modelo es una variante del modelo presentado por Wang y Shah (1987) y modificado con base en información experimental. El modelo fue incorporado al programa DRAIN-2D ( Powell, 1973) como un nuevo elemento.



**Fig. 5.1** modelo elastoplástico.



**Fig. 5.2** Modelo de comportamiento histerético de Clough y Johnston (1966).



**Fig. 5.3** Modelo de comportamiento histerético de Takeda (1970).

### 5.2.1 Modelo Campos-Esteva (1997)

En este modelo se considera que en los miembros estructurales pueden ocurrir deformaciones angulares concentradas cuando se alcanzan localmente las capacidades en flexión. Estas concentraciones de deformación angular se representan mediante articulaciones plásticas, caracterizadas por las leyes constitutivas que relacionan sus deformaciones angulares con los momentos que actúan sobre ellas. Cada ciclo de carga produce sobre la articulación una deformación, un incremento de daño, y por ende un deterioro de sus propiedades de rigidez y resistencia. En consecuencia, el daño sufrido por un elemento en una sección depende de la historia de deformaciones locales a la que haya estado sometida dicha sección.

**5.2.1.1 Curva envolvente o esqueletal.**

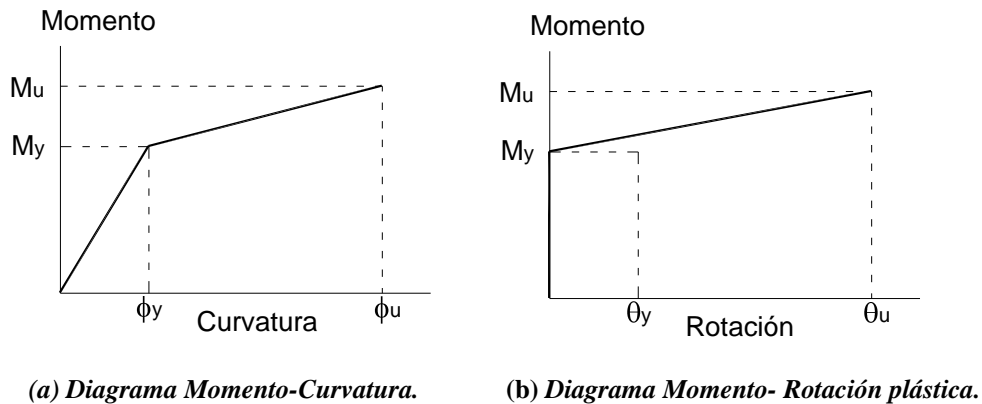
El comportamiento histerético de los elementos presenta ciertos patrones característicos; uno de ellos es que las curvas de carga y descarga se mantienen por debajo de la curva momento-curvatura obtenida con carga monótonica creciente. Esta curva, que llamaremos “envolvente”, se presenta tanto para el momento positivo como para el momento negativo. En la fig. 5.4(a) se muestra un diagrama idealizado momento-curvatura ante carga monótonica. En el se distinguen los puntos de fluencia ( $\phi_y, M_y$ ) y de falla ( $\phi_F, M_F$ ). Esta curva simplificada de momento curvatura es trasformada a una curva envolvente de momento rotación plástica ( $\theta$ ), mediante las relaciones (fig. 5.4b):

$$\theta = lp(\phi - \phi_y) \quad \text{para } \phi_y \leq \phi \leq \phi_F \quad (5.1)$$

Y

$$\theta_F = lp(\phi_F - \phi_y) \quad (5.2)$$

En ellas,  $\phi_y$  y  $\phi_F$  son las curvaturas de fluencia y de falla respectivamente,  $lp$  es la longitud de la articulación plástica y  $\theta_F$  es la rotación plástica de falla. Se supone que el elemento no presenta daño para el intervalo elástico de las deformaciones (fig. 5.4 (b)).



**Fig. 5.4 Curvas envolventes.**

**5.2.1.2 Modelo de daño.**

El deterioro de los elementos debido a la acción de carga cíclica se manifiesta como una disminución de su rigidez y de su capacidad resistente. La figura 5.5 representa la relación momento vs rotación plástica para una sección del elemento. En ella se puede ver el efecto de la degradación de la rigidez y resistencia en el elemento. En la rama de carga inicial la curva pasa por los tramos OA y Ab. El punto b= $(\theta_b, M_b)$  corresponde a la máxima

amplitud, a partir de la cual se descarga y recarga en sentido contrario. En la primera recarga positiva, la curva va desde  $f$  hacia  $g$ , pasando por el punto  $f' = (\theta_{f'}, M_{f'})$  donde se manifiesta el deterioro en resistencia al observarse que:

$$\theta_{f'} = \theta_b \quad (5.3)$$

$$M_{f'} = (1 - \varepsilon)M_b \quad (5.4)$$

Aquí  $\varepsilon$  representa el deterioro debido al daño acumulado en la sección como consecuencia de la historia de carga anterior. Este valor ( $\varepsilon$ ) se define como el índice de daño, está en función de un parámetro de daño acumulado ( $D$ ), que toma en cuenta las amplitudes acumuladas. Estas variables se definen como:

$$D = \sum_{i=1}^n \frac{\theta_i}{\theta_F} \quad (5.5)$$

$$\varepsilon = 1 - e^{-\alpha D} \quad (5.6)$$

En las ecs. anteriores se tiene que las amplitudes máximas de cada ciclo y el número de ellos influyen en el deterioro de la resistencia y rigidez de las secciones críticas del elemento.  $\theta_F$  es la rotación de falla en el elemento,  $\theta_i$  es la rotación máxima en el ciclo  $i$ ,  $n$  el número de ciclos acumulados y  $\alpha$  es una constante de ajuste con valor de 0.0671 (Campos-Esteva, 1997). En la ecuación 5.6  $0 \leq \varepsilon \leq 1$  y  $\varepsilon=1$  si  $\theta = \theta_F$ .

### 5.2.1.3 Reglas del modelo de comportamiento histerético ( $M$ - $\theta$ ).

El comportamiento histerético (**fig. 5.5**) está controlado por las siguientes reglas, donde las rotaciones están referidas a rotaciones plásticas o de posfluencia:

TRAMO OA: Mientras  $M < M_Y$ ,  $\theta = 0$

TRAMO Ab: : cuando  $M > M_Y$  se continua por la curva envolvente AB

TRAMO bc: Cuando la sección se descarga,  $\theta = \theta_b$ , donde  $b$  es el punto máximo alcanzado en el ciclo, y  $D_b = \theta_b / \theta_F$ .

TRAMO fg: Se fija un punto  $f'$ , entre  $f$  y  $g$ , y sobre la recta de descarga  $bc$ .  $f' = (\theta_{f'}, M_{f'})$ ,  $\theta_{f'} = \theta_b$ ,  $M_{f'} = (1 - \varepsilon(D_b))M_b$ ,  $\varepsilon = 1 - e^{-\alpha D_b}$ . Si desde el punto  $f$  se supera el punto  $f'$  se puede alcanzar a la envolvente AB en  $g$  y continuar por ella (tramo  $gh$ ) hasta  $h$ , donde se inicia la siguiente descarga.

TRAMO hi: La descarga es similar al tramo  $bc$ , y  $D_h = D_b + \theta_h / \theta_F$ .

TRAMO  $lm$ : Se debe pasar por  $l'=(\theta_l, M_l)$  obtenida como  $f'$ .

$\theta_l = \theta_h$ ,  $M_l = (1 - \varepsilon(D_h))M_h$ . Si  $m$  no alcanza la envolvente, no habrá cambio de pendiente.

TRAMO  $mn$ : Descarga similar a  $bc$ , y  $D_m=D_h+\theta_m/\theta_F$ .

TRAMO  $pq$ : Se define  $p'=(\theta_{p'}, M_{p'})$ , de forma similar a los puntos  $f'$  y  $l'$ , sobre el tramo  $mn$  de descarga  $\theta_{p'} = \theta_m$ ,  $M_{p'} = (1 - \varepsilon(D_m))M_m$ , donde  $M_{m'}$  corresponde a la envolvente.  $q$  no supera  $p'$ .

TRAMO  $qs$ : Descarga similar a  $bc$   $D_q=D_m+\theta_q/\theta_F$ .

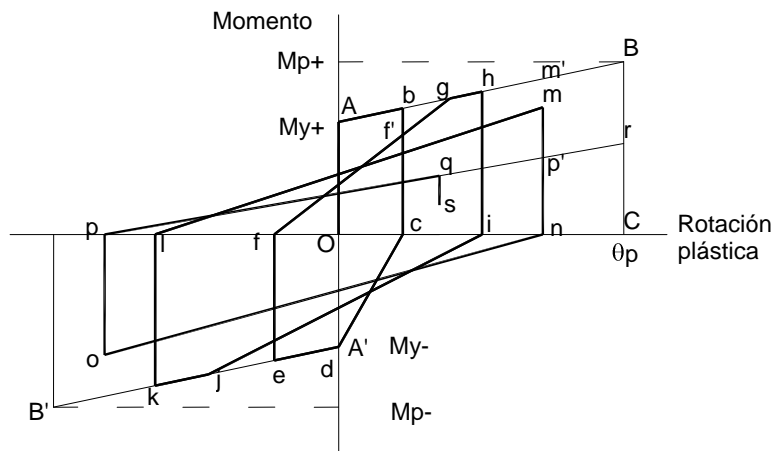


Fig. 5.5 Modelo de comportamiento histerético Campos-Esteva (1997).

TRAMO  $pr$ : En el ciclo anterior se superó la rotación  $\theta_m$ , y se cruzó el tramo  $mn$ . La recarga  $pq$  supera  $p'$ , y alcanza a la envolvente en  $r$ , tramo  $BC$  donde  $\theta = \theta_F$ , perdiéndose totalmente la capacidad de resistir momento positivo ( $\varepsilon = 1$ ); la curva descenderá, entonces, desde  $r$  hasta  $C$ .

Se considera que una deformación incrementa el daño solo si en la correspondiente descarga el momento cambia de signo. Por ej. En la figura 5.5, si en  $s$  hay una recarga positiva, la curva regresaría hacia  $q$  y continuaría hacia de  $p'$ , sin que  $D$  y  $\varepsilon$  sufran modificaciones debido a la descarga  $qs$ .

Como se observa, deben considerarse dos índices de daño para cada sección, uno para el momento positivo y otro para el negativo.



### 5.3 Elementos disipadores de energía.

En este trabajo se utilizó el disipador tipo TADAS. Para este elemento se toma un comportamiento del tipo elastoplástico (fig.5.1). Se considera que este elemento no presenta ningún tipo de degradación en su rigidez y resistencia. Sin embargo, se supone que el elemento sufre un efecto de fatiga, en función del número de ciclos de deformación que soporta. Además, dicho elemento tiene una capacidad de deformación máxima, a la cual falla cuando es alcanzada. Debido a que no se pudo encontrar curvas de fatiga en la literatura estudiada para este tipo de elementos, se optó aquí por utilizar los resultados obtenidos por Aguirre y Sánchez (1992) para el caso de disipadores tipo U. Se considera que el tipo de comportamiento de este modelo representa las características generales que debe tener un disipador que se quiera utilizar para el diseño sísmico de edificios. Esto es una gran limitación en el estudio, ya que los resultados dependen fuertemente de esta suposición.

Con base en los datos experimentales hechos por Aguirre y Sánchez (1992), se propone para la curva de fatiga la expresión (Ruiz, 2001):

$$N_i = e^{120.753(\xi_i^{-0.02}-1)} \quad (5.7)$$

En donde  $\xi$  es la relación entre la  $i$ -ésima amplitud y la amplitud a la falla para un ciclo. En este trabajo se tomó el valor de amplitud de falla igual a 15.25 cm. Este valor se aproxima bastante a la capacidad de deformación que presentan las placas que forman al elemento disipador.

El nivel de daño del disipador, hasta el  $n$ -ésimo ciclo, está dado por el índice de fatiga:

$$\delta_D = \sum_{i=1}^n \frac{1}{N_i} \quad (5.8)$$

Para la condición de falla el disipador alcanza el valor de la unidad.

# CAPÍTULO 6

## DESCRIPCIÓN, MEDICIÓN Y FUNCIONES DE DAÑO.

### *6.1 Introducción.*

El daño es el grado de deterioro que presentan las estructuras al ser solicitadas por fenómenos peligrosos como los sismos que hacen que la respuesta estructural incurra en el rango no lineal. Este daño será resultado principalmente de las deformaciones excesivas a las que se someta la estructura y a la presencia continua de esfuerzos a carga cíclica.

La evaluación y la interpretación del daño causado por un sismo, surgen de la necesidad de cuantificar y explicar los efectos causados por el fenómeno sísmico sobre los diferentes tipos de estructuras existentes (Bonett, 2003).

Para poder medir el daño estructural de una construcción, es necesario primero identificar los sistemas que se encuentran expuestos dentro de la estructura. Estos pueden ser agrupados de la siguiente forma:

- Elementos estructurales: son los elementos que componen los sistemas resistentes de cargas gravitatorias y cargas laterales.
- Elementos arquitectónicos: son elementos, tales como: muros divisorios, ventanas, revestimientos, etc.
- Instalaciones: se trata de elementos que suministran servicios como por ejemplo: tuberías de agua, redes de electricidad y alcantarillado y conductos de gas.
- Contenidos: son los elementos que están dentro del edificio pero no forman parte de la estructura, tales como: maquinarias, equipos, mobiliario, artículos de decoración etc.

Los últimos tres tipos corresponden a los llamados “elementos no estructurales”, cuya importancia ha cobrado especial interés como consecuencia de las pérdidas económicas registradas durante algunos eventos importantes. En este trabajo se evalúa el daño acumulado para los llamados elementos estructurales, vigas, columnas y sistema disipador de energía. Una explicación de la forma en que se mide el daño acumulado en dichos elementos se ve en este capítulo.

Se pueden distinguir tres clases de indicadores de daño: el local, el intermedio y el global, dependiendo de si se refiere a un elemento de la estructura, a una parte de la misma (por ejemplo un entrepiso) o en toda la estructura respectivamente.

Los indicadores locales están referidos a las secciones críticas de vigas y columnas de concreto reforzado que presentan degradación de rigidez y resistencia ante cargas cíclicas, donde tal degradación depende de la amplitud de la deformación en cada ciclo de carga y del número de ellos. Entre estos indicadores de daño comúnmente asociados a modelos de comportamiento histerético, se tienen por ejemplo, el modelo de Park y Ang (1984), el modelo de Wang y Shah (1987), el modelo de Chung, Meyer y Shinozuka (1987) y el modelo de Campos-Esteva (1997) que es una variante del modelo de Wang y Shah.

Los indicadores de daño global e intermedio normalmente se obtienen como un promedio ponderado de los índices de daño locales. Para la ponderación se emplean relaciones que permitan proporcionar mayor peso a las zonas más dañadas para lo cual se emplean por ejemplo, funciones de peso proporcionales a la energía disipada en el elemento. Esta ponderación puede hacerse para toda la estructura o para cada nivel de entrepiso.

Sin embargo también existen indicadores de daño global basados en la respuesta global de la estructura, por ejemplo el desplazamiento de azotea o entrepiso o el cambio de características dinámicas de la misma

En este trabajo de investigación se utilizó una medida de daño global y de entrepiso como un promedio ponderado del daño local.

## 6.2 Índice de daño propuesto.

### 6.2.1 Sistema de marco convencional.

Para este trabajo se define un indicador de daño global para el caso del sistema de marco convencional (sin incluir elementos disipadores de energía), el cual está basado en el índice de daño local propuesto por Campos-Esteva (1997) (ec. 5.6). Este indicador de daño es un promedio ponderado del daño local que ocurre en cada sección de la estructura que contribuye al daño (vigas y columnas).

El índice de daño propuesto,  $D_g$ , se define como:

$$D_g = \frac{D_p}{D_{pm\acute{a}x}} \quad (6.1)$$

El valor de  $D_p$  está dado como el promedio de los daños en todos los elementos que contribuyen al daño.

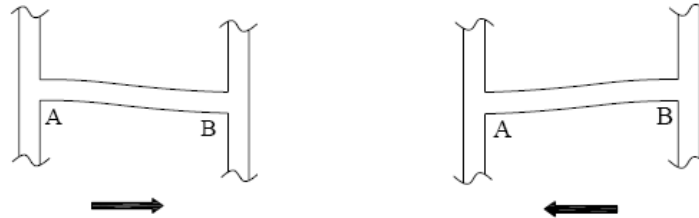
$$D_p = \frac{\sum_{i=1}^{N_v} D_{vi} + \sum_{i=1}^{N_c} D_{ci}}{N_v + N_c} \quad (6.2)$$

Donde  $D_{vi}$  es el daño en la viga  $i$ ,  $D_{ci}$  es el daño en la columna  $i$ ,  $N_v$  es el número de vigas en la estructura y  $N_c$  es el número de columnas en la estructura.

La contribución al daño de cada elemento viga o columna se obtiene como un promedio de los daños de cada elemento que contribuye a ese daño. En el caso en que las secciones del elemento que contribuyen al daño se encuentran en los extremos del mismo (fig. 6.1) el daño en el elemento está dado por:

$$D_v = \frac{D_A + D_B}{2} \quad (6.3)$$

De igual forma se calcula el daño  $D_c$ .



*Fig.6.1 Deformada de un marco ante cambio de carga*

Los daños  $D_A$  y  $D_B$  corresponden al índice de daño local propuesto por Campos y Esteva (1997), dado por la ec. 5.6. Estos daños se toman como los máximos que suceden ya sea en el sentido positivo o negativo del momento que se genera en la sección (fig. 6.1).

El valor de  $D_{p\text{máx}}$  es un factor de normalización con el fin de que el índice de daño dado en la ec. 6.1, varíe entre 0 y 1.

Lo anterior se establece puesto que al definir el indicador de daño dado por la ec. 6.2, este se hace sobre todas las secciones que contribuyen al daño en la estructura ( $N_v + N_c$ ). El indicador  $D_p$  varía entre 0 y 1, cero cuando no existe daño en la estructura y 1 cuando los elementos de la estructura están totalmente dañados, sin embargo, los análisis de respuesta de las estructuras que se estudian muestran que el sistema llega a la falla antes de que el índice de daño pueda alcanzar el valor de 1, debido a que en general se forman mecanismos de falla locales.

En vista de lo anterior, se consideró normalizar el indicador de la ec. 6.2, mediante el valor de  $D_{p\text{máx}}$ . Este valor corresponde al máximo valor que se alcanza con la ec. 6.2 cuando se lleva a la estructura a la falla. Esto se hace realizando análisis de respuesta paso a paso de la estructura ante el temblor a la que es sometida, escalando la intensidad del temblor hasta el valor en que se alcanza la falla. De esta forma es posible variar a la ec. 6.1 entre 0 y 1, con lo cual se puede establecer un indicador de daño más adecuado.

En forma rigurosa, el valor de  $D_{pm\acute{a}x}$  se debe de calcular para cada estructura que se analice. Esto significa realizar un número apreciable de análisis de respuesta para cada caso, hasta encontrar el mecanismo que lleva a la falla a la estructura. En este estudio se optó por calcular este valor de forma aproximada, suponiendo un valor de  $D_{pm\acute{a}x}$  igual al promedio que se obtiene de analizar a la estructura con propiedades medias, ante una familia de temblores como a los que va estar expuesta la estructura. Este valor promedio se toma como factor de normalización para todas las estructuras que se analizan.

En las figuras 6.2 y 6.3 se muestra la distribución del daño a la falla, así como los daños locales máximos que se tiene en las diferentes secciones de los elementos, para el caso de las estructuras con propiedades medias diseñadas con un factor de comportamiento  $Q=2$  y  $Q=4$ , respectivamente, ante la acción de uno de los sismos utilizados. En estas figuras no se representan los elementos disipadores de energía, sin embargo, el análisis de respuesta a la falla se realizó considerando la contribución de esos disipadores.

Los valores encontrados de  $D_{pm\acute{a}x}$  (el promedio ante la familia de sismos utilizada) para cada caso fue de 0.2071 para la estructura diseñada con  $Q=4$  y de 0.1919 para la estructura diseñada con  $Q=2$ .

### 6.2.2 Disipadores.

El indicador de daño de los disipadores,  $\delta_D$  está dado por el índice de fatiga dado por la ec. 5.8. Este indicador corresponde al de cada disipador.

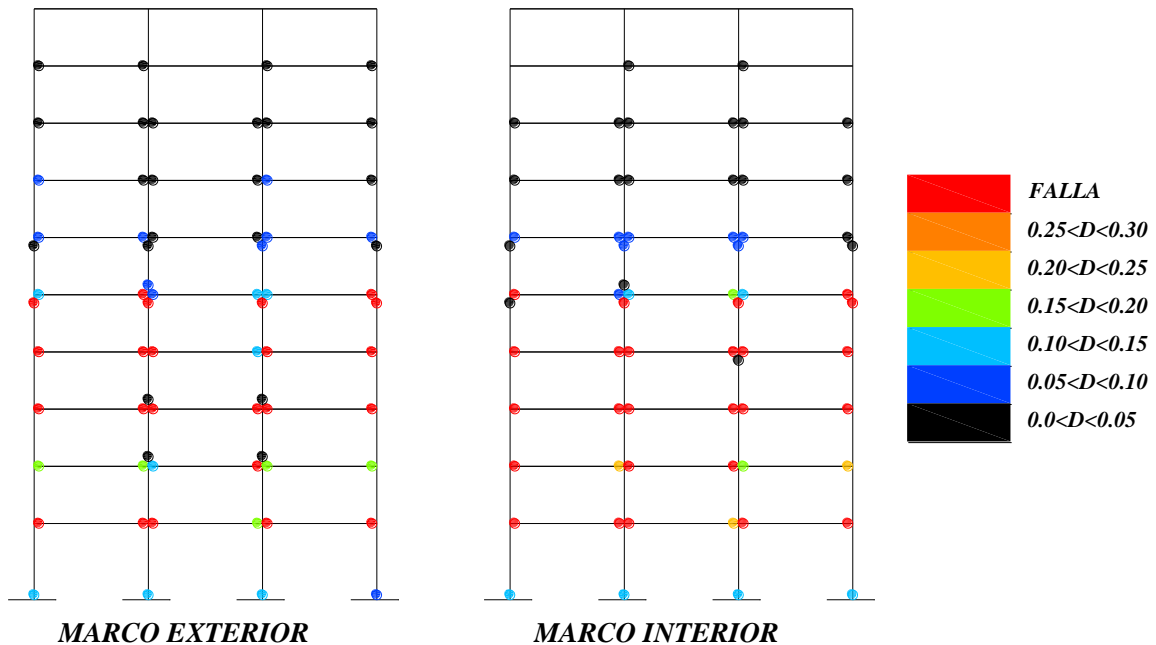


Fig.6.2 Mecanismo de falla de la simulación de la estructura con propiedades medias para  $Q=2$

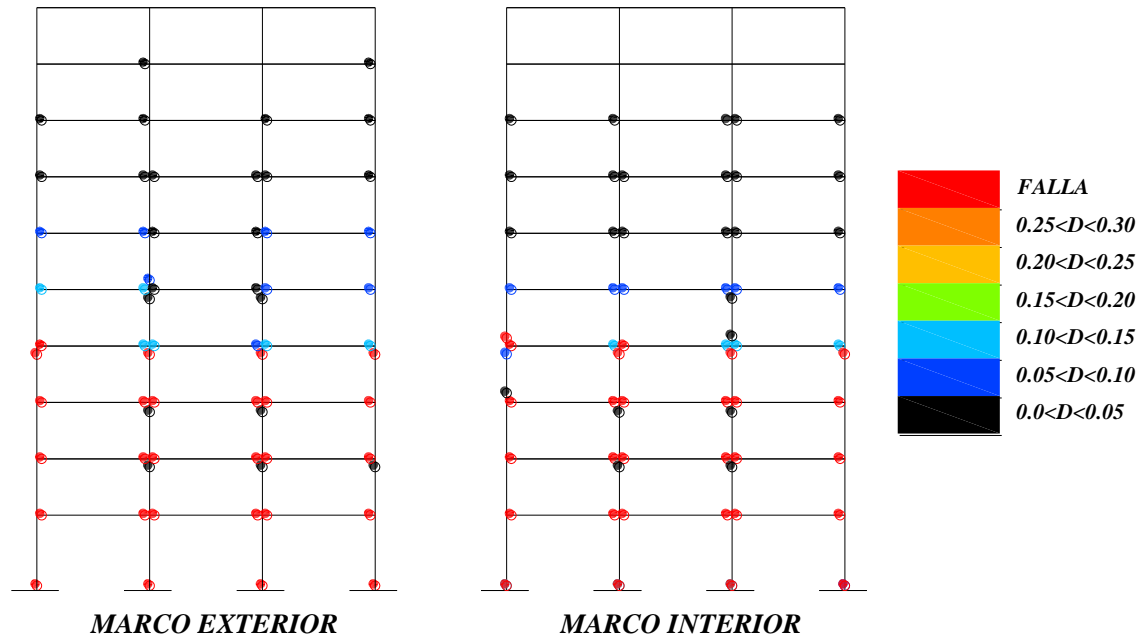


Fig.6.3 Mecanismo de falla de la simulación de la estructura con propiedades medias para  $Q=4$

### 6.3 Funciones de daño.

Uno de los principales objetivos en este trabajo es establecer funciones de daño acumulado para los sistemas estructurales aquí estudiados sometidos a secuencias de fenómenos sísmicos para diversas intensidades, considerando las incertidumbres en la geometría de los elementos estructurales, en las cargas gravitatorias y en la resistencia de los materiales.

Las funciones de daño que se consideran en este trabajo relacionan el daño final de la estructura para una intensidad sísmica que lo lleva a ese daño y el daño inicial en el que se encontraba la estructura antes de ser demandada por el movimiento sísmico. Las funciones de daño acumulado se ajustan para el índice de daño global propuesto en el subcapítulo 6.2 para el caso del sistema de MC, para el caso de los disipadores de energía se tomó la decisión de ajustar las funciones de daño acumulado únicamente para el disipador del primer entrepiso y a partir de él, calcular el daño acumulado para los demás entrepisos mediante funciones de distribución del daño en la altura. De la misma manera se obtienen distribuciones del valor del daño por entrepiso para el sistema de MC.

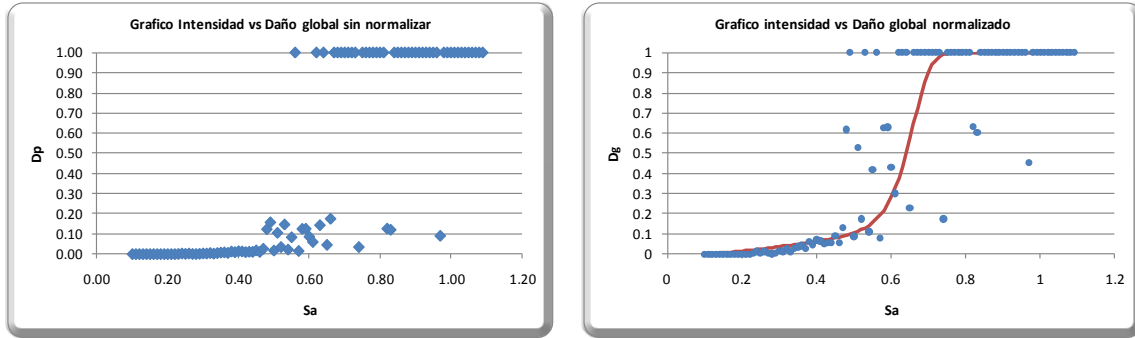
Dado lo anterior, se proponen el siguiente procedimiento para la obtención de las funciones de daño.

### 6.3.1 Procedimiento para la obtención de las funciones de daño para el sistema de MC.

El procedimiento para definir las funciones de daño acumulado es el siguiente:

- a) Análisis de respuesta de estructuras sin daño inicial.
  1. Para cada diseño se obtienen 100 simulaciones de estructuras.
  2. Se simulan 100 registros sísmicos por medio del método híbrido propuesto por Ismael y Esteva (2006), 50 de las simulaciones fueron para una distancia R de 308 km y los 50 restantes para una distancia de 400 km (ver capítulo 4).
  3. Se asigna un sismo a cada estructura simulada y un valor de intensidad sísmica, que para nuestro caso se tomó un intervalo de intensidades entre 0.1g a 1.09g para el edificio diseñado con  $Q=4$  y de 0.2g a 1.19g para el edificio diseñado con  $Q=2$  (se tomaron intensidades equidistantes en el intervalo). Se escala el registro sísmico simulado a la intensidad correspondiente.
  4. Se realiza un análisis paso a paso de cada estructura simulada y se obtiene el valor del índice de daño correspondiente.
- b) Análisis de respuesta de estructuras con daño inicial.
  5. De los análisis de respuesta que se obtienen de acuerdo al inciso (a), se escoge un conjunto de estructuras que presenten un cierto daño inicial. El daño inicial es el correspondiente al del sistema de marco convencional.
  6. Los casos seleccionados para un cierto daño inicial se toman para realizar un análisis de respuesta sísmica ante una secuencia de dos temblores. El primer temblor corresponde al que provocó el daño inicial en la estructura (se toma la intensidad sísmica correspondiente). El segundo temblor se elige en forma aleatoria y se le asigna una intensidad sísmica.
  7. Se estudia la evolución del daño en la estructura, considerando diferentes valores de la intensidad sísmica del segundo temblor. Para cada una de estas intensidades, se realiza un conjunto de análisis de respuesta de la estructura considerando diferentes movimientos sísmicos elegidos en forma aleatoria.
  8. Se obtienen los valores del índice de daño final en la estructura ante el segundo temblor.

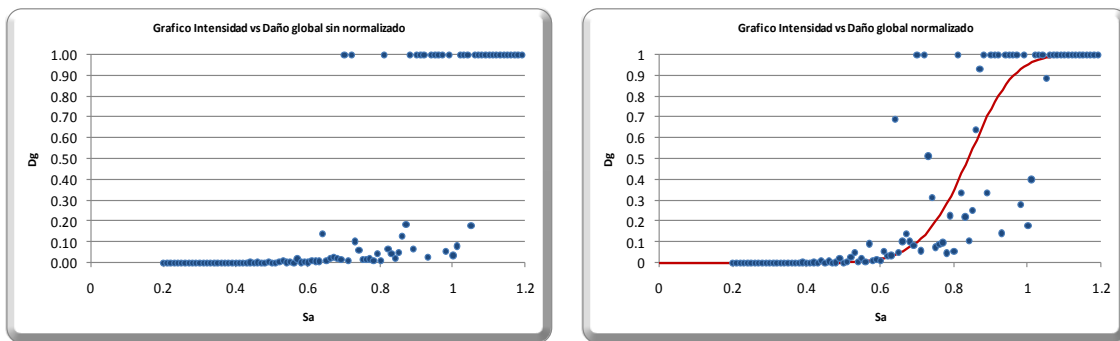
En las figuras 6.4 y 6.5 se presentan los resultados del daño final en el sistema de marco convencional, para el caso de las estructuras sin daño inicial, diseñadas para  $Q=4$  y  $Q=2$ , respectivamente. Las figuras 6.4a y 6.5a corresponde al caso del valor del índice de daño sin normalizar, calculado con la ec. 6.2. Las figuras 6.4b y 6.5b, corresponden al caso del valor del índice de daño normalizado (ec. 6.1).



a) Sin normalizar

b) Normalizado

**Fig.6.4 Intensidad vs daño global obtenido de los análisis dinámicos no lineales paso a paso. Estructura con  $Q=4$ .**



a) Sin normalizar

b) Normalizado

**Fig.6.5 Intensidad vs daño global obtenido de los análisis dinámicos no lineales paso a paso. Estructura con  $Q=2$ .**

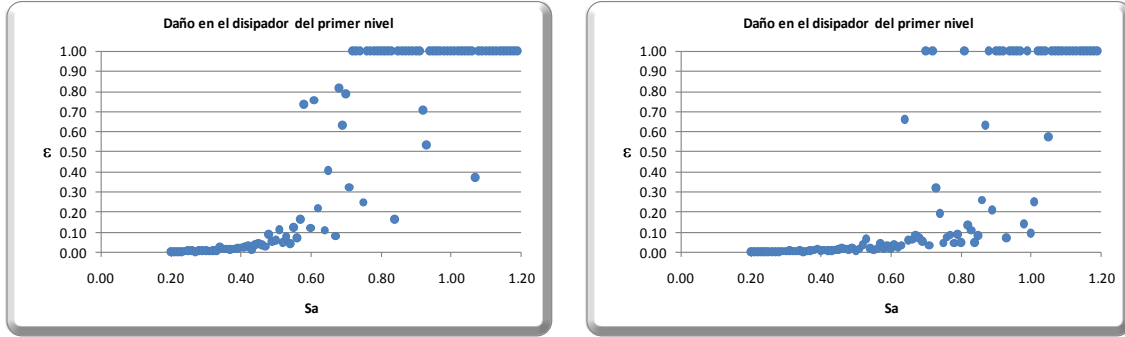
Los resultados muestran que para las estructuras estudiadas en este trabajo se tiene un lento incremento en el daño hasta un cierto valor de la intensidad sísmica, a partir de la cual el daño aumenta rápidamente conforme se incrementa la intensidad sísmica.

Para el caso del daño en los elementos disipadores de energía, en las figuras 6.6a y 6.6b se presenta daño final en el elemento disipador del primer entrepiso, para cada una de las estructuras diseñadas  $Q=4$  y  $Q=2$ , respectivamente. Los resultados mostrados en dichas figuras muestran una tendencia parecida al del sistema de marco convencional. Sin embargo, de acuerdo con una revisión más detalladas de los análisis de respuesta, se encuentra que muchas de las fallas que se presentan en el elemento disipador, son producto principalmente de que el sistema de marco convencional falló antes, provocando que la estructura se volviera inestable, sin que el elemento disipador de energía alcanzara su falla. El caso en que se considera la contribución del daño en los elementos disipadores de energía en el comportamiento de la estructura, tanto en el primer entrepiso como en los demás, se discute en las secciones 6.3.4 y 6.4.2.

Para el caso de los análisis de respuesta de estructuras con un daño inicial, como se dijo anteriormente, se eligió un conjunto de estructuras que presentaban diferentes daños



iniciales normalizados dentro de un intervalo especificado. Para los sistemas diseñados con  $Q=4$  se tomaron estructuras con daño inicial normalizado en el sistema de marco convencional de 0.06, 0.09, 0.13, 0.22, 0.30, 0.40 y 0.52. Para los sistemas diseñados con  $Q=2$  esos valores fueron de 0.05, 0.1027, 0.1421, 0.2269, 0.252, 0.313, 0.40 y 0.514. Los resultados de los análisis se muestran en la figura 6.7 y 6.8. En ninguno de los casos se consideró un daño específico para el sistema disipador de energía.



a) Disipador del primer nivel  $Q=4$

b) Disipador del primer nivel  $Q=2$

Fig. 6.6 Grafico Intensidad vs Daño del disipador del primer nivel a)  $Q=4$  y b)  $Q=2$

### 6.3.2 Ajuste de la funciones de daño para le sistema del marco convencional.

A los resultados obtenidos anteriormente para las estructuras sin daño inicial y con daño inicial se les ajusto una función de daño.

La función que se escogió para el ajuste de los daños fue la siguiente:

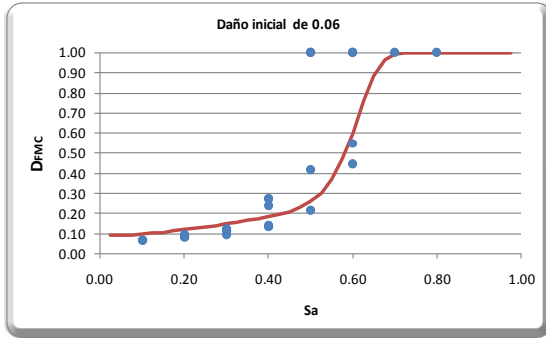
$$D_{fMC}(D_{iMC}, S_a) = D_{iMC} + (1 - D_{iMC})e^{-AS_a^{-B}}e^{-CS_a^D} \quad (6.4)$$

donde:  $D_{fMC}$  es el daño final para una intensidad dada,  $D_{iMC}$  es el daño inicial en la estructura,  $S_a$  es la intensidad sísmica normalizada por la gravedad,  $A$ ,  $B$ ,  $C$  y  $D$  son parámetros de ajuste que están en función del daño inicial.

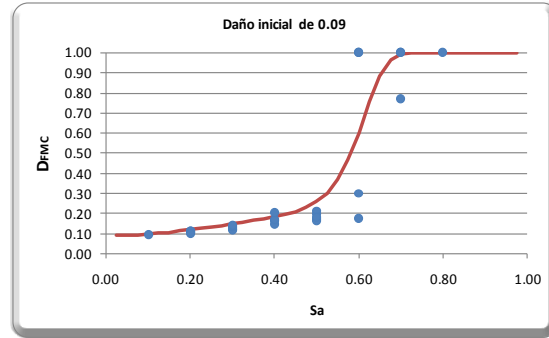
Para el diseño con  $Q=4$  los parámetros  $A, B, C$  y  $D$  se ajustaron a curvas del tipo:

$$C_1 e^{C_2 D_{iMC}} \quad (6.5)$$

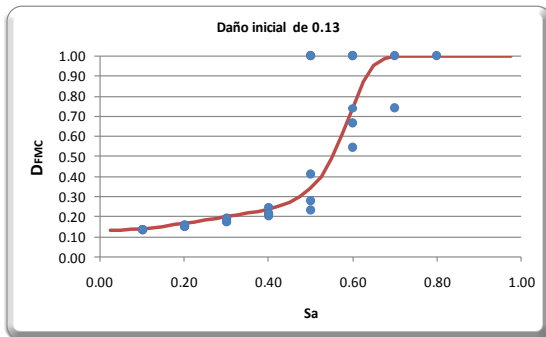
Para el diseño con  $Q=2$  se tomó un ajuste semejante para los parámetros  $A$ ,  $C$  y  $D$ , mientras que para el parámetro  $B$  se tomó la forma  $C_1 + e^{C_2 D_{iMC}}$ . Los valores de los ajustes se muestran en la tabla 6.1. En las figuras 6.4b, 6.5b, 6.7, y 6.8 se presentan las curvas ajustadas.



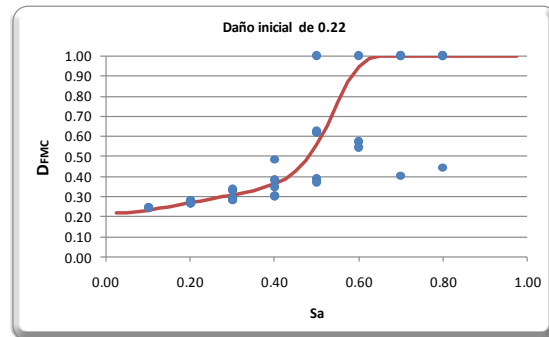
a) Daño inicial de 0.06



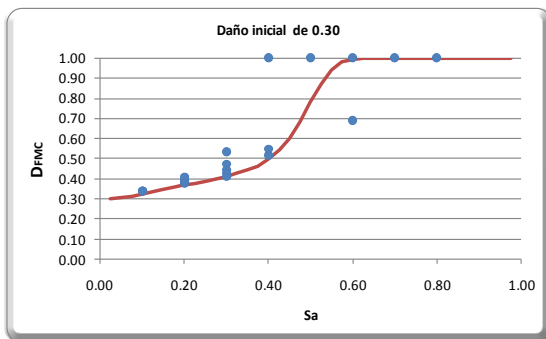
b) Daño inicial de 0.09



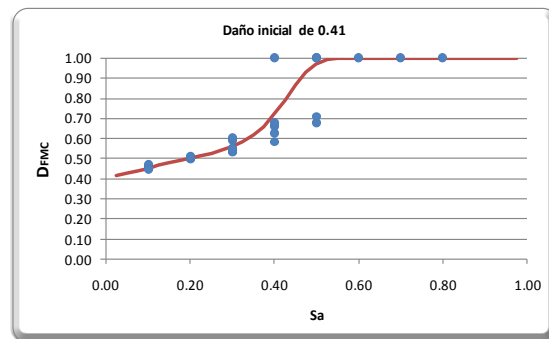
c) Daño inicial de 0.13



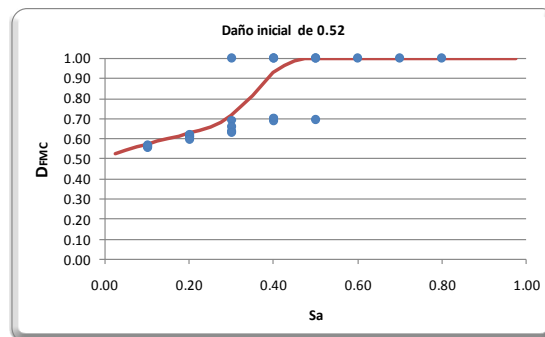
d) Daño inicial de 0.22



e) Daño inicial de 0.30

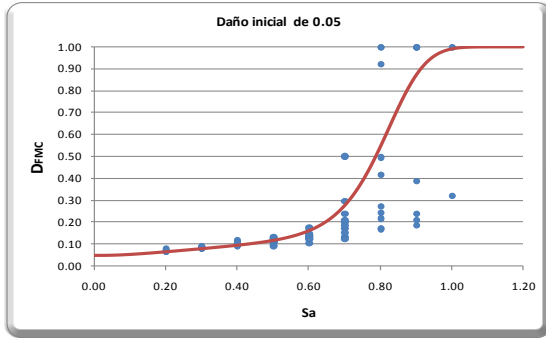


f) Daño inicial de 0.41

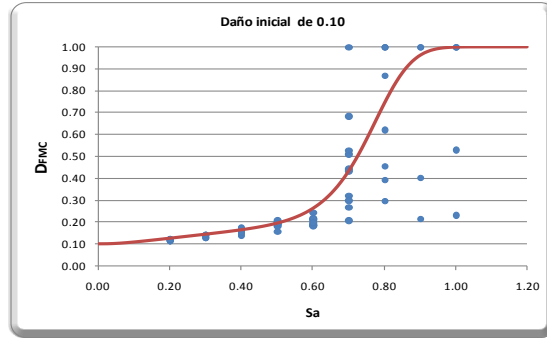


g) Daño inicial de 0.52

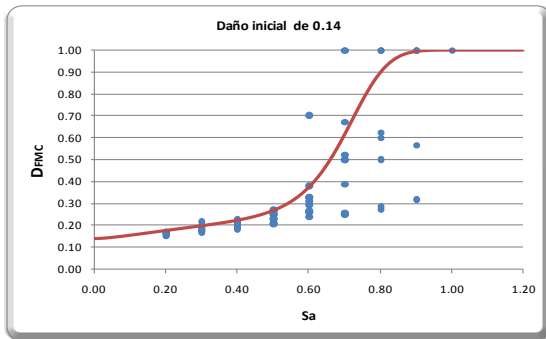
Fig.6.7 Intensidad sísmica vs Daño final para un daño inicial dado en el MC. Diseño de  $Q=4$ .



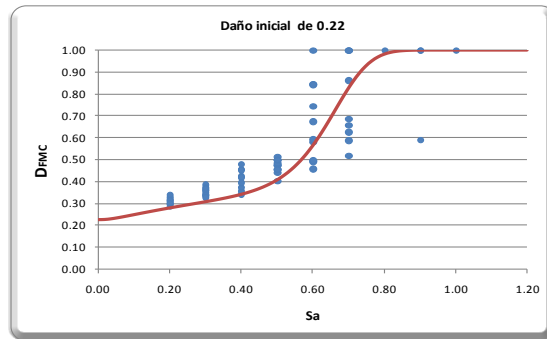
a) Daño inicial de 0.05



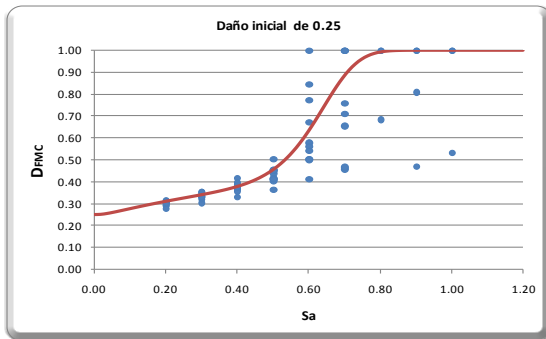
b) Daño inicial de 0.1027



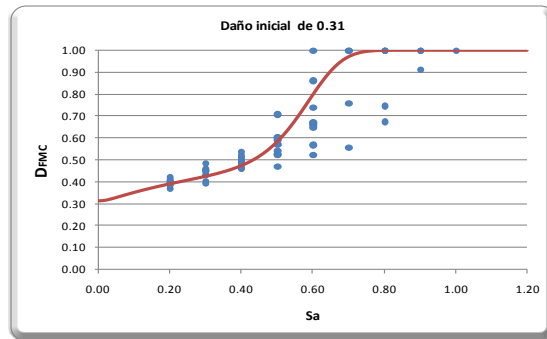
c) Daño inicial de 0.1421



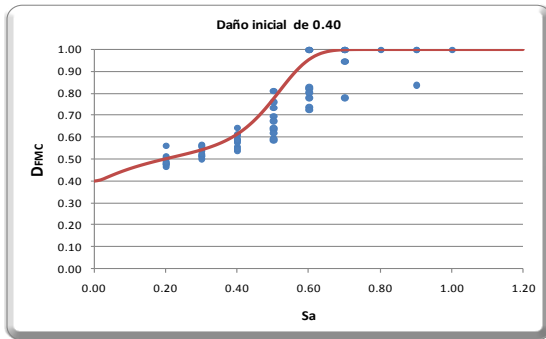
d) Daño inicial de 0.22269



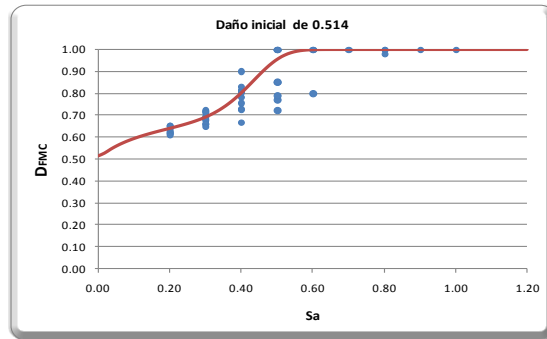
e) Daño inicial de 0.252



f) Daño inicial de 0.313



e) Daño inicial de 0.40



f) Daño inicial de 0.514

Fig.6.8 Intensidad sísmica vs Daño final para un daño inicial en el MC. Diseño de  $Q=2$

DISEÑO	A		B		C		D	
	c1	c2	c1	c2	c1	c2	c1	c2
Q=2	2.3757	-2.315	0.4	-100	2.9046	4.1564	5.6039	-0.408
Q=4	2.08522	-1.37443	0.44184	-0.40911	12.6627	0.87944	4.43421	-0.66553

Tabla 6.1 Parámetros de ajuste de las funciones de daño acumulado.

### 6.3.3 Dispersión de las muestras generadas para el sistema del MC.

Para tomar en cuenta la dispersión en el ajuste de las funciones de daño se supuso que la distribución de probabilidades del daño en la estructura en función de la intensidad y el daño inicial, era del tipo Beta, debido a que este tipo de distribución representa de una forma aceptable a los daños. Dicha distribución está dada por la expresión:

$$f_x(x) = \frac{1}{B(q,r)} \frac{(x-a)^{q-1}(b-x)^{r-1}}{(b-a)^{q+r-1}} \quad a \leq x \leq b \quad (6.6)$$

Donde q y r son los parámetros que definen la distribución Beta, a y b son los límites inferior y superior en que toma valor esta distribución y  $B(q,r)$  es la función Beta.

$$B(q,r) = \int_0^1 x^{q-1}(1-x)^{r-1} dx \quad \text{ó} \quad B(q,r) = \frac{\Gamma(q)\Gamma(r)}{\Gamma(q+r)} \quad (6.7)$$

Donde  $\Gamma()$  representa la función Gamma.

La media y la varianza de la distribución Beta quedan definidas de la siguiente manera:

$$\mu_x = a + \frac{q}{q+r}(b-a) \quad (6.8)$$

$$\sigma_x^2 = \frac{qr}{(q+r)^2(q+r+1)}(b-a)^2 \quad (6.9)$$

De la ecuación 6.8 y 6.9 se encuentra que el valor de los parámetros q y r están definidos de la siguiente manera:

$$r = \frac{(b-\mu_x)^2\mu_x - (b-\mu_x)\sigma_x^2}{\sigma_x^2(b-a)} \quad (6.10)$$

$$q = \frac{r\mu_x}{b-\mu_x} \quad (6.11)$$

En este trabajo se realizó la siguiente metodología para definir los parámetros  $q$  y  $r$ .

- Primero se calculó para cada caso analizado con y sin daño inicial los valores de la media y la varianza de la muestra para cada intensidad analizada.
- Después se calcularon para cada intensidad los parámetros  $q$  y  $r$  definidos con las ecuaciones 6.10 y 6.11.
- Se ajustó el parámetro  $q$  a una función del tipo:

$$1 + A_q S_a^{B_q} \tag{6.12}$$

Los parámetros  $A_q$  y  $B_q$  se ajustaron para los diferentes daños iniciales que se tienen, estos parámetros dependen del daño inicial y de la intensidad para el caso del sistema de MC como se indica en la ecuación 6.13.

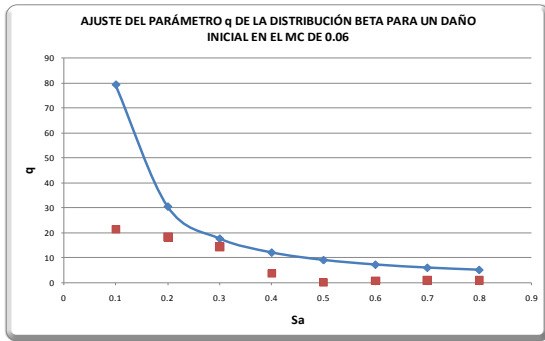
En la figuras 6.9 y 6.10 se presentan los valores del parámetro  $q$  obtenidos de las muestras de resultados para los casos estudiados con  $Q=4$  y  $Q=2$ , respectivamente. En las mismas figuras se presentan los ajustes realizados de acuerdo con las ecs. 6.12 y 6.13. En la tabla 6.2 se dan los valores de los coeficientes ajustados para  $A_q$  y  $B_q$ , para cada caso de diseño.

Los parámetros  $A_q$  y  $B_q$  se ajustaron a una función del tipo:

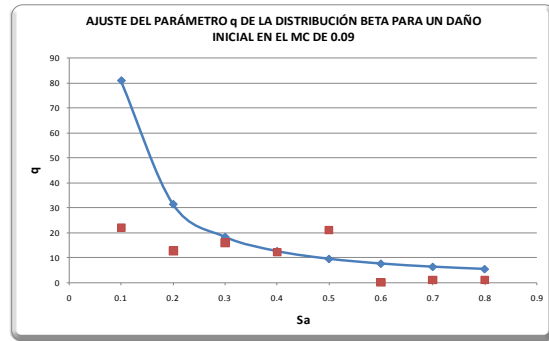
$$q = C_1 e^{C_2 S_a} \tag{6.13}$$

Diseño	$A_q$		$B_q$	
	C1	C2	C1	C2
Q=4	2.79737	-1.56714	-1.42803	0.26207
Q=2	0.71294	-5.34514	-2.03677	1.8156

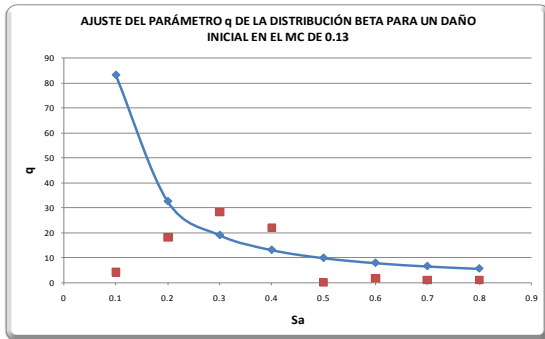
*Tabla 6.2 Valores del ajuste del parámetro  $q$  de la distribución Beta.*



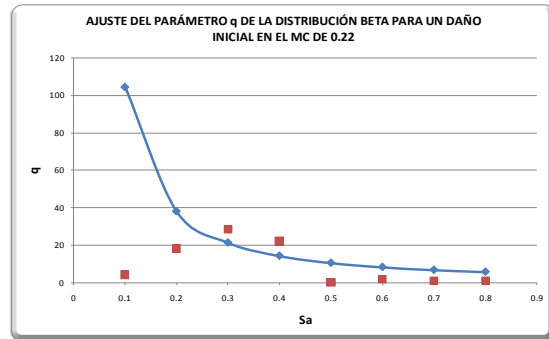
a) Daño inicial en MC de 0.06



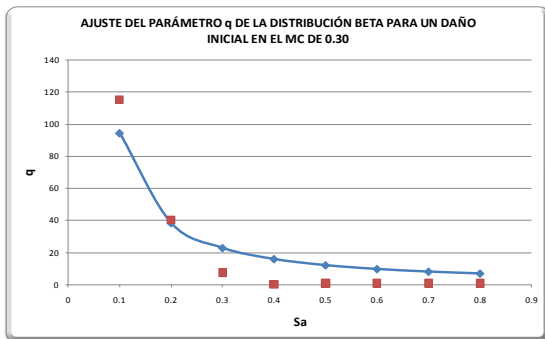
b) Daño inicial en MC de 0.09



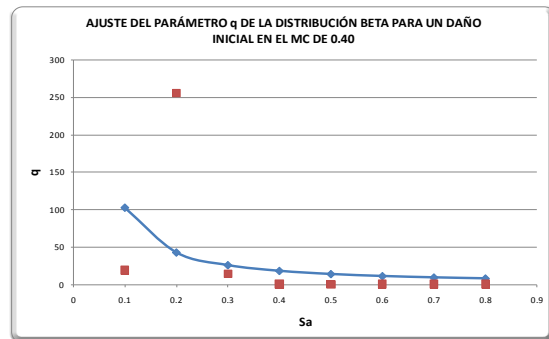
c) Daño inicial en MC de 0.13



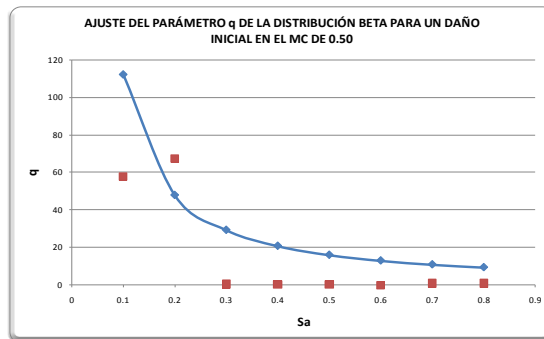
d) Daño inicial en MC de 0.22



e) Daño inicial en MC de 0.30

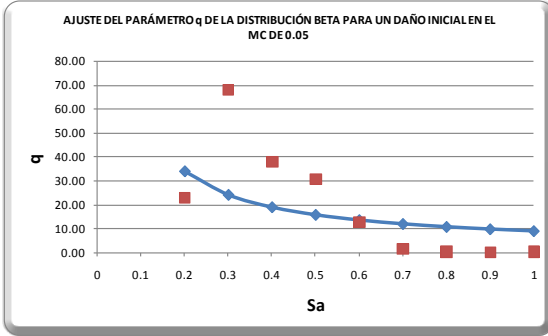


f) Daño inicial en MC de 0.40

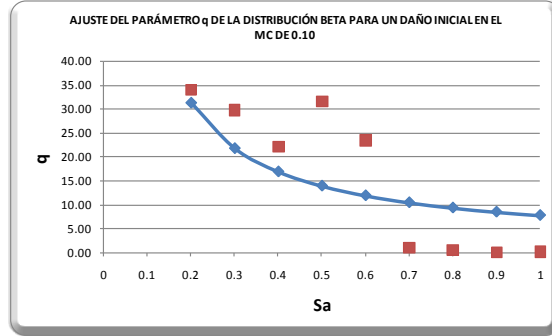


g) Daño inicial en MC de 0.50

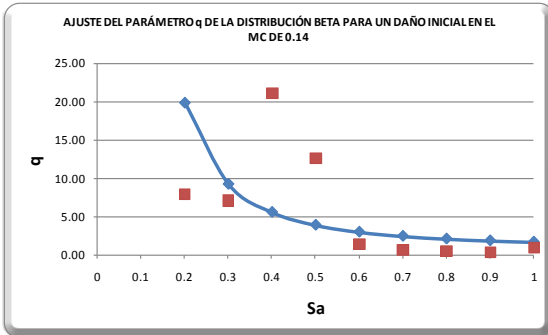
Fig.6.9 Ajuste del parámetro  $q$  de los datos observados para diferentes valores de daño inicial en el sistema de MC. Diseño de  $Q=4$ .



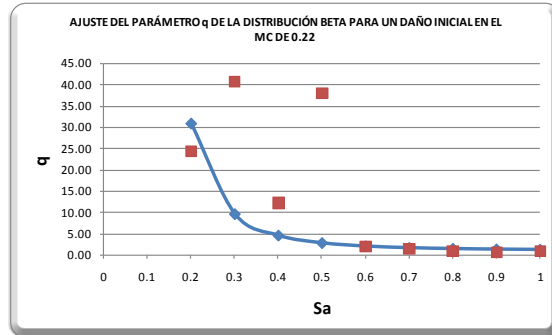
a) Daño inicial en MC de 0.05



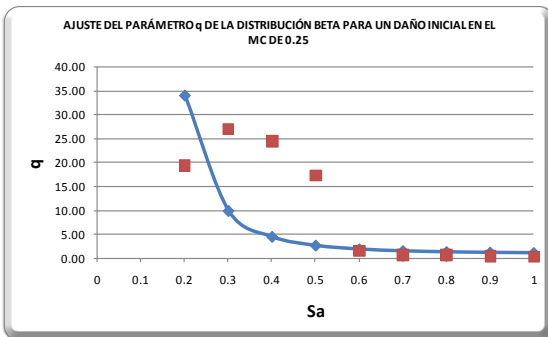
b) Daño inicial en MC de 0.10



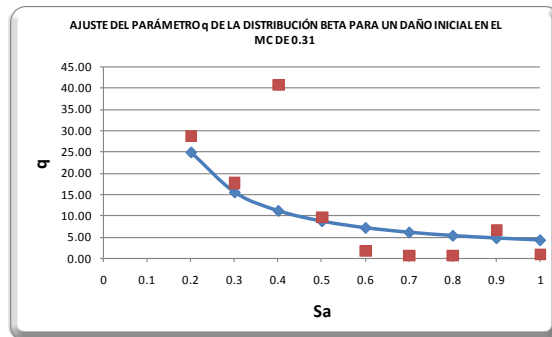
c) Daño inicial en MC de 0.14



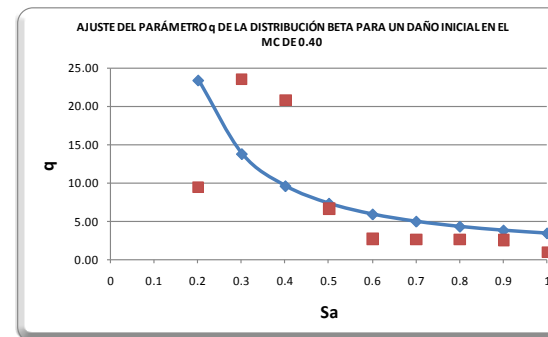
d) Daño inicial en MC de 0.22



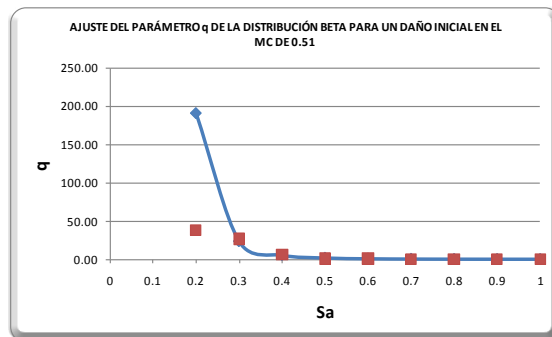
e) Daño inicial en MC de 0.25



f) Daño inicial en MC de 0.31



g) Daño inicial en MC de 0.40



h) Daño inicial en MC de 0.51

Fig.6.10 Ajuste del parámetro  $q$  de los datos observados para diferentes valores de daño inicial en el sistema de MC. Diseño de  $Q=2$ .

#### ***6.3.4 Procedimiento para la obtención de las funciones de daño acumulado para el sistema disipador.***

La variación del daño acumulado en las estructuras con elementos disipadores de energía en función de la intensidad sísmica, depende tanto del daño inicial en el sistema de marco convencional, como del daño inicial en el sistema disipador de energía. La distribución de probabilidades del daño en la estructura está dada por la distribución de probabilidades conjunta del daño en el sistema del marco convencional y en el sistema disipador de energía. Establecer esta distribución de probabilidades en forma analítica no es sencillo. Aun con los resultados con que se cuenta eso es complicado. La razón de ello es que no se cuenta con los casos suficientes para poder realizar un conjunto de análisis en los cuales, dado un cierto daño en el sistema de marco convencional, se tenga un conjunto de daños diferentes en el sistema disipador, y con los cuales poder establecer correlaciones entre las respuestas de ambos sistemas.

El procedimiento que se propone para evaluar el daño conjunto de la estructura marco-disipador, se apoya en el tipo de comportamiento que se supone para el elemento disipador de energía. Este elemento muestra un comportamiento histerético estable, el cual no presenta ningún tipo de degradación de rigidez y resistencia. La falla se presenta cuando se alcanza la deformación máxima que soporta o cuando el índice de fatiga definido en el subcapítulo 5.3 (ec. 5.8) alcanza el valor de 1.0. Basado en esto, la función de daños en el elemento disipador se obtiene en función del incremento en el índice de fatiga del elemento disipador para un sistema con un daño inicial dado en el sistema del marco convencional, para una intensidad dada. En este caso la incertidumbre en la respuesta del elemento disipador de energía depende principalmente de estas dos últimas variables.

Debido a lo anterior la obtención de las funciones de daño acumulado en el sistema disipador de energía y su relación con el sistema de marco convencional se hizo de la siguiente forma:

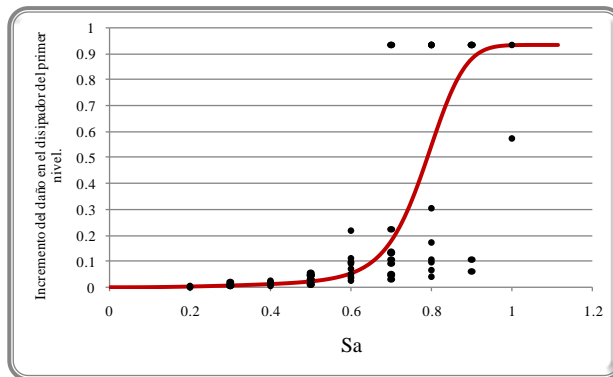
- Se considera que el incremento en daño del disipador está únicamente en función del daño inicial del MC, la intensidad sísmica y el daño inicial en el disipador.
- Se considera únicamente para la obtención de la función de daño acumulado, el daño en el disipador del primer entrepiso. A partir de este se calcula el daño en los disipadores de los entrepisos restantes mediante la obtención de funciones que consideran la distribución del daño en los entrepisos siguientes como una proporción del daño en el disipador del primer entrepiso. No se supone ninguna correlación entre los incrementos de los daños de todos los disipadores de entrepisos y de estos con el sistema del marco convencional.
- Se considera una función para el daño acumulado en el disipador de la misma forma que para el sistema de MC (ec. 6.4) pero con la diferencia de que los



parámetros de ajuste A, B, C y D son función de el daño inicial del disipador, del daño inicial en el marco, y de la intensidad sísmica.

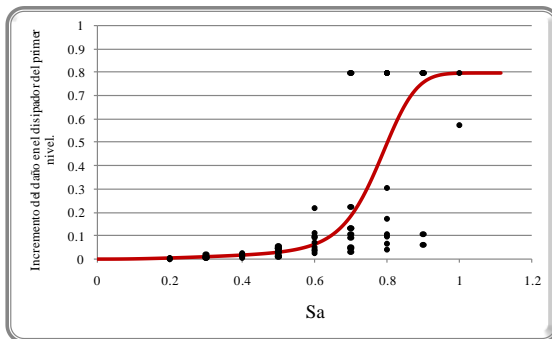
Para obtener las funciones de incremento del daño en los elementos disipadores de energía del primer entrepiso se hace uso de los resultados obtenidos en las figuras 6.4 a 6.8.

Como ejemplo considérese la fig. 6.11 que muestra el incremento del daño en el disipador del primer entrepiso que se obtuvo de los análisis de respuesta para la estructura con un daño inicial de 0.14 en el MC. Para esta estructura el daño inicial en el disipador es de 0.0634. Esta estructura corresponde al caso del diseño con un factor de comportamiento sísmico  $Q=2$ .

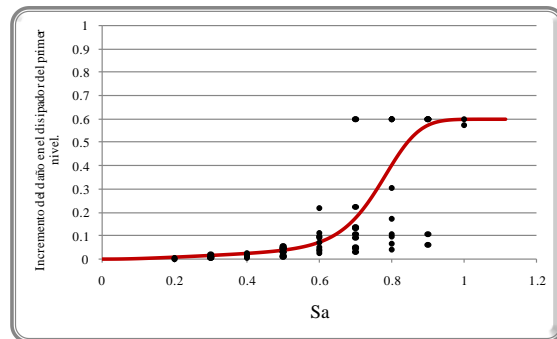


*Fig. 6.11 Intensidad vs incremento de daño en el disipador del primer nivel para un daño inicial del marco de 0.14 y un daño en el disipador de 0.06.*

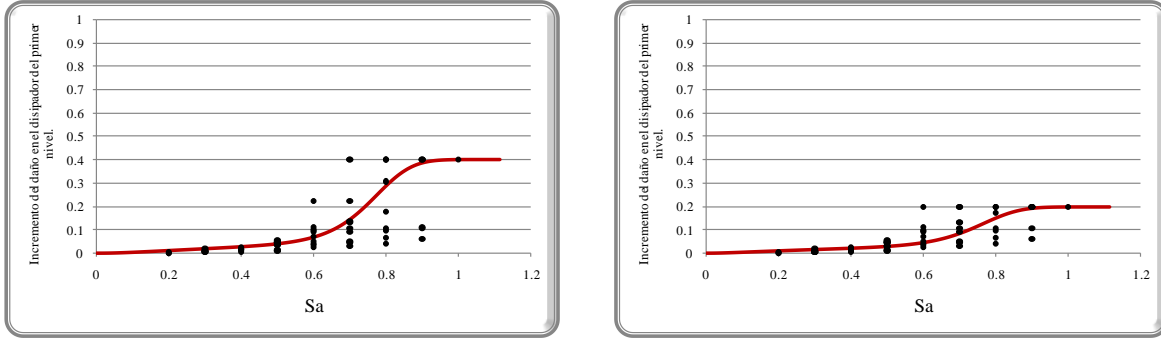
En la figura se puede ver que el incremento máximo del disipador será igual a la unidad menos el daño inicial del mismo. Ahora, si se supone que el elemento disipador tiene un daño inicial diferente del que corresponde al caso de la figura 6.11, dado el comportamiento histerético que se supone a los elementos disipadores, se puede considerar que la variación del incremento del daño con la intensidad se mantiene, con la restricción de que el máximo incremento del daño cambia (igual a la unidad menos el daño inicial del disipador que se suponga). En la figura 6.12 se muestra cómo varían los incrementos de daño en el disipador para el caso simplificado, al suponer diferentes valores del daño inicial en el disipador.



*a) Daño inicial en el disipador de 0.2*



*b) Daño inicial en el disipador de 0.4*



c) Daño inicial en el dissipador de 0.6

d) Daño inicial en el dissipador de 0.8

**Fig.6.12 Intensidad vs Incremento de daño para diferentes daños iniciales en el dissipador para un daño inicial de el sistema de MC igual a 0.14**

De esta forma se calculó el valor de los incrementos de daños en el dissipador para cada caso de daño inicial en el sistema de MC estudiados (Q=4 y Q=2). Posteriormente se ajustó una función para calcular el incremento de daño en el dissipador dado un daño inicial en el marco convencional y en el sistema dissipador, para una intensidad dada.

En las figuras 6.13 a 6.18 se presentan las curvas ajustadas para tres casos de daño inicial en el MC, para cada uno de los diseños con Q=2 y Q=4. La función que se ajustó es del tipo:

$$D_{fEDES}(D_{iEDES}, S_a, D_{iMC}) = D_{iEDES} + (1 - D_{iEDES})e^{-AS_a^{-B}e^{-CS_a^D}} \quad (6.14)$$

Donde:  $D_{fEDES}$  es el daño final del dissipador,  $D_{iEDES}$  es el daño inicial del dissipador,  $D_{iMC}$  es el daño inicial del marco convencional y  $S_a$  es la intensidad sísmica.

Los parámetros A, B, C y D varían de acuerdo a las siguientes expresiones para ambos diseños:

$$A = (C_1 D_{iMC} + C_2)e^{(-C_3 D_{iMC} + C_4) D_{iEDES}} \quad (6.15)$$

$$B = (C_1 D_{iMC} + C_2) \quad (6.16)$$

$$C = C_1 e^{\frac{C_2}{1-D_{iMC}}} + C_3 + C_4 D_{iEDES} \quad (6.17)$$

$$D = C_1 D_{iMC}^2 + C_2 D_{iMC} + C_3 \quad (6.18)$$

En la tabla 6.3 se dan los valores de los parámetros ajustados de esta función para los casos estudiados.

Diseño	A				B	
	C1	C2	C1	C2	C1	C2
Q=4	2.79737	-1.56714	-1.42803	0.26207	0.1228	0.3741
Q=2	0.71294	-5.34514	-2.03677	1.8156	0.5246	0.5829

Diseño	C				D			
	C1	C2	C1	C2	C1	C2	C1	C2
Q=4	2.79737	-1.56714	-1.42803	0.26207	0.1228	0.3741	0.1228	0.3741
Q=2	0.71294	-5.34514	-2.03677	1.8156	0.5246	0.5829	0.5246	0.5829

Tabla 6.3 Parámetros de ajuste de las funciones de daño acumulado para el sistema disipador.

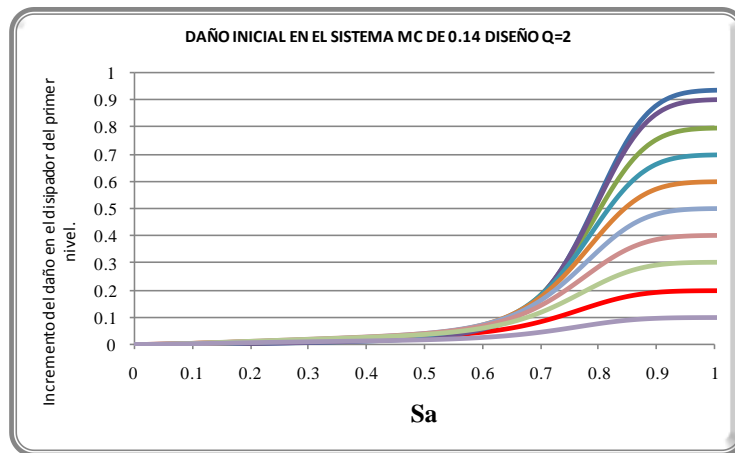


Fig.6.13 Ajuste del incremento de daño en el primer entrepiso para un daño inicial en el sistema MC de 0.14, para el diseño con Q=2.

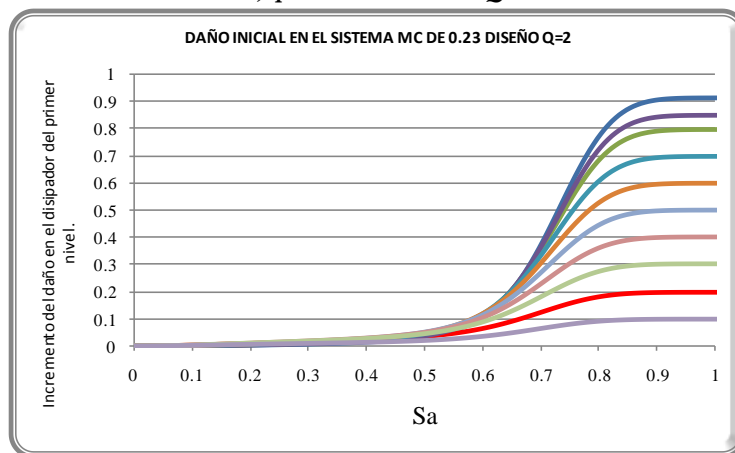
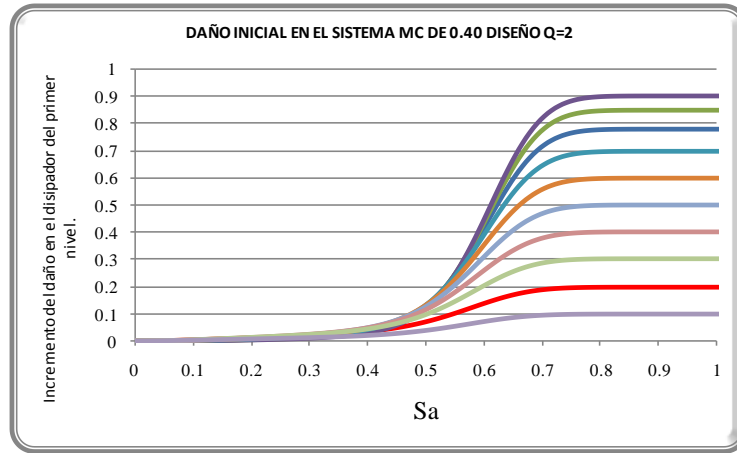
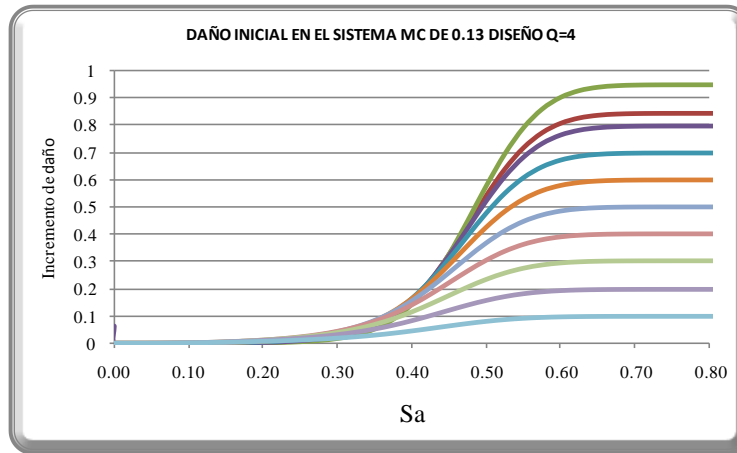


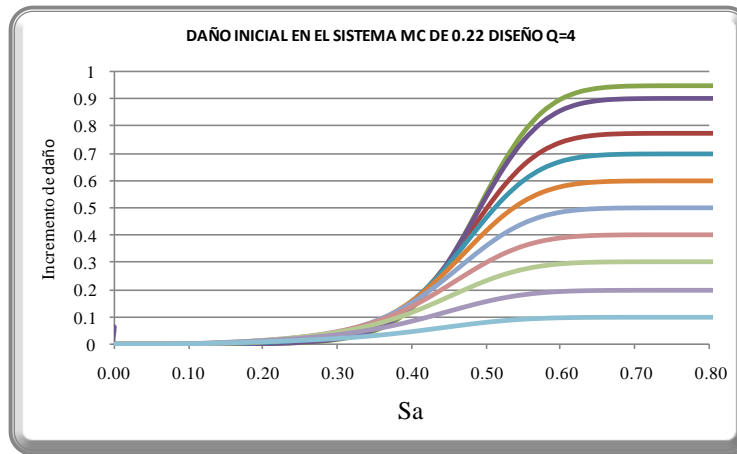
Fig.6.14 Ajuste del incremento de daño en el primer entrepiso para un daño inicial en el sistema MC de 0.23, para el diseño con Q=2.



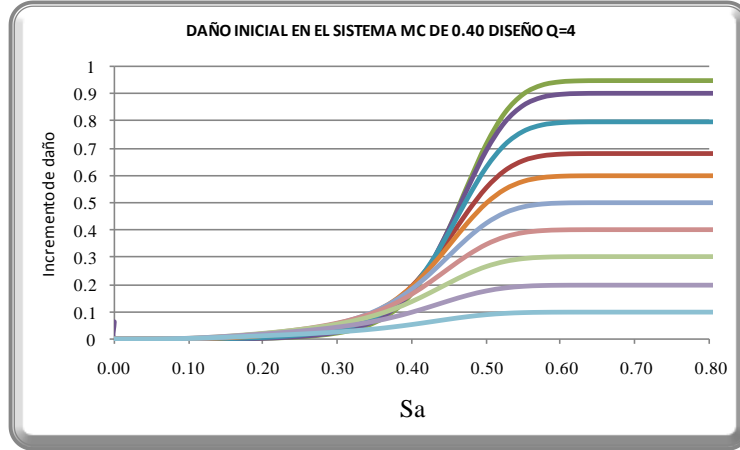
*Fig.6.15 Ajuste del incremento de daño en el primer entrepiso para un daño inicial en el sistema MC de 0.40, para el diseño con Q=2.*



*Fig.6.16 Ajuste del incremento de daño en el primer entrepiso para un daño inicial en el sistema MC de 0.14, para el diseño con Q=4.*



*Fig.6.17 Ajuste del incremento de daño en el primer entrepiso para un daño inicial en el sistema MC de 0.22, para el diseño con Q=4.*



*Fig.6.18 Ajuste del incremento de daño en el primer entrepiso para un daño inicial en el sistema MC de 0.40, para el diseño con Q=4.*

**6.3.5 Dispersión de la muestra generada en el sistema disipador del primer entrepiso.**

Las dispersiones en el sistema disipador del primer entrepiso fueron tomadas de la misma manera que se tomaron para el sistema convencional. Se realizaron las mismas consideraciones que se hicieron para el ajuste de las funciones de daño en el sistema disipador.

La función que se ajustó al parámetro q para el disipador es del mismo tipo que la presentada en la ecuación 6.12 con la variación de que los parámetros  $A_q$  y  $B_q$  son del tipo:

Para Q=2:

$$A_q = (C_1 e^{C_2 D_{iMC}}) e^{(C_3 D_{iMC} + C_4) D_{EDES}} \tag{6.19a}$$

Para Q=4:

$$A_q = (C_1 D_{iMC} + C_2) e^{(C_3 D_{iMC} + C_4) D_{EDES}} \tag{6.19b}$$

Para ambos diseños:

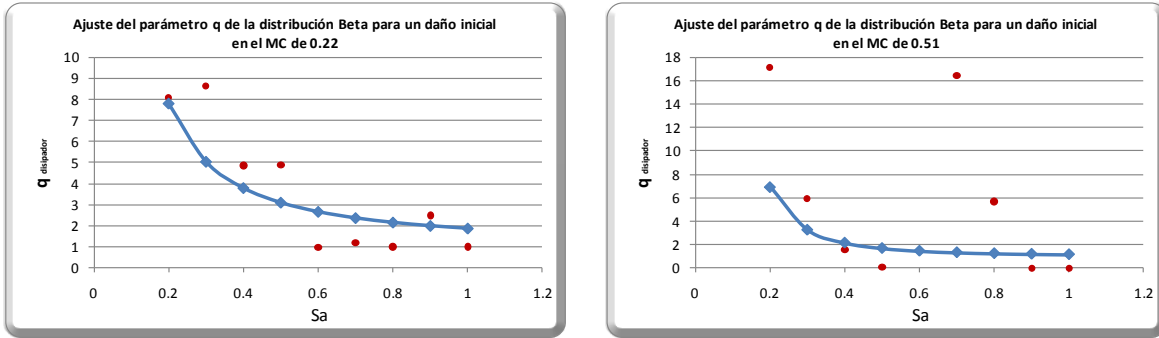
$$B_q = (C_1 D_{iMC} + C_2) e^{(C_3 D_{iMC} + C_4) D_{EDES}} \tag{6.20}$$

En la tabla 6.3 se muestran los valores de los parámetros de  $A_q$  y  $B_q$ .

Diseño	$A_q$				$B_q$			
	C1	C2	C3	C4	C1	C2	C3	C4
Q=4	1.1785	0.615	0.2515	-0.1565	0.1647	-1.2321	0	0
Q=2	2.9798	-6.414	0.6286	0.0333	-3.9415	-0.6029	-0.5751	-0.0172

*Tabla 6.3 Valores de los ajustes de  $A_q$  y  $B_q$  de ambos diseños del parámetro q, para el disipador del primer entrepiso.*

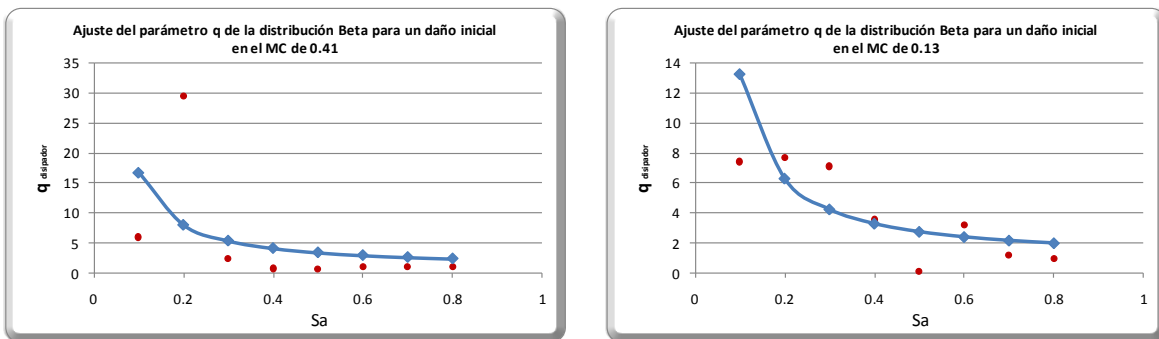
En la figura 6.19 y 6.20 se muestran los ajustes realizados para el parámetro q del disipador del primer entrepiso.



a) Daño inicial en el MC de 0.22

b) Daño inicial en el MC de 0.51

Fig.6.19 Ajuste del parámetro  $q$  para el disipador del primer entrepiso. Diseño  $Q=2$ .



a) Daño inicial en el MC de 0.41

b) Daño inicial en el MC de 0.13

Fig.6.20 Ajuste del parámetro  $q$  para el disipador del primer entrepiso. Diseño  $Q=4$ .

#### 6.4 Distribución del daño en la altura.

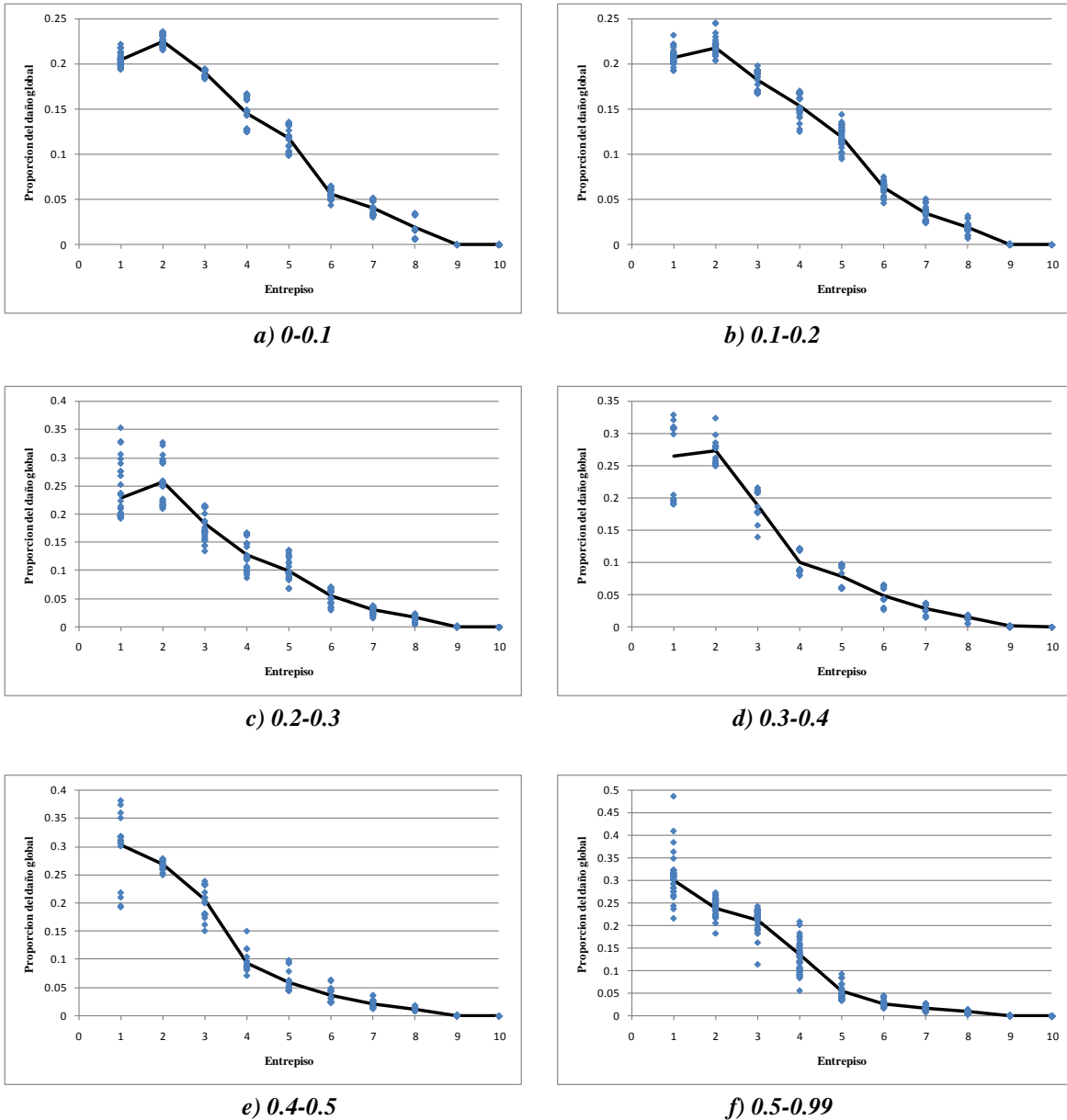
En este estudio se considera la distribución del daño en la altura para poder establecer políticas de reparación en el sistema de MC y de reemplazo en el sistema disipador, de esta forma se puede optimizar la función de costo de reparación en un tiempo de vida determinado para la estructura.

##### 6.4.1 Distribución del daño en la altura del sistema de MC.

La obtención de la distribución del daño en la altura para el sistema de MC se realizó de una manera determinista. Para esto no se tomó en cuenta el valor del daño inicial de la estructura, ni el valor de la intensidad sísmica que llevaba a la estructura a cierto daño final, únicamente se consideró que la distribución del daño en la estructura está dada por el daño final global en la que ésta se encuentra al final de una excitación sísmica. Estas distribuciones se calcularon tomando en cuenta ciertos intervalos de daño final en los que se observaba que la forma de la distribución no cambiaba significativamente, y de ellas se calculó el valor medio de los porcentajes que contribuye cada entrepiso al daño global, así

de esta manera, si se presenta un movimiento del terreno con cierta intensidad sísmica se puede determinar la distribución del daño en la altura de la estructura a partir del daño final global probable que se tendría al final de dicho movimiento.

Las variaciones del daño en la altura encontradas para diferentes intervalos de daño final y la correspondiente media trazada con una línea continua se muestran en las siguientes figuras (fig. 6.21 y 6.22) para los dos diseños realizados ( $Q=4$  y  $Q=2$ ). No se realizó ningún tipo de ajuste a estas variaciones



**Fig. 6.21** Distribución del daño en la altura para diferentes intervalos de daño final en el MC y su valor medio representando con una línea continua, para el diseño de  $Q=4$ .

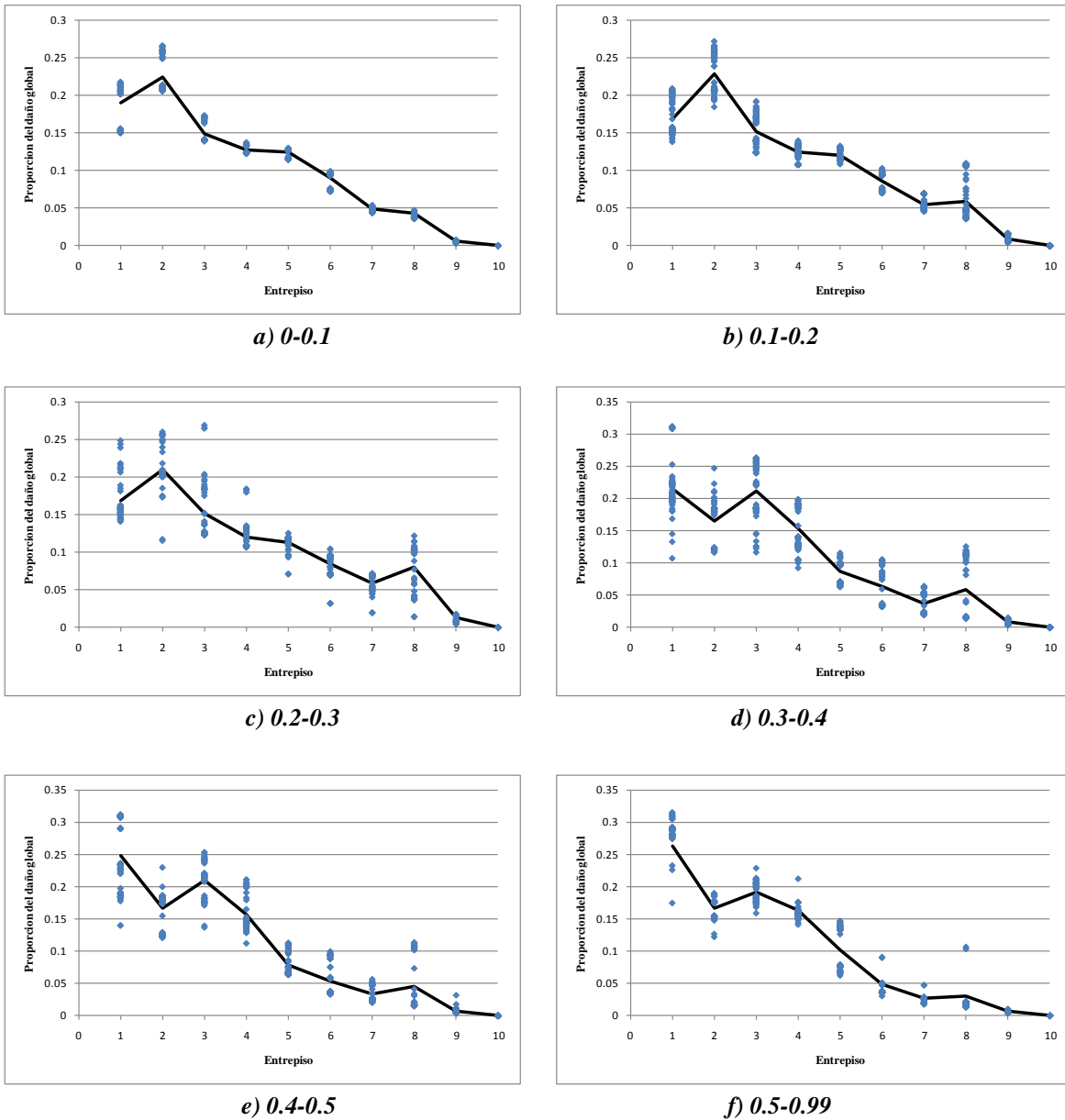


Fig. 6.22 Distribución del daño en la altura para diferentes intervalos de daño final en el MC y su valor medio representando con una línea continua, para el diseño de  $Q=2$ .

#### 6.4.2 Distribución del daño en la altura en el sistema disipador.

La distribución del daño en la altura en los disipadores se consideró como un promedio de las distribuciones de daño en la altura que se obtuvieron de los análisis para diferentes daños iniciales en el sistema de marcos. Esta distribución se hizo en función del daño inicial en el sistema de MC, sin considerar la variación debido a la intensidad sísmica. La ecuación que se consideró para su ajuste es del tipo:



$$P_{N_e} = Ae^{BN_e} \quad (6.21)$$

Donde A y B son parámetros de ajuste que depende del daño final del MC para una intensidad dada,  $N_e$  es el número del entrepiso en el que se desea conocer el valor de la proporción del incremento de daño.  $P_{N_e}$  es el porcentaje de daño del dissipador en el entrepiso  $N_e$ , respecto al daño en el dissipador del primer entrepiso.

El parámetro A en el caso del diseño con Q=4 se ajustó para una función del tipo:

$$A = C_1 e^{C_2 D_{fMC}} \quad (6.22)$$

Y para el diseño de Q=2 del tipo:

$$A = C_1 D_{fMC} + C_2 \quad (6.23)$$

El parámetro B se ajustó para ambos diseños (Q=2 y Q=4) con una función del tipo:

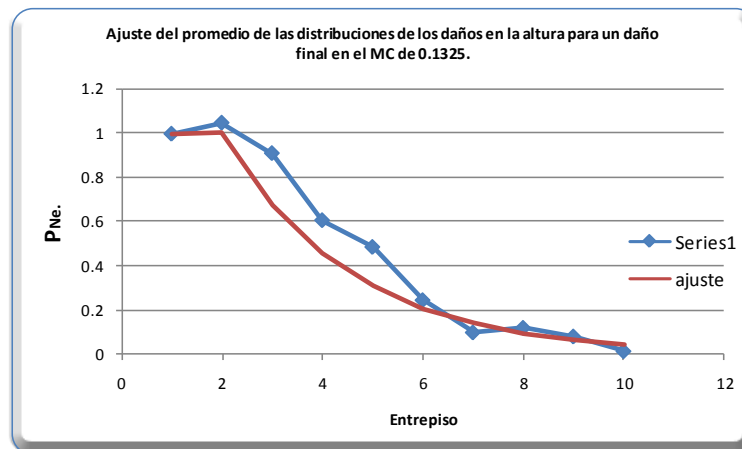
$$B = C_1 D_{fMC} + C_2 \quad (6.24)$$

En la tabla 6.4 se dan los valores de los parámetros de ajuste para cada caso estudiado.

Diseño	A		B	
	C1	C2	C1	C2
Q=4	1.83109	1.4749	-0.3511	-0.35001
Q=2	2.5726	1.7372	-0.2556	-0.2366

**Tabla 6.4 Valores de los ajustes de A y B para  $P_{N_e}$ .**

En las figuras 6.23 a 6.28 se presentan los ajustes y los valores promedios observados de las distribuciones de daño para diferentes valores de daño en el sistema de MC



**Fig. 6.23 Distribución del daño en la altura como proporción del daño del primer nivel de los EDES para un daño inicial de 0.1325 en el sistema de MC para un diseño con Q=4.**

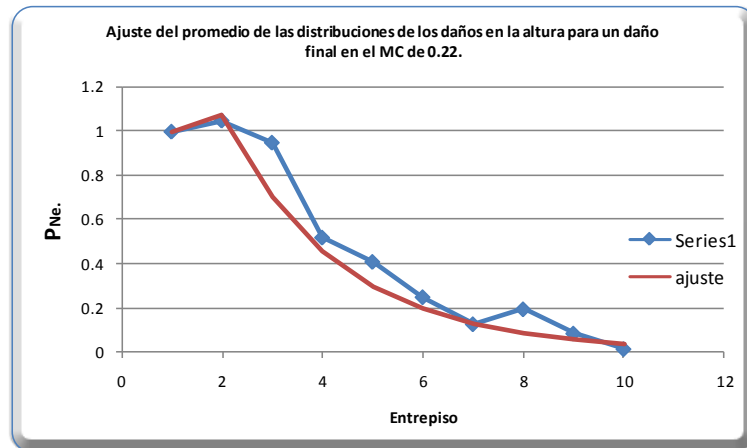


Fig. 6.24 Distribución del daño en la altura como proporción del daño del primer nivel de los EDES para un daño inicial de 0.22 en el sistema de MC para un diseño con  $Q=4$ .

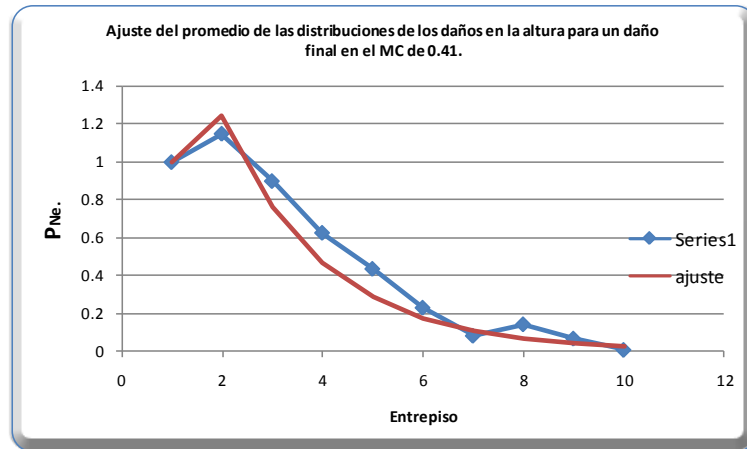


Fig. 6.25 Distribución del daño en la altura como proporción del daño del primer nivel de los EDES para un daño inicial de 0.41 en el sistema de MC para un diseño con  $Q=4$ .

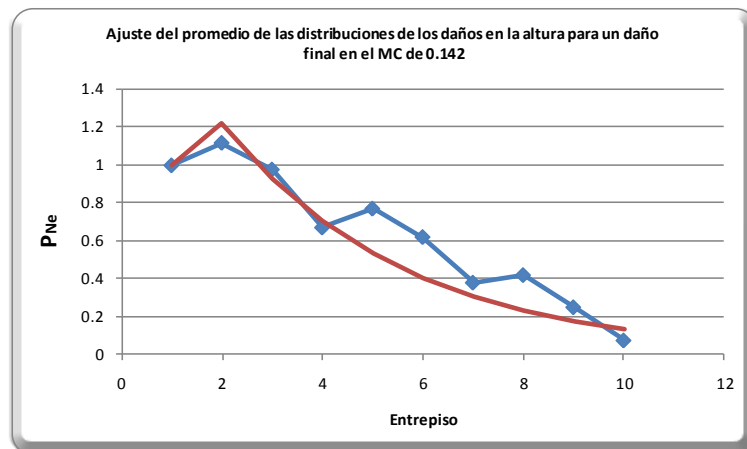


Fig. 6.26 Distribución del daño en la altura como proporción del daño del primer nivel de los EDES para un daño inicial de 0.142 en el sistema de MC para un diseño con  $Q=2$ .

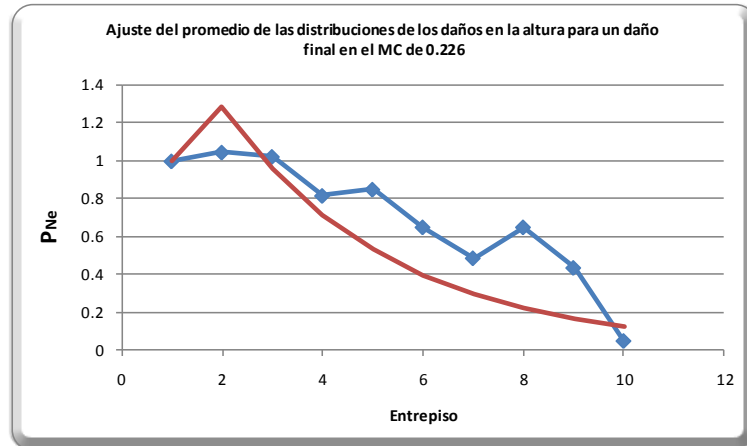


Fig. 6.27 Distribución del daño en la altura como proporción del daño del primer nivel de los EDES para un daño inicial de 0.226 en el sistema de MC para un diseño con  $Q=2$ .

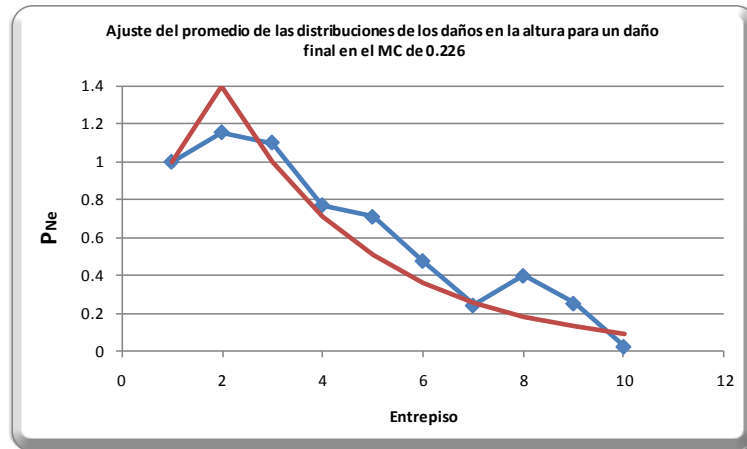


Fig. 6.28 Distribución del daño en la altura como proporción del daño del primer nivel de los EDES para un daño inicial de 0.40 en el sistema de MC para un diseño con  $Q=2$ .

# CAPÍTULO 7.

## POLÍTICAS DE REPARACIÓN.

### 7.1 Introducción

En los sistemas que se proyectan construir en un sitio en donde la amenaza sísmica es alta, las condiciones de diseño se expresan mediante un espectro sísmico elástico que es reducido por comportamiento no lineal y un criterio que establecen las proporciones en que las cargas actuantes son resistidas por los diferentes elementos estructurales que componen el sistema.

Cada vez que se presenta un movimiento sísmico intenso, este puede provocar un daño en los elementos resistentes. Estos daños son generalmente función de la amplitud de las deformaciones y del número de ciclos de deformación que soporta cada elemento. Estos daños son sumados a los acumulados debido a eventos anteriores. Mientras no se tome la decisión de reparar la estructura estos daños seguirán acumulándose. La decisión de reparar la estructura se puede tomar en función de establecer niveles determinados de daño, ya sea local (en los elementos estructurales) o global, en los cuales reparar. Estas reparaciones tienen un costo para el o los inversionistas. Por lo tanto es conveniente encontrar un valor de umbral de reparación que minimice la suma de los costos iniciales y de reparación y mantenimiento. La suma de dichos costos actualizados a un mismo instante de referencia, se pueden expresar mediante la expresión:

$$U = C + E \left[ \sum_{i=1}^{\infty} L_i e^{-\gamma T_i} \right] \quad (7.1)$$

donde  $C$  es el costo inicial de la estructura proyectada,  $L_i$  son los valores que corresponden a las consecuencias de fallo o mantenimiento proporcionado para cierto umbral de daño asociado a cada temblor  $i$ ,  $E$  significa la esperanza,  $\gamma$  es la tasa de descuento y  $T_i$  es el tiempo donde ocurre la  $i$ -ésima reparación.

La ecuación 7.1 es la función a minimizar.

### 7.2 Políticas de reparación y de reemplazo.

La forma en que se establecen las políticas de reparación y mantenimiento en este trabajo son las descritas a continuación.

Si se presenta un movimiento sísmico o una serie de estos que dañen la estructura hasta sobrepasar cierto nivel de daño establecido, la reparación elimina este daño acumulado restituyendo las condiciones iniciales de rigidez y resistencia en los elementos reparados o reemplazados. En este trabajo se considera que el daño es visible para los elementos que componen el sistema de MC. En el caso de los disipadores este daño no es visible si no hasta que se alcanza un daño demasiado alto o falla. Por lo tanto para estos elementos es conveniente realizar un reemplazo preventivo.

En el caso en que se realice una tarea de reparación en el sistema de marco convencional, se considera adecuado hacerlo sobre todos los elementos estructurales que presenten daño. De esta forma se restituye toda la capacidad resistente de este sistema. Para el caso de los elementos disipadores de energía lo conveniente es el reemplazo de solamente aquellos elementos que se considera, han sobrepasado el límite establecido de fatiga. Dadas las características de comportamiento del elemento disipador, con este tipo de reemplazo se mantienen las propiedades de rigidez y resistencia del sistema disipador de energía.

En lo que sigue se presenta una aplicación para obtener los umbrales del daño en la estructura (Sistema MC y sistema EDES), para su reparación y reemplazo, que minimicen los costos a largo plazo.

### ***7.3 Solución mediante el método de Montecarlo para el análisis de decisiones.***

Las funciones de daño acumulado obtenidas en el capítulo anterior son utilizadas para establecer políticas de reparación que minimicen costos futuros por mantenimiento o reparación de las construcciones analizadas para un de ciclo de vida.

El procedimiento utilizado para cada caso de estudio es el siguiente:

- a) Se simula una secuencia de intensidades sísmicas, así como los instantes en que ocurren, durante el ciclo de vida.
- b) Se supone una estrategia de umbral de nivel de daño para el cual se repara el marco o se reemplaza el disipador.
- c) Para cada evento de la secuencia sísmica
  - 1) Se simulan el daño en la estructura (marco y disipador) en función de sus condiciones iniciales de daño y la intensidad sísmica.
  - 2) Se decide, con base en el daño final simulado y en la estrategia supuesta, si se necesita reparar el marco o el sistema disipador.
  - 3) En caso de reparación o reemplazo se calcula el valor del costo de reparación o reemplazo (costo a valor presente ec. 7.1).
  - 4) Se determinan nuevas propiedades del sistema para el siguiente evento sísmico.
  - 5) Se pasa al siguiente evento sísmico
- d) Se calculan las utilidades (ec. 7.1)

Se repite los incisos a) al d) para varias secuencias de historias de intensidades sísmicas y se calcula el valor esperado del costo para la muestra de secuencias.

#### 7.4 Riesgo sísmico.

De los estudios de análisis de peligro sísmico realizado por Alamilla (2001) para condiciones de sitio SCT, se determinaron las curvas de peligro sísmico de los sistemas estudiados con base en sus periodos fundamentales de vibrar, dichas curvas se muestran en la figura 7.1. Estas curvas se utilizan para la simulación de las historias sísmicas de intensidades.

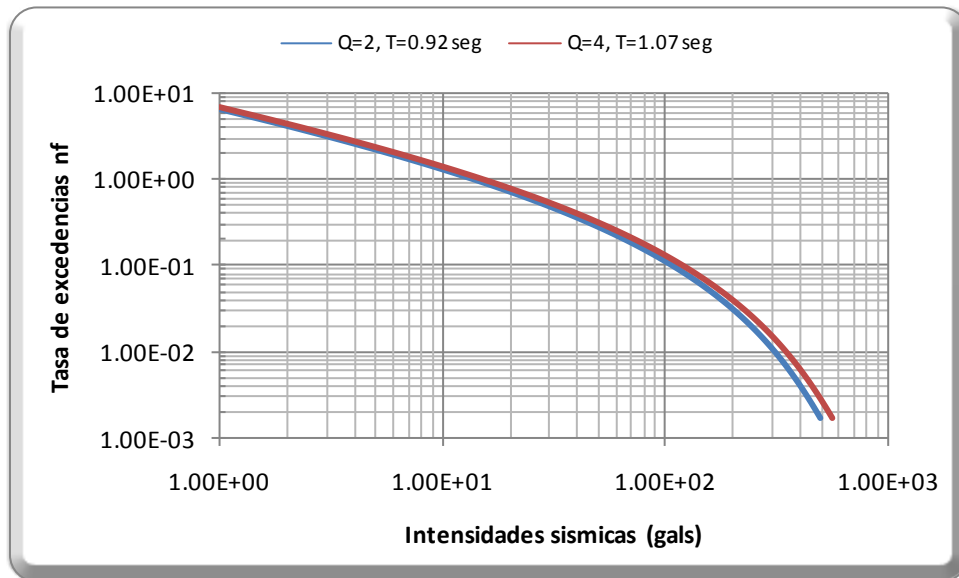


Fig. 7.1 Curva de peligro sísmico para las estructuras estudiadas.

#### 7.4.1 Simulación de intensidades sísmicas y tiempos de ocurrencia.

##### 7.4.1.1 Intensidad sísmica.

Para la simulación de las intensidades sísmicas se considera que la tasa de excedencia de las intensidades tiene la forma (Alamilla, 2001):

$$v_y = k_1 y^{-\varepsilon_1} \left[ 1 - \left( \frac{y}{y_m} \right)^{-\varepsilon_2} \right] + k_2 \left[ 1 - \left( \frac{y}{y_m} \right)^{\varepsilon_3} \right] \quad (7.2)$$

Donde los parámetros  $k_1, k_2, \varepsilon_1, \varepsilon_2$  y  $\varepsilon_3$  son variables de ajuste para cada curva en particular y el valor  $y_m$  es el valor máximo de intensidad que se puede presentar.

Las simulaciones de las intensidades sísmicas se realizaron mediante la siguiente forma:

Sea:

$$1 - F(y) = \frac{v(y)}{v(y_0)} \quad (7.3a)$$

$$v(y) = [1 - F(y)]v(y_0) \quad (7.3b)$$

Donde  $v(y_0)$  es la intensidad mínima a la cual se supone se empieza a presentar daño estructural y  $F(y)$  es la función de distribución de probabilidades acumulada de la intensidad,  $y$ .

La simulación se realiza de la siguiente manera:

- Primero se calcula el valor de la tasa de excedencia ( $v(y_0)$ ) para el cual la estructura empieza a presentar daño estructural.
- Se simula un valor ( $F(y)$ ) con distribución uniforme entre 0 y 1.
- Se calcula el valor de  $v(y)$  con la expresión 7.3b.
- Con el valor de  $v(y)$  y con la expresión 7.2 se encuentra el valor de la intensidad  $y$ .

#### 7.4.1.2 Tiempos de ocurrencia.

Para la simulación de los historia de ocurrencia de temblores se supuso que las intensidades de los eventos suceden de acuerdo a un proceso de Poisson (ec. 7.4). Para este proceso si  $T$  es la variable aleatoria para que ocurra el primer arribo, entonces la probabilidad de que  $T$  exceda algún valor de  $t$  ( $1 - F_T(t)$ ), es igual a la probabilidad de que no ocurra ningún suceso en ese intervalo de tiempo de longitud  $t$  ( $p_x(0)$ ).

Para el proceso de Poisson.

$$p_x(x) = \frac{(\lambda t)^x e^{-\lambda t}}{x!} \quad (7.4)$$

Donde  $x$  es el número de eventos y  $\lambda$  es la tasa de excedencia de eventos.

Por lo tanto:

$$1 - F_T(t) = \frac{(\lambda t)^0 e^{-\lambda t}}{0!} \quad t \geq 0 \quad (7.5a)$$

Por consiguiente,

$$F_T(t) = 1 - e^{-\lambda t} \quad (7.5b)$$

Para la simulación de tiempos de ocurrencia y siendo congruente con la simulación de intensidades solo se consideraran los temblores que pueden provocar daño en la estructura.

Así el valor de  $\lambda$  será en nuestro caso el valor de  $\nu(y_0)$ . La simulación de tiempos de ocurrencia se realizó de la siguiente manera:

- Se calcula el valor de  $\nu(y_0)$ , se simula un valor,  $U_{li}$ , entre 0 y 1 con distribución uniforme. Este valor de  $U_{li}$  es el correspondiente a  $F_T(t)$  en la expresión 7.5b.
- Se calcula el valor de  $t$  de la expresión 7.5b
- Se calcula el tiempo acumulado  $T_i = T_{i-1} + t_i$
- Si  $T_i$  es mayor que el ciclo de vida de la estructura se termina la simulación, en caso contrario se repite la simulación.

En este trabajo se considera un ciclo de vida de 150 años para la simulación de las historias de intensidades.

### **7.5 Simulación de daños estructurales**

#### **7.5.1 Sistema de marco convencional.**

La simulación de los daños estructurales causados por un sismo cuando se tiene un daño inicial determinado se realizó de la siguiente manera:

- 1) Ya que se tiene simulada la intensidad sísmica y se conoce el daño inicial en la estructura se obtiene la media del incremento del daño utilizando las funciones de daño acumulado dada por la ecuación 6.4. Se calcula el valor de  $q$  utilizando la ecuación 6.12 y a partir de ellas el parámetro  $r$  (ec. 6.10), con la cual se define la forma de la función de distribución Beta.
- 2) Se genera un valor con distribución uniforme entre 0 y 1,  $U_{li}$
- 3) Con los parámetros definidos de  $q$  y  $r$  se calcula el valor de la variable  $x$  (incremento del daño) que daría la probabilidad acumulada  $U_{li}$  por medio de alguno de los métodos presentados en el apéndice A.
- 4) Después de simular el valor del incremento del daño este se suma al valor del daño inicial para obtener el daño final.

#### **7.5.2 Sistema disipador de energía.**

Una vez obtenido el daño en el sistema del marco convencional, se simula el valor del incremento del daño en el sistema disipador de energía de la misma manera que para el sistema convencional, utilizando la ecuación 6.14 para calcular la media del incremento de daño del disipador del primer entrepiso.

Una vez simulado el incremento de daño del sistema disipador del primer entrepiso, se estima el valor del incremento del daño en los disipadores de los entrepisos restantes a partir del incremento del daño del disipador del primer entrepiso mediante la expresión 6.21 (distribución del daño en los disipadores en la altura).



### 7.6 Costos de reparación.

El costo de reparar el daño en la estructura debe de incluir en forma general tanto los costos directos (costos de materiales, mano de obra, etc.), como los costos indirectos (suspensión de actividades, deficiencias de funcionamiento, etc.).

Aquí el costo de reparación de daños, dado que el sistema sobrevive se calcula como sigue (Ismael, 2003):

$$L = \left(1 + \frac{r_1}{c}\right) c D_f(D_i, S_a) C_{0T} \quad (7.6)$$

Donde  $C_{0T}$  es el costo total inicial del sistema estructural (elementos disipadores y del sistema de marcos de concreto reforzado),  $r_1$  se define como el cociente de los costos indirectos entre los directos (Ismael, 2003), el cual puede tomar diferentes valores según sea el uso de la construcción. En este trabajo se toma igual a 1.5.  $c$  es un factor que se calcula con la ecuación 7.7, este valor depende tanto del daño en la estructura como de un factor  $\alpha$  el cual es mayor que la unidad, y toma en cuenta el hecho de que los costos de reparación incluyen la contribución de una cantidad fija que refleja los costos de los arreglos logísticos que deben hacerse antes de que el verdadero trabajo de reparación comience. En este trabajo se toma igual a  $\alpha=1.5$  (Ismael, 2003),  $D_f(D_i, S_a)$  representa el valor del daño al final de un movimiento sísmico con una intensidad de  $S_a$  y un daño inicial  $D_i$

$$c = \alpha - (\alpha - 1.2) D_f(D_i, S_a) \quad (7.7)$$

El costo a la falla se supone que corresponde al valor total inicial de la estructura más los gastos correspondientes a los costos indirectos. Aquí no se toma en cuenta los costos debidos a pérdidas humanas.

El costo inicial total de la estructura se calcula con base en lo presentado en Ismael (2003), en la que se toma como base de cálculo la cantidad de material o volumen de obra que arroja el diseño con propiedades nominales. El desarrollo detallado para determinar el costo inicial se puede ver en Ismael (2003).

Para el caso del costo de reparación debido a los de los disipadores, se hicieron las consideraciones siguientes:

1. En caso de sobrepasar el umbral de reparación se considera únicamente el reemplazo del sistema disipador que haya sobre pasado dicho umbral.
2. Cuando se presenta una falla del sistema el costo de reparación del disipador es igual al costo de construir un sistema nuevo.

3. Se considera falla global cuando cualquiera de los dos sistemas (MC y disipador) presenta falla.

### 7.7 Cálculo de utilidades.

El cálculo del costo esperado de daños aplicando el procedimiento descrito en el subcapítulo 7.3 se realiza para ambos edificios diseñados con  $Q=2$  y  $Q=4$ .

Se analizaron diferentes casos para la elección de los umbrales de reparación. En el primero de ellos se consideró para ambos sistemas (MC y disipador), el mismo umbral de reparación. Se tomaron valores entre 0 y 0.9 (en intervalos de 0.1). El valor de 0 corresponde al caso en que se realiza la reparación cada vez que sucede un evento. En los otros casos se tomó un valor de umbral de reparación del disipador y se consideraron diferentes valores de umbral de reparación del marco convencional. Los valores que se tomaron para el umbral de reparación en el disipador en estos casos fueron de 0.2, 0.4 y 0.6. Para el sistema MC se tomaron umbrales entre 0 y 0.9 (intervalos de 0.1).

En la tabla 7.1 se muestran los costos iniciales de los diseños realizados.

RUBRO	COSTO	
	Q=4	Q=2
SISTEMA DE MARCOS	\$5,587,208.02	\$6,249,237.46
SISTEMA DE PISO	\$3,538,565.08	\$3,957,850.39
COSTO DE LOS ACABADOS	\$9,498,253.64	\$10,623,703.68
SISTEMA DISIPADOR DE ENERGIA	\$2,681,295.82	\$4,258,359.06
COSTO TOTAL DEL EDIFICIO	\$21,305,322.56	\$25,089,150.59

Tabla 7.1. Costos iniciales de los dos diseños analizados.

En las figuras 7.2 a la 7.5 se muestran los resultados obtenidos para el edificio diseñado con un factor de comportamiento sísmico  $Q=4$  y las figuras 7.6 a la 7.9 los resultados para el edificio diseñado con un factor de comportamiento sísmico  $Q=2$ . Se realizaron 10000 simulaciones con ciclos de vida de 150 años. Las figuras anteriores representan en el eje de las abscisas el umbral de reparación y en el eje de las ordenadas el valor del costo esperado de daños normalizados con respecto al costo inicial de la estructura. La figura 7.2 es el resultado del análisis considerando umbrales de reparación iguales en el sistema de marco y el sistema disipador para  $Q=4$ , las figuras 7.3, 7.4 y 7.5 son los resultados obtenidos para umbrales de mantenimiento en el disipador de 0.2, 0.4 y 0.6 respectivamente. Se puede apreciar una diferencia ligeramente menor en el costo esperado mínimo para el caso en el que se considera un valor fijo en el umbral de reparación del disipador igual a 0.4 (fig. 7.4) con respecto a los demás resultados; por lo que, el umbral que da el costo esperado óptimo es de 0.5 en el sistema de marco y de 0.4 en el sistema disipador con un valor del 1.1155 del costo inicial.

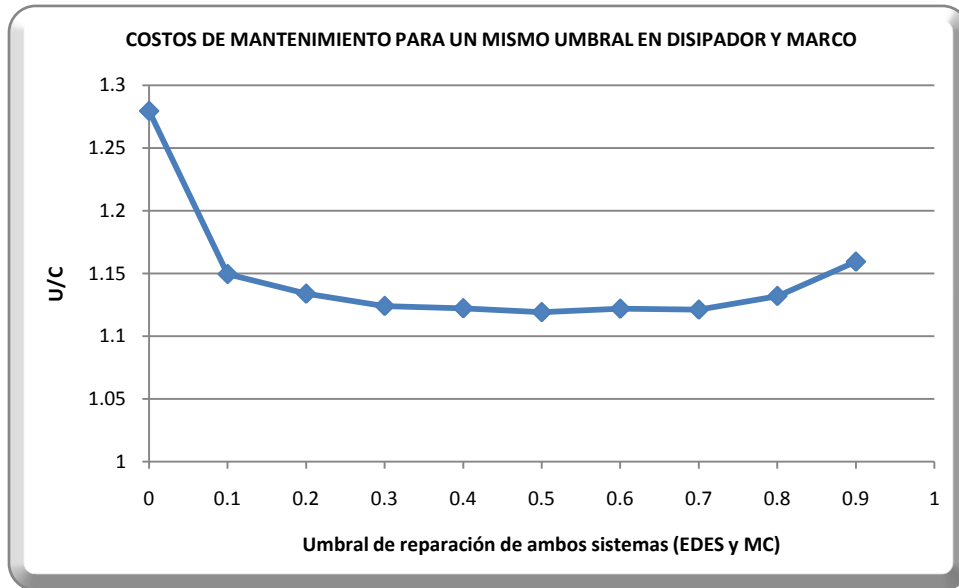


Fig.7.2 Costos considerando umbrales de reparación iguales en el sistema de marcos y el sistema disipador para el edificio diseñado con  $Q=4$ .

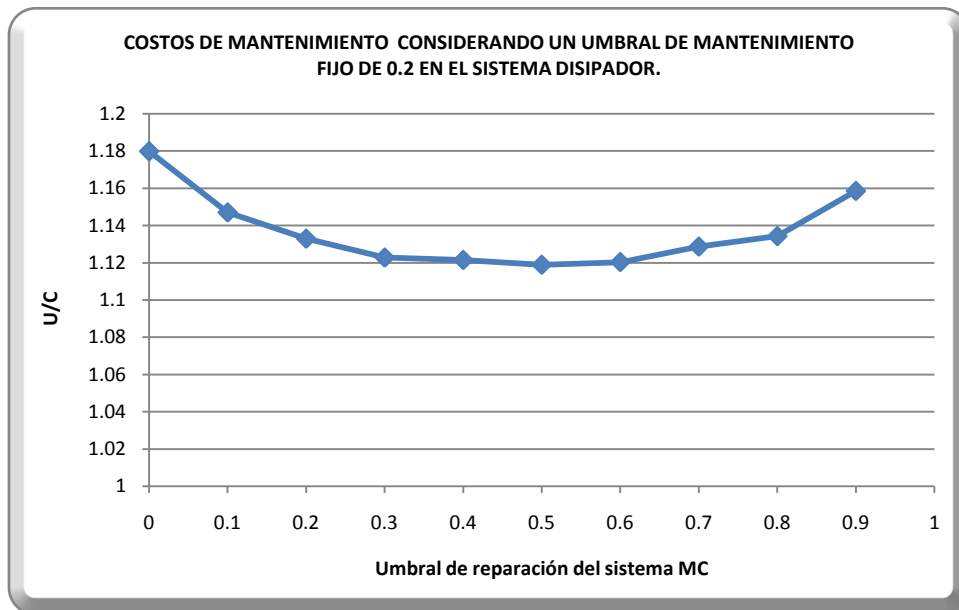


Fig.7.3 Costos considerando un umbral de reparación fijo de 0.2 en el sistema disipador y variable en el sistema de marcos para el edificio diseñado con  $Q=4$ .

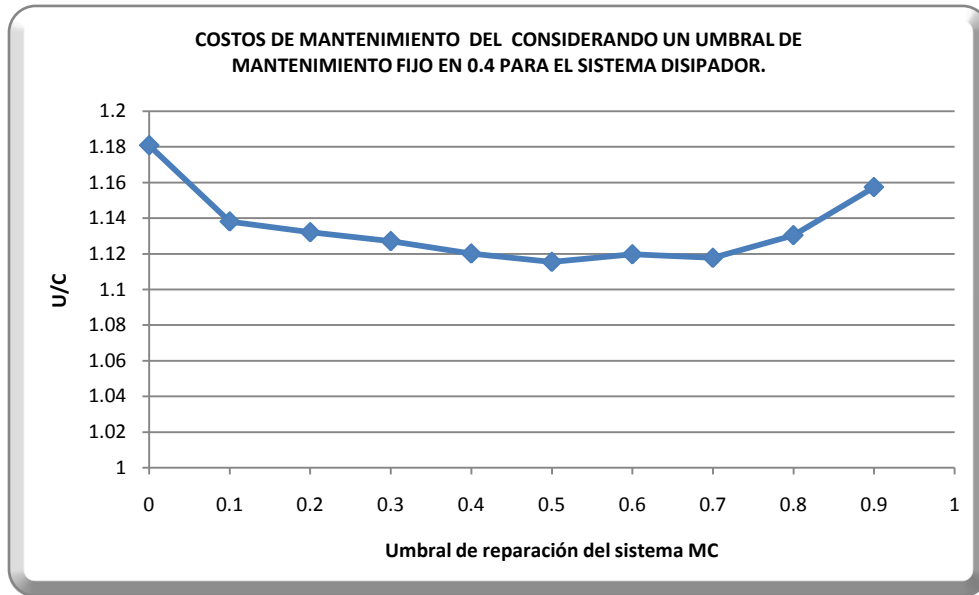


Fig.7.4 Costos considerando un umbral de reparación fijo de 0.4 en el sistema disipador y variable en el sistema de marcos para el edificio diseñado con  $Q=4$ .

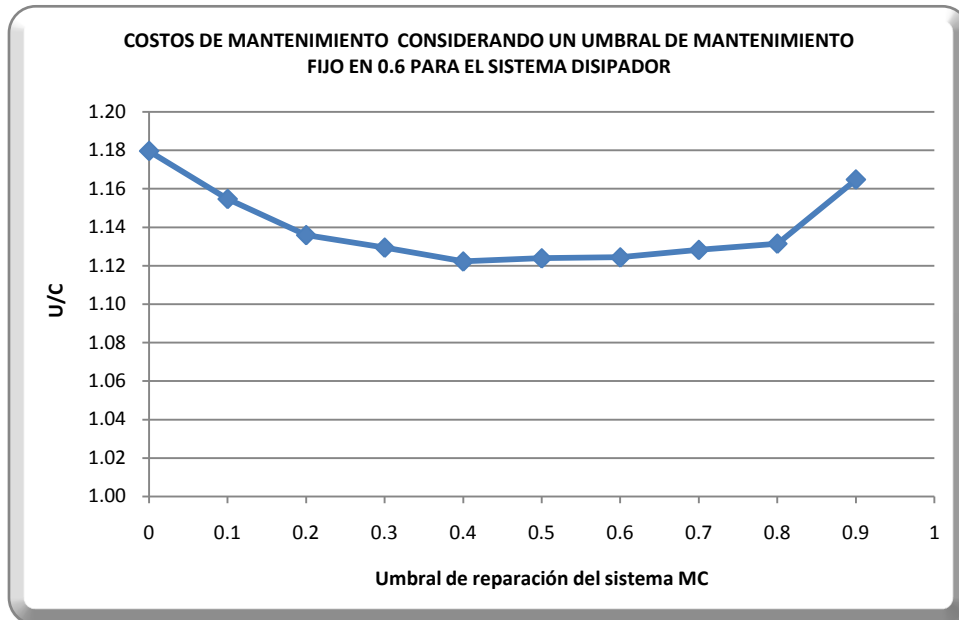


Fig.7.5 Costos considerando un umbral de reparación fijo de 0.6 en el sistema disipador y variable en el sistema de marcos para el edificio diseñado con  $Q=4$ .

Para el caso del edificio diseñado con un factor de comportamiento  $Q=2$  se encuentra que el costo esperado mínimo se obtiene cuando se considera reparar el disipador para un umbral del daño de 0.2 y cuando se presente un daño de 0.5 en el sistema de marco (ver fig. 7.7) con un valor del costo esperado menor a 1.02 del costo total inicial de la construcción.

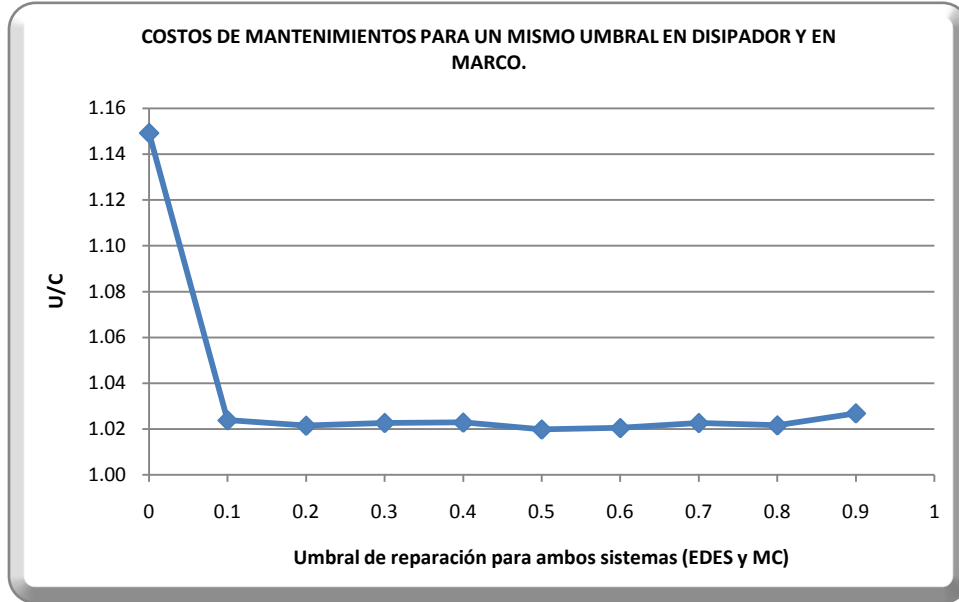


Fig.7.6 Costos considerando un umbral de reparación igual en el sistema disipador y el sistema de marcos para el edificio diseñado con  $Q=2$ .

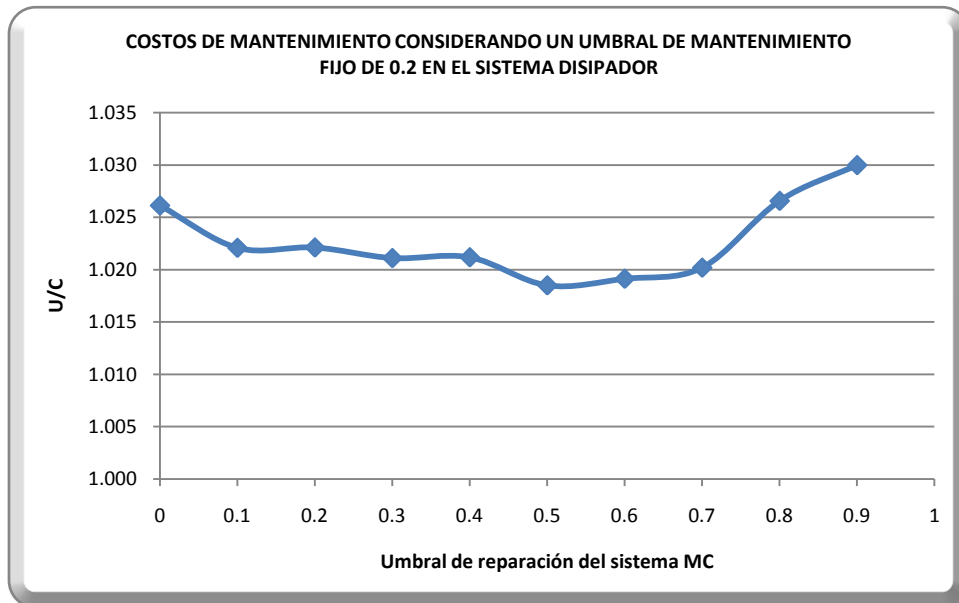


Fig.7.7 Costos considerando un umbral de reparación fijo de 0.2 en el sistema disipador y variable en el sistema de marcos para el edificio diseñado con  $Q=4$ .

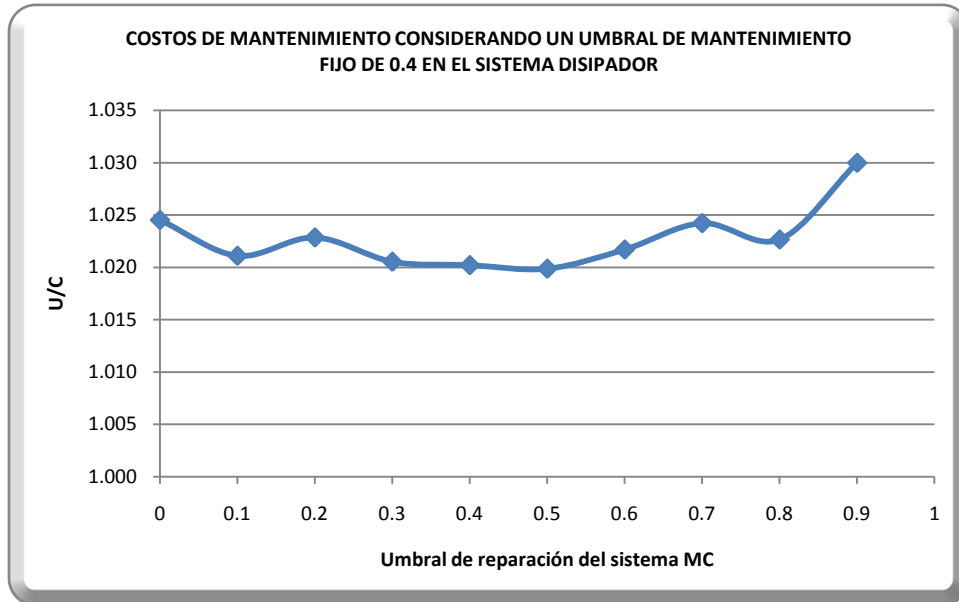


Fig.7.8 Costos considerando un umbral de reparación fijo de 0.4 en el sistema disipador y variable en el sistema de marcos para el edificio diseñado con  $Q=4$ .

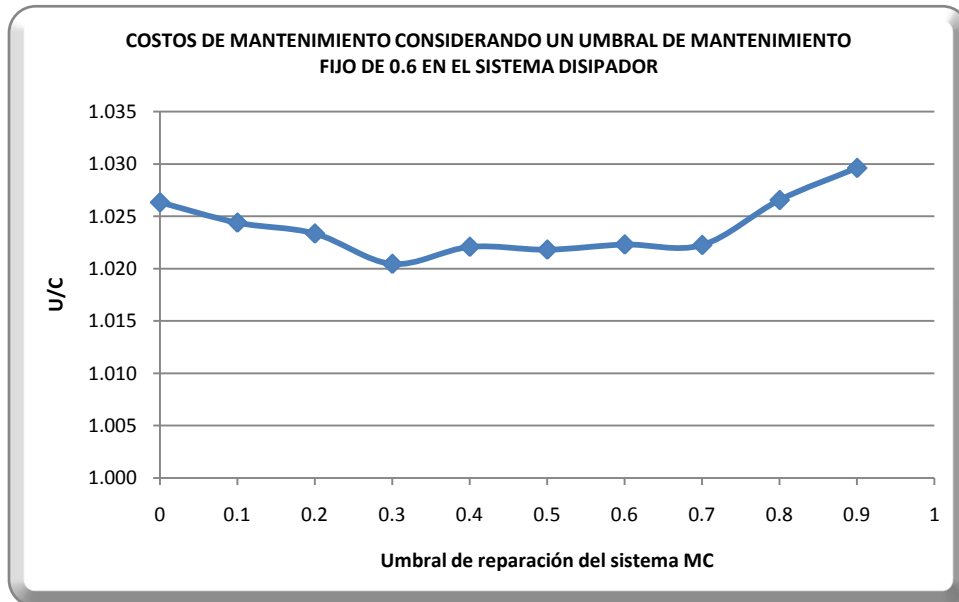


Fig.7.9 Costos considerando un umbral de reparación fijo de 0.6 en el sistema disipador y variable en el sistema de marcos para el edificio diseñado con  $Q=4$ .

Los resultados del análisis de costos nos muestran lo siguiente:

- a). Las estructuras diseñadas con  $Q=2$  presentan valores del costo esperado de daños en un ciclo de vida bajos (en porcentajes respecto al costo de daño inicial), sin importar los umbrales de reparación que se tomen (excepto para el caso en que se toma un umbral cero en el que se repara a la estructura cada vez que sucede un evento sísmico). Esto nos muestra que los diseños son bastante resistentes, con poco daño estructural ante sismos de intensidades no muy altas. En estas estructuras es posible tomar umbrales de reparación altos (como 0.7 para los dos sistemas, marco y dissipador), sin tener un incremento sustancial en el costo esperado de daños.
- b). Las estructuras diseñadas con  $Q=4$  presentan valores del costo esperado de daños, en porcentaje respecto al costo inicial, mayores que las estructuras con  $Q=2$ . Esto muestra que estas estructuras sufren mayores daños que las diseñadas con  $Q=2$ . También en estos sistemas se pueden considerar umbrales de reparación mayores al óptimo sin un aumento sustancial en el costo esperado de daños.
- c). De acuerdo con los resultados, en ambas estructuras ( $Q=2$  y  $Q=4$ ) es posible tomar umbrales de reparación más altos a los óptimos (como 0.7 para los dos sistemas, marco y dissipador), sin tener un incremento sustancial en el costo esperado de daños. Una razón para decidir esto sería que, aunque el cálculo del costo se toman en cuenta algunos factores como los debidos a arreglos logísticos, suspensión de actividades, deficiencias de funcionamiento, etc., algunos otros factores como el malestar de las personas se podrían evitar si se tienen menos casos de reparación.
- d). El alto incremento en los costos esperados de daños para el caso en que se considera un evento sísmico, se debe a la forma en que se establecen los criterios de reparación en este estudio, como es el que se considera un reemplazo total de los dissipadores de energía (solo las placas triangulares) y también una buena contribución de los costos indirectos.
- e). De acuerdo con el criterio de optimización establecido, los resultados nos muestran que las estructuras diseñadas con  $Q=4$ , para el umbral de daño óptimo, presentan un valor del costo esperado de daño menor que en el que se tiene para las estructuras con  $Q=2$  (\$23, 766,087 para  $Q=4$  y \$25, 590,933 para  $Q=2$ ). Esto la convierte en el mejor diseño de los dos estudiados.

# Comentarios finales.

Se estudió un edificios de 10 niveles desplantados en la Zona IIIb diseñados de acuerdo a el RCDF-2004 y sus NTC considerando interacción suelo-estructura para factores de comportamiento sísmico  $Q=4$  y  $Q=2$ .

Este estudio se realizó analizando sistemas estructurales detallados. Esto permitió considerar la influencia de los diversos parámetros que afectan en la respuesta de las estructuras con disipadores de energía, como es el caso de la distribución del daño en la altura.

Se propuso un índice de daño global basado en la fatiga de los elementos estructurales para el sistema convencional. Este índice es útil pues permite obtener información tanto sobre el nivel de daño que presentan los diferentes entresijos de la estructura, como a nivel global.

Se establecieron funciones de daño acumulado global para el sistema convencional mediante el índice de daño propuesto, así como funciones de daño para el sistema disipador del primer nivel, expresados en función del daño inicial y la intensidad sísmica.

Se propuso una forma de obtener el daño para los disipadores de los diferentes niveles mediante una función que determina el daño en ellos en proporción del daño en el disipador del primer nivel. De igual forma se obtuvo la distribución del daño en el sistema convencional a partir del daño global de la estructura.

Se obtuvieron expresiones para definir los parámetros probabilistas de la función de densidad de probabilidades del daño en función del daño inicial en la estructura y la intensidad sísmica. Estos parámetros probabilísticos, media y desviación estándar, están representados por las funciones de daño acumuladas ajustadas a los resultados de los análisis de respuesta y las funciones ajustadas a los errores cuadráticos.

Las funciones de daño obtenidas en este trabajo permiten entender de mejor manera, cómo se comportan las estructuras aquí estudiadas diseñadas de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-2004) y las diferencias que se tienen al considerar diferentes parámetros de diseño, como lo es el factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ).

Se realizaron estudios de optimación basados en el costo esperado de daños en un ciclo de vida de la edificación, considerando la acumulación del daño para una secuencia de eventos sísmicos. Este proceso de optimación se realizó mediante el método de simulación de Montecarlo.



De los resultados obtenidos se observa que para estructuras sin daño inicial, se tiene valores del daño relativamente bajos hasta intensidades sísmicas consideradas altas (tasas de excedencias mayores que 0.004), a partir de las cuales las estructuras empiezan a tener un incremento del daño.

Para el caso de las estructuras con daño inicial, de los resultados obtenidos se puede observar que para valores bajos de daño inicial (0-0.25) en la estructura no se observa una degradación de resistencia notable, esto es debido a que sus características dinámicas no han sido degradadas considerablemente. Sin embargo, para valores de daño alto ( $>0.25$ ) se observa que la resistencia decrece y se empiezan a presentar fallas para intensidades donde no se presentaban dichas fallas para valores de daño bajos, además, de observarse que el incremento del daño se da a una tasa mayor que la presentada para daños bajos por las alteraciones en las características dinámicas antes mencionadas.

Se puede apreciar que existen dispersiones considerables en las funciones de daño acumulado en intervalo de intensidades en que se tiene un aumento grande del daño, esto es debido principalmente a las incertidumbres en el movimiento del terreno.

En el proceso de optimización se analizaron diferentes políticas de reparación o reemplazo para el caso del marco convencional y el sistema disipador, de los resultados se obtiene lo siguiente:

Se observa que para la estructura diseñada con un factor de comportamiento sísmico  $Q=2$ , se tiene un valor del costo inicial mayor que el que presenta la estructura diseñada con un factor de comportamiento sísmico  $Q=4$ . Sin embargo, la estructura diseñada con  $Q=4$  presenta a largo plazo costos mayores que los que presenta la estructura diseñada con  $Q=2$  con respecto a su costo inicial.

De la estructura diseñada con  $Q=4$ , se puede apreciar que la utilidad óptima se encuentra cuando se considera reparar a la estructura para umbrales de 0.4 y de 0.5 en el sistema convencional y el sistema disipador, respectivamente, con una utilidad óptima de 1.12 veces el costo inicial de la construcción.

El diseño con  $Q=2$  presenta la utilidad óptima cuando se considera reparar el daño en el marco para un umbral de reparación del daño de 0.5 y de 0.2 en el sistema disipador, con una utilidad del 1.02 veces el costo inicial de la construcción.

El valor del costo inicial de la estructura diseñada con  $Q=2$  es aproximadamente 1.18 veces el costo inicial de la estructura diseñada con  $Q=4$ , sin embargo el costo a largo plazo por considerar mantenimiento en su ciclo de vida para la estructura diseñada con  $Q=4$  de 1.12 veces su costo inicial y para la estructura con  $Q=2$  es de 1.02 veces su costo inicial. Considerando la proporción entre los costos iniciales mencionadas en este párrafo se tiene

que el costo a largo plazo para  $Q=2$  es de 1.20 veces el costo inicial de la estructura diseñada con  $Q=4$ .

Estos estudios de optimización realizados, sirven para tomar decisiones con respecto a la conveniencia de utilizar un factor de comportamientos sísmico  $Q$  específico en el diseño de estructuras con disipadores de energía, así como las acciones de mantenimiento que se deben de tomar para evitar costos mayores a largo plazo.

Los resultados presentados aquí corresponden al caso de sistemas estructurales con disipadores de energía, diseñados de acuerdo con el RCDF-2004 y considerando relaciones de  $r_k$  y  $r_R$  igual a 0.5. Estudios adicionales deben hacerse con sistemas que tengan diferentes valores en las relaciones de  $r_k$  y  $r_R$ , para evaluar los costos de daños esperados que se obtienen con esas estructuras.

---

**REFERENCIAS**

Aguirre, M y Sánchez, R, 1990, "Disipadores de energía sísmica", Construcción y Tecnología, IMCyC, pp 15-18, agosto.

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.L., 2001, "Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad de estructuras aporticadas" *Tesis doctoral*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Alamilla, J., Esteva, L., Garcia-Perez, J. y Diaz-Lopez, O. (2001), "Evolutionary properties of stochastic models of earthquake accelerograms: their dependence on magnitude and distance", *Journal of Seismology*, 5: 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. A. y Gutiérrez, K., 1994, "Comparación de la respuesta sísmica inelástica de edificios tipo escuela con y sin disipadores de energía", *Memorias. IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Vol 1, Zacatecas, México, pp. 474-483.

Bonett , 2003, "Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios, aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada", *Tesis doctoral*, Departamento de ingeniería del terreno, cartográfica y geofísica. Universidad Politécnica de Cataluña.

Campos, 2005, "Diseño sísmico óptimo de edificios con disipadores de energía", *Tesis doctoral*, División de estudios de posgrado, Facultad de ingeniería, UNAM.

Campos-Arias, D y L Esteva 1997, "Modelo de comportamiento histerético y de daño para vigas de concreto reforzado", *XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Ver. México, pp 567-573.

Castillo, 2009, "Amortiguamiento equivalente en sistemas estructurales con disipadores de tipo histerético desplantados sobre terreno duro e intermedio.", *Tesis de maestría*, División de estudios de posgrado, Facultad de ingeniería, UNAM.

Chung Y. S., Meyer C y Shinozuka M. 1987, "Seismic damage assessment of reinforced concrete buildings", NCEER-87-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, SUNY en Buffalo, New York.

Clough. R. W., y Johnston. S. B. 1966, "Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements. Proceedings of the Japan Earthquake Engineering Symposium. Tokyo.

Díaz, O, Esteva, L y García, F, 1997, "Funciones de daño acumulado por sismo en marcos de edificios (primera parte)", *Informe de investigación realizado con el apoyo de CONACyT, Proy. No.6553*, Instituto de Ingeniería, UNAM, septiembre.

Dipasquale, E., y Cakmak, A.S., 1988. "Identification of the serviceability limit state and detection of seismic structural damage". Technical report. NCEER-88-0022 National Center for Earthquake Engineering Research. State University of New York at Buffalo.

Esteva L. y Campos A., 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., Diaz L. O. J. 1994, "Optimum decisions related to design and replacement of seismic energy dissipators", structural safety & reliability, the 6<sup>th</sup> International Conference on Structural Safety and Reliability, Austria

Hanson, R. D., Aiken I., Nims D. K., Richter P.J. y Bachman R.E. (1993), "State-of-the-art and state-of-the-practice in seismic energy dissipation"; Memorias del Seminario sobre aislamiento sísmico, disipación pasiva de energía y control activo; ATC-17-1, Applied Tehcnology Council, San Francisco, California. Pp.449-471.

Housner, G. W., Bergman L.A., Caughey T.K., Chassiakos A.G., Claus R.O., Masri S.F., kelton R.E., Soong, T.T., Spencer B.F. y Yao T.P. (1997). "Structural control: past, present, and future", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 123, No.9, pp. 897-971.

Hartzell S. H. 1978. Earthquake aftershocks as Green's functions. Geophys. J. R. Astron. Soc. V23 pp.1-4.

Ismael H. E., 2003, "Funciones de vulnerabilidad sísmica para el diseño optimo de sistema marco-muro", *Tesis de maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Ismael E. y Esteva L., 2006, "A hybrid method for simulating strong ground motions records", First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology Paper Number: 1265, Geneva Switzerland.

Jara, J M, 1996, "Comportamiento de edificios con disipadores de energia", Memorias X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Vol. I, Mérida, México, pp 306-315.

Majumder, K.I., y Battacharjee, G.P., 1973 , "Algorithm AS64. Inverse of incomplete Beta funtion ratio, Appl. Stat. 22,3,411-414.

Mander, J B, M J N Priestley y Park R,1984, "Seismic Design of Bridge piers", Report 84-2, Departament of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zeland, 1984

Mander, J B, M J N Priestley y Park R,1988, "Theoretical stress-strain model for confined concrete", Journal of Structural Engineering (ASCE). Vol. 114, No. 8, Agosto, pp. 1804-1825.

Mejia, R, 1995, "Análisis estructural y de costos de un edificio de 10 niveles diseñado convencionalmente y otro con disipadores de energía sísmica", Tesis profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Meli, R. ,1976 , "Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del reglamento de construcciones para el Distrito Federal", Serie azul del Instituto de Ingeniería, UNAM. No. 375, junio, pp. 137-157.

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

Mendoza, C J, 1984, "Propiedades mecánicas de los concretos fabricados en el Distrito Federal", Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Mendoza, C J, 1991, "Evaluación de la resistencia del concreto en la estructura por medio del ensaye de corazones", Revista de Construcción y Tecnología, IMCYC, Vol. III, No. 34, Marzo, pp. 6-11.

Mendoza, E, 1981, "Programa de computadora para el análisis sísmico inelástico de marcos planos con interacción suelo-estructura, Informe de Investigación, Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 9767, diciembre.

Mirza, S A y MacGregor J G, 1979a, "Variability in dimensions of reinforced concrete members", Journal of Structural Division (ASCE), Vol. 105, No. ST4, abril, pp. 751-766.

Mirza, S A y MacGregor J G, 1979b, "Variability of mechanical properties of reinforcing bars", Journal of Structural Division (ASCE), Vol. 105, No. ST5, mayo, pp. 921-937.

NTCEC 2004, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Departamento del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México D.F.

NTCDS 2004, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Departamento del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México D.F.

Ordaz M., Alboleda, J., y Singh, S.K., 1995, "A scheme of random summation of an empirical Green's function to estimate ground motions from future large earthquake", Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 85. No6. Pp. 1635-1647.

Park, Y J y H S Ang, 1984, "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", Journal of Structural Division ASCE, Vol. 110, pp 722-739.

Pier J. y Cornell A, 1973, "Spatial and temporal variability of live loads", Journal of the Structural Division ASCE, Vol. 99, No. ST5, Mayo, pp. 903-922.

Powel, G H, 1973, "DRAIN-2D user's guide", Reporte No. EERC 73-22, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley.

Presichi, D., (2007), "Aplicación de los métodos estático y dinámico modal para el diseño sísmico de edificios con disipadores de energía", Tesis de Maestría, Posgrado UNAM, México.

RCDF 2004, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Departamento del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 2 de agosto, México D.F.

Rivera J.L., (2006). "Espectros con Tasa de falla uniforme para sistemas con disipadores de energía", Tesis Doctoral, Posgrado UNAM, México.

Rodríguez, M y Botero J C (1996), "Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México", Serie azul del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 575, Enero.

Abernathy R. and Smith P., 1993, "Applying Series Expansion to the Inverse Beta Distribution to Find Percentiles of the F-Distribution", ACM Transactions on Mathematical Software, Vol. 19, No4, diciembre 1993. Pages 474-780.

Roufaiel, M. S. L., y Meyer, C., 1987, "Analitical modeling of hysteretic behavior of R/C frames", Journal of structural engineering, ASCEm Vol. 113, No. 3, marzo.

Ruiz V. M., 2000, "Confiabilidad de marcos simples con disipadores", *Tesis de maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Ruiz S.E. (1998). "Revisión sobre el desarrollo de disipadores de energía sísmica en México", Memorias del V Simposio Nacional de Ingeniería sísmica sobre disipadores de energía para controlar la respuesta sísmica de edificios, Toluca, Edo. de México, 18-19 septiembre, pp. 155-166.

Soriano A., y Ruiz S.E., 1997, "Análisis teórico de cargas vivas en edificios", Serie Azul del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 586, febrero.

Takeda, T., Sozen, M.A. y Nielsen, M.N. (1970) R/C response to simulated earthquakes, J. of Struct. Div. ASCE, 96, p 2557-2573

Tena , A., (2004), "Rehabilitación de estructuras en México utilizando disipadores de pasivos de energía", VIII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Tlaxcala, México.

Tsai, K., Chen, H., Hong, C., y SU, Y., 1991. " Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant Construction", Earthquake spectra, vol. 9 No 3.

Urrego, O, 1994, "Elección del mejor arreglo de disipadores de energía en un marco estructural plano", Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

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

# APÉNDICE A.

## A.1 Distribución Beta.

Sea  $X \sim \text{Beta}(q, r)$ ,  $q > 0, r > 0$ , su función de densidad viene dada por:

$$f(x) = \frac{\Gamma(q+r)}{\Gamma(q)\Gamma(r)} x^{q-1}(1-x)^{r-1} \quad (A.1)$$

Y su función de distribución se expresa como:

$$F(x) = \frac{B_x(q, r)}{B(q, r)} \quad (A.2)$$

Donde:  $B_x(q, r) = \int_0^x t^{q-1}(1-t)^{r-1} dt$ ,  $B(q, r) = \int_0^1 t^{q-1}(1-t)^{r-1} dt$

El método de inversión de la función de distribución no es eficiente para la distribución Beta. Sin embargo, la distribución Beta verifica determinadas propiedades que facilitan su generación para ciertas combinaciones de  $q$  y  $r$ .

- i) Si  $q=1 \Rightarrow f(x) = r(x-1)^{r-1}$ , que se puede generar fácilmente por inversión.
- ii) Si  $r=1 \Rightarrow f(x) = qx^{q-1}$ , que se puede generar fácilmente por inversión.
- iii) Si  $X \sim \text{Beta}(q, r) \Rightarrow 1-X \sim \text{Beta}(r, q)$ .
- iv) Si  $Y_1 \sim \gamma(a, q)$  e  $Y_2 \sim \gamma(a, r)$  son independientes, entonces  $\frac{Y_1}{Y_1+Y_2} \sim \text{Beta}(q, r)$ .

Como aplicación directa de la propiedad (iv), se tiene el siguiente esquema de generación:

1. Generar  $y_1$  un valor de una distribución  $\gamma(a, q)$  e  $y_2$  un valor de una distribución  $\gamma(a, r)$ .
2. Tomar  $x = \frac{y_1}{y_1+y_2}$ .

El algoritmo anterior no es eficiente para valores grandes de  $q$  y  $r$ . En tal caso, se puede utilizar el siguiente esquema, basado en que si de  $U_1, U_2 \sim u(0,1)$  independientes y consideramos  $Y_1 = U_1^{\frac{1}{q}}$  e  $Y_2 = U_2^{\frac{1}{r}}$ , entonces

$$\left( \frac{Y_1}{Y_1+Y_2} \mid Y_1 + Y_2 \leq 1 \right) \sim \text{Beta}(q, r)$$

1. Generar dos números aleatorios  $u_1$  y  $u_2$ .
2. Tomar  $y_1 = u_1^{\frac{1}{q}}$ ,  $y_2 = u_2^{\frac{1}{r}}$ .
3. Si  $y_1 + y_2 > 1$ , ir al paso 1.
4. Tomar  $x = \frac{y_1}{y_1+y_2}$ .