

01161

17

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**



**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA**

**MÉTODO BASADO EN CONFIABILIDAD
PARA EL DISEÑO POR DESEMPEÑO DEL
REFUERZO DE EDIFICIOS CON DISIPADORES
DE ENERGÍA SÍSMICA**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL

(E S T R U C T U R A S)

P R E S E N T A :

MARCO ANTONIO TORRES PÉREZ-NEGRÓN

DIRECTORA DE TESIS: DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

NOVIEMBRE 2002



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
1.- CRITERIOS DE REFUERZO DE EDIFICIOS CON DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA	4
<i>1.1 INTRODUCCIÓN</i>	<i>4</i>
<i>1.2 DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS</i>	<i>6</i>
<i>1.2.1 Método Estático</i>	<i>6</i>
<i>1.2.2 Método Dinámico Lineal</i>	<i>7</i>



1.2.3 Método Estático No Lineal	7
1.2.4 Método Basado en la Compatibilidad de Ductilidades	9
1.2.5 Método Dinámico No Lineal a partir de Historias de Respuestas en el Tiempo	12
1.2.6 Método Dinámico No Lineal usando un Sistema Equivalente de 1GDL	13
1.3 COMENTARIOS SOBRE LOS MÉTODOS	16
1.3.1 Métodos Estático Lineal y Dinámico Modal Espectral	16
1.3.2 Método Estático No Lineal	17
1.3.3 Método Estático basado en la Ductilidad	17
1.3.4 Método No Lineal a partir de Historias de Respuestas en el Tiempo	18
1.3.5 Método Dinámico No Lineal usando un Sistema Equivalente de 1GDL	19
2.- SISTEMAS EQUIVALENTES DE UN GRADO DE LIBERTAD	20
2.1 INTRODUCCIÓN	20
2.2 ECUACIONES PARA EL SE1GDL	21
2.3 COMPARACIÓN ENTRE LA RESPUESTA DE SMGDL Y SUS SE1GDL	24
2.3.1 SE1GDL de un Marco Estructural de Diez Niveles	25
3.- DISEÑO POR DESEMPEÑO	30
3.1 INTRODUCCIÓN	30
3.2 NIVELES DE DESEMPEÑO	32
3.3 CURVAS DE OBJETIVOS DE DESEMPEÑO	36



4.- CRITERIO DE REFUERZO SÍSMICO BASADO EN CONFIABILIDAD	39
4.1 INTRODUCCIÓN	39
4.2 MÉTODO DE DISEÑO PROPUESTO EN ESTA TESIS	40
4.3 COMENTARIOS SOBRE EL MÉTODO PROPUESTO	45
4.3.1 Sistemas Equivalentes de un Grado de Libertad	45
4.3.2 Selección y Escalamiento de Sismos	45
5.- APLICACIÓN DEL CRITERIO PROPUESTO A UN MARCO DE DIEZ NIVELES	47
5.1 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA	47
5.2 PROPIEDADES DEL DISIPADOR	49
5.3 EXCITACIÓN SÍSMICA	51
5.4 OBTENCIÓN DEL SE1GDL	54
5.5 DISEÑO DEL REFUERZO	61
CONCLUSIONES	81
REFERENCIAS	84
APÉNDICE A	90
APÉNDICE B	95
APÉNDICE C	98
APÉNDICE D	102
AGRADECIMIENTOS	



INTRODUCCIÓN

Una de las maneras de reforzar estructuras para que tengan un mejor comportamiento sísmico es con el uso de disipadores de energía. Estos dispositivos mejoran el desempeño de la estructura mediante la adición de amortiguamiento y en algunos casos de rigidez al sistema. Lo que provoca una reducción en las demandas de desplazamiento y en las fuerzas internas de respuesta del edificio.

El uso de disipadores de energía es una práctica cada vez más frecuente para el refuerzo de estructuras. Sin embargo, todavía no existen muchos métodos que lleven a diseñarlos de una manera que tenga una confiabilidad prescrita.

La filosofía actual de diseño de muchos de los códigos de diseño sísmico del mundo indica que las estructuras deben de ser capaces de satisfacer las siguientes condiciones:



- Resistir sin daño, en los elementos estructurales y no estructurales, sismos frecuentes de baja intensidad.
- Resistir sin daño en los elementos estructurales, pero con algún daño en los elementos no estructurales, sismos ocasionales de intensidad moderada.
- Evitar el colapso de las estructuras ante los sismos de gran intensidad cuya probabilidad de ocurrencia es muy pequeña.

Es por eso que deben de cumplirse un conjunto de estados límite especificados para las estructuras que nos puedan garantizar que se cumple con lo anterior. Aunque este concepto no tiene nada particularmente novedoso, proporciona a la estructura de un cierto nivel de seguridad constante ante la acción de excitaciones sísmicas asociadas a niveles preestablecidos de peligro.

Una forma de determinar el nivel de desempeño de una estructura es estimando la probabilidad de excedencia que tiene una cierta demanda. En este trabajo se propone una metodología para el diseño de los disipadores en donde se estima la probabilidad de excedencia anual de la respuesta no lineal de la estructura (para el caso de los disipadores estas respuestas son la distorsión máxima de entrepiso y la ductilidad máxima que desarrolle el disipador) ante futuras excitaciones sísmicas en un sitio específico. Este procedimiento requiere un acoplamiento entre análisis no lineales de una estructura determinada, ante un relativamente pequeño conjunto de registros de acelerogramas, y análisis probabilísticos de peligro sísmico de un sitio dado.

A continuación se hace una breve descripción del contenido de este trabajo:

En el capítulo 1 se hace una revisión de los métodos que actualmente existen para el diseño de refuerzo mediante disipadores de energía, citando algunas de sus ventajas y desventajas.

En el capítulo 2 se estudia el comportamiento de los sistemas equivalentes de un grado de libertad (SE1GDL) como alternativa para representar de una manera simplificada el comportamiento de una estructura de múltiples grados de libertad (SMGDL).



En el capítulo 3 se hace una introducción en las nuevas tendencias del diseño por desempeño mostrando algunos de los aspectos fundamentales que tiene implícita esta filosofía.

En el capítulo 4 se describe la metodología que se propone para el diseño del refuerzo mediante disipadores de energía. Además se hacen algunos comentarios sobre las consideraciones que se tomaron en cuenta, así como las limitaciones del método.

En el capítulo 5 se aplica el criterio de refuerzo a una estructura de diez niveles y tres crujeas con un periodo fundamental de vibración de 1s desplantada en suelo blando de la Cd de México (SCT). La estructura fue diseñada con el RCDF-93 con una $Q=4$, como una estructura tipo B.

Después de analizar los resultados obtenidos, se presentan las conclusiones a las que se llegó, y se establecen algunas recomendaciones que se consideran de utilidad.



1

CRITERIOS DE REFUERZO DE EDIFICIOS CON DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA

1.1 INTRODUCCIÓN

La disipación pasiva de energía mejora el comportamiento de una estructura mediante la adición de amortiguamiento, y en algunos casos de rigidez, al sistema original.

Debido a que el uso de disipadores es una alternativa de refuerzo relativamente nueva, incluso en el ámbito mundial, no existen muchos métodos que sirvan para diseñarlos de una manera tal que se conozca previamente su confiabilidad ante distintos niveles de desempeño.

A continuación se mencionan algunos de los métodos que son utilizados para el análisis de estructuras con disipadores de energía:



a) Métodos Lineales

- a.1) Estático lineal
- a.2) Dinámico lineal espectral

b) Métodos No Lineales

- b.1) Estático no lineal
- b.2) Estático no lineal basado en compatibilidad de ductilidades
- b.3) Dinámico no lineal a partir de historias de respuesta en el tiempo
- b.4) Dinámico no lineal usando sistemas equivalentes de 1GDL

Cada uno de los criterios tiene sus propias restricciones y limitaciones. En general los requisitos para emplear los métodos lineales de acuerdo con el FEMA 273 son:

- La estructura debe tener una respuesta sísmica lineal o casi lineal, después de añadir los dispositivos disipadores
- El amortiguamiento efectivo asociado al modo fundamental del sistema rehabilitado con disipadores no debe exceder del 30% del crítico
- No debe haber concentración de daño en un solo entrepiso, sino que se debe asegurar que los entrepisos fluyan uniformemente
- La máxima resistencia de los disipadores por entrepiso debe ser menor que un tercio de la resistencia proporcionada por la estructura más disipadores en ese entrepiso

A continuación se presenta una breve descripción de los métodos antes mencionados. En todos los casos se considera el uso de disipadores histeréticos. Al final se comentan las ventajas y desventajas de cada método.



1.2 DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS

1.2.1 Método Estático

Para la utilización de este método, al igual que para estructuras convencionales, es necesario que se cumpla con las condiciones de regularidad geométrica especificadas en los reglamentos. Los pasos que deben seguirse según el método estático no lineal son:

- 1) Estimar la fuerza lateral de diseño reducida por factores en función de un amortiguamiento equivalente supuesto. Esto con el fin de simular el efecto de la disipación de energía debida a los dispositivos.
- 2) Calcular el cortante actuante en cada entrepiso.
- 3) Obtener los desplazamientos de entrepiso mediante un análisis estático convencional.
- 4) Calcular el amortiguamiento efectivo, $\beta_{efectivo}$, utilizando la ecuación:

$$\beta_{efectivo} = \beta + \frac{\sum W_j}{4\pi W_k} \quad (11)$$

en donde :

β es la fracción de amortiguamiento crítico del marco, por lo general se toma 0.05.

W_j es el trabajo realizado por el disipador j en un ciclo completo correspondiente al desplazamiento de entrepiso δ_i , la sumatoria se aplica a todos los dispositivos j .

W_k es la máxima energía de deformación en el marco. Se determina mediante la ecuación:

$$W_k = \frac{1}{2} \sum_i F_i \delta_i \quad (12)$$

F_i es la fuerza de inercia en el nivel i . La sumatoria se aplica a todos los niveles.

5) Iterar hasta que el amortiguamiento propuesto en el inciso 1) sea igual al amortiguamiento calculado con la ecuación 1.1.



1.2.2 Método Dinámico Lineal Espectral

Para el análisis se puede utilizar el Método Modal Espectral. Sin embargo, el espectro de respuesta para un amortiguamiento del 5% debe modificarse para tomar en cuenta la disipación de energía. El espectro se reduce mediante factores que se encuentran en función del amortiguamiento equivalente. Este amortiguamiento equivalente es diferente para cada modo de vibración. El amortiguamiento efectivo se calcula utilizando la ecuación 1.1.

Si el máximo cortante basal calculado con el análisis dinámico es menor que el 80% del cortante obtenido mediante el análisis estático, las acciones en los elementos y las deformaciones se incrementarán proporcionalmente hasta corresponder al 80% del cortante equivalente.

1.2.3 Método Estático no Lineal

El método está basado en el método de diagramas de capacidad originalmente desarrollado por Freeman et al. (1975) y modificado por Chopra y Goel (1999). Este consiste en los siguientes pasos:

1) Desarrollar la relación entre el cortante basal, V_b , y el desplazamiento de azotea, u_N , (fig. 1.1a), comúnmente conocida como la curva del “pushover”.

2) Convertir la curva del “pushover” a un diagrama de capacidad, (fig. 1.1b), donde

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1}}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1}^2} \quad M_1^* = \frac{\left(\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1} \right)^2}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1}^2} \quad \dots (1.3), (1.4)$$

m_j masa en el j -ésimo nivel

ϕ_{j1} elemento del j -ésimo piso del modo fundamental ϕ_1

N número de pisos

M_1^* masa modal efectiva para el modo fundamental de vibración

Γ_1 factor de participación del modo fundamental.



$$A = \frac{V_b}{M_1^*} \quad D = \frac{u_N}{\Gamma_1 \phi_{N1}} \quad \dots (1.5), (1.6)$$

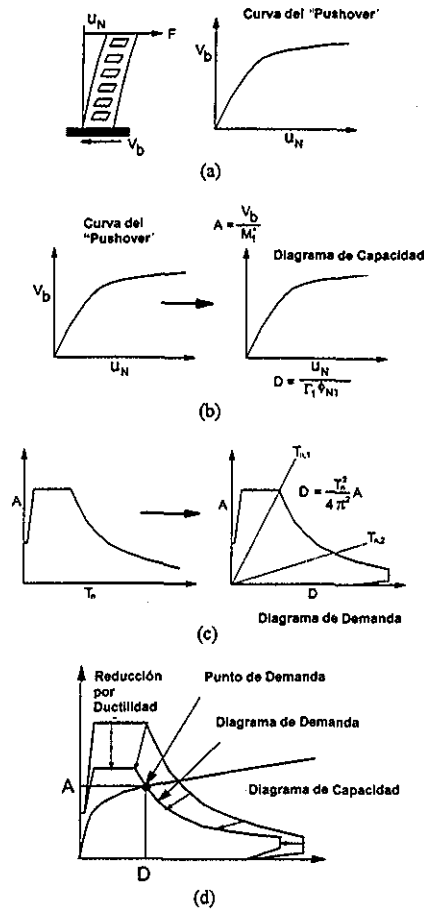
3) Convertir el espectro elástico de diseño de pseudoaceleración, A , contra periodo natural, T_n , al formato de A - D (diagrama de demanda), donde D es la ordenada del espectro de desplazamientos (fig. 1.1c).

4) Dibujar los diagramas de demanda y capacidad juntos y determinar la demanda de desplazamiento (fig. 1.1d). Para encontrar la demanda de desplazamiento se hacen variaciones del diagrama de capacidad en base a la demanda de ductilidad, es decir, realizando espectros de respuesta inelásticos hasta encontrar que la ductilidad demandada al sistema sea igual a la ductilidad con la que se calcula el espectro de diseño (Chopra y Goel, 1999).

5) Convertir la demanda de desplazamiento determinada en el paso 4 a desplazamiento global (azotea) y a las componentes individuales de desplazamiento (cada entrepiso) y compararlas con los valores límites permitidos.

En los pasos 1 y 2 se supone una distribución de fuerzas basadas en un sistema empotrado y únicamente en la respuesta del modo fundamental de vibración del sistema elástico; sin embargo, existen varias propuestas para tomar en cuenta el efecto de los modos superiores (i.e. Sasaki, Freeman y Paret, 1998)

Tanto el diagrama de capacidad como el de demanda deben tomar en cuenta el efecto no lineal de los disipadores, la degradación de rigidez y resistencia de la estructura y la sobrerresistencia debida al comportamiento no lineal.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 1.1. Método del espectro de capacidad. a) Desarrollo de la curva del "pushover", b) Conversión a diagrama de capacidad, c) Conversión del espectro de respuesta al formato A-D, d) Determinación de la demanda de desplazamiento.

1.2.4 Método Basado en la Compatibilidad de Ductilidades

Los procedimientos convencionales de diseño sísmico, en general, no toman en cuenta de manera explícita a los disipadores de energía. Si se quiere lograr un sistema estructural eficiente, los elementos que disipan energía mediante su comportamiento histerético deben considerarse como elementos estructurales adicionales, integrados a un sistema de elementos estructurales convencionales, diferentes de los demás por su capacidad para experimentar ciclos histeréticos grandes sin sufrir degradaciones importantes de su rigidez ni de su resistencia.



El criterio se basa en la determinación de una ductilidad equivalente para el sistema mixto de interés y en el empleo de conjuntos de espectros de respuesta para diseño, reducidos por ductilidad. Una vez que se determina la ductilidad equivalente, los métodos de análisis de esfuerzos son iguales a los usuales para sistemas que se suponen homogéneos en capacidad dúctil, pero al diseñar se utilizan factores correctivos, de manera de lograr en cada elemento el nivel de ductilidad proyectado (Esteva y Veras, 1998).

Este criterio es no lineal estático. Para aplicarlo se requiere definir las siguientes variables:

Sean K_c y K_d , las aportaciones de los elementos del marco convencional y de los elementos disipadores de energía a la rigidez lateral para un entrepiso dado; y R_c y R_d las correspondientes contribuciones a la resistencia lateral. Para relacionar las rigideces y resistencias de ambos sistemas se introducen las variables α y β donde:

$$\alpha = \frac{K_d}{K_c} \quad ; \quad \beta = \frac{R_d}{R_c} \quad (17), (18)$$

La rigidez, K , y resistencia, R , totales del entrepiso son iguales a:

$$K = K_c (1 + \alpha) \quad \dots (19)$$

$$R = R_c (1 + \beta) \quad \dots (110)$$

La ductilidad global permisible del conjunto estructura más disipadores de energía es igual a:

$$\mu = \mu_c \frac{1 + \alpha}{1 + \beta} \quad \dots (111)$$

donde μ_c representa la ductilidad que es capaz de desarrollar la estructura sin disipador.

A continuación se describen los pasos del método:

1) El criterio de diseño parte de los valores especificados de las ductilidades de entrepiso disponibles del marco y del disipador (μ_c , μ_d) y de la máxima deformación tolerable de entrepiso (δ_m).

2) El siguiente paso consiste en suponer un valor razonable de α , a partir del cual se calcula el valor de β mediante

$$\beta = \alpha \frac{\mu_c}{\mu_d} \quad \dots (1.12)$$



3) Después se calcula la ductilidad fijada como “objetivo”. El coeficiente de diseño requerido se determina de la ordenada del espectro de diseño correspondiente a este valor de ductilidad. Esto determina la resistencia lateral requerida de cada entrepiso.

4) Se supone el periodo de vibración que tendría el edificio reforzado. Se calcula la relación entre la ordenada espectral de aceleraciones elástica y la no lineal para la demanda de ductilidad calculada anteriormente. Es decir,

$$Q = \frac{S_{a_{elástica}}(T)}{S_{a_{no\,lineal}}(T)} \quad (1.13)$$

5) Se determina la resistencia de entrepiso, P_i , y la fuerza cortante de diseño, R_{ei} , utilizando el método estático.

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} c_e W_o \quad ; \quad R_{ei} = \sum P_i \quad \dots (1.14), (1.15)$$

en donde:

c_e es el coeficiente sísmico del espectro de respuesta elástico

W_o es el peso total de la estructura

W_i es el peso del entrepiso

h_i es la altura de entrepiso

Si consideramos que R_e es la resistencia lineal del entrepiso, entonces la resistencia requerida, considerando la reducción por comportamiento dúctil estaría dada como sigue:

$$R = \frac{R_e}{Q} = \frac{R_e}{\gamma \mu} \quad (1.16)$$

6) Tomando en cuenta la ecuación $\mu = \frac{\delta_m K}{R}$, se obtiene:

$$K = \frac{R_e}{\gamma \delta_m} \quad \dots (1.17)$$

A partir de lo anterior se define la rigidez lateral buscada:

$$K = \frac{R \mu}{\delta_m} \quad \dots (1.18)$$

7) Debido a que la rigidez de entrepiso del marco convencional es un parámetro fijo, en el caso del refuerzo, es posible calcular la aportación del sistema de disipadores de energía:



$$K_d = K - K_c \quad \dots (1.19)$$

8) A partir de esta se obtiene el número de disipadores que se requieren por resistencia o por desplazamiento. Se selecciona el caso más desfavorable.

9) Se verifica que el periodo propuesto sea similar al del conjunto estructura más disipador. Si esto no se cumple se propone un nuevo periodo y un nuevo valor de α . Se vuelve a iterar hasta que el periodo propuesto y el calculado sean aproximadamente iguales.

10) Una vez que el periodo coincide con el propuesto en un principio, se revisa que la ductilidad global desarrollada por la estructura, con respecto al desplazamiento máximo permitido sea aproximadamente igual a la ductilidad global permisible del conjunto estructura más disipadores de energía calculada al inicio, de no ser así se propone otro valor de α , y de ser necesario otro periodo.

1.2.5 Método Dinámico No Lineal a partir de Historias de Respuestas en el Tiempo

Este método de diseño es un proceso iterativo y consiste en proponer el número de disipadores de cada entrepiso. Después se realiza un análisis dinámico no lineal utilizando historias de aceleración como excitación y se revisa lo siguiente:

- 1) Se satisfagan las especificaciones del RCDF relativas a estados límite de falla y de servicio.
- 2) Las ductilidades de desplazamiento desarrolladas por los elementos disipadores deben estar dentro de las especificadas por el fabricante.
- 3) La sollicitación demandada al marco debe ser menor que su resistencia.
- 4) El marco estructural con disipadores debe ser capaz de desarrollar la ductilidad demandada ante la sollicitación de diseño.

Las historias de aceleración deben ser congruentes con los movimientos sísmicos de diseño en cuanto a duración, contenido de frecuencias e intensidad asociada con el periodo de recurrencia correspondiente al estado límite que se esté revisando. Las NTCS-2001 recomiendan que se debe calcular la historia de la respuesta estructural para al menos



cuatro registros independientes entre sí. Cuando no existan suficientes registros obtenidos mediante instrumentos sísmicos, se podrán simular historias de aceleración en el tiempo.

El FEMA-273 recomienda que el análisis se haga con al menos tres conjuntos de datos (cada conjunto de datos tendrá dos componentes horizontales, o si se considera el movimiento vertical, tendrá dos componentes horizontales y una componente vertical). Si se usan los tres conjuntos de historias en el tiempo en el análisis de la estructura, se usa el valor máximo de cada parámetro de interés de la respuesta estructural para determinar el diseño. Sin embargo, si se usan siete o más pares de registros se determine la respuesta promedio de la respuesta de interés.

El modelo matemático debe representar el comportamiento no lineal de la estructura y de los dispositivos disipadores de energía. Para el caso de la estructura debe considerarse degradación en la rigidez y en la resistencia, especialmente en estructuras de concreto. En el caso de los disipadores histeréticos deben tener un comportamiento no lineal estable sin degradación ante ciclos alternados de carga. De ser posible se considerará el daño producido por excitaciones previas.

1.2.6 Método Dinámico No Lineal Usando un Sistema Equivalente de 1GDL

Debido al costo del proceso que representa el realizar análisis dinámicos no lineales “paso a paso” para estructuras de varios grados de libertad, se han propuesto varios métodos aproximados que permiten llegar a una solución de manera más sencilla. Una de las formas para simplificar el problema consiste en utilizar sistemas equivalentes de un grado de libertad (SE1GDL) que representen el comportamiento del sistema de múltiples grados de libertad (SMGDL)

A continuación se listan los pasos del método propuesto por Ruiz y Badillo (2001) para reforzar una estructura utilizando SE1GDL:

- 1) Determinar el SE1GDL del marco que se desea reforzar. En la literatura se han propuesto varios métodos para determinar las propiedades del SE1GL (Miranda, 1991; Qi y Mohele, 1991; Collins et al, 1995).



2) Añadir al SEIGDL un elemento disipador de energía en paralelo con rigidez lateral K_d y resistencia R_d . El valor inicial de K_d se supondrá directamente proporcional a la rigidez del sistema equivalente K_c^* , es decir $K_d = a_0 K_c^*$.

Las relaciones entre las propiedades mecánicas correspondientes a las componentes del sistema combinado están dadas por las relaciones adimensionales: $a_0 = K_d/K_c^*$ y $b_0 = R_d/R_c^*$. El valor de a_0 se relaciona con la relación de resistencias, b_0 , mediante:

$$a_0 = b_0 \left(\frac{\delta_{yc}}{\delta_{yd}} \right) \quad \dots (1.20)$$

donde δ_{yc} y δ_{yd} son las deformaciones de fluencia de los elementos que representan al marco convencional y a los sistemas de energía, respectivamente.

Se supone que el elemento que representa al disipador no presenta degradación de rigidez ni de resistencia, mientras que el que representa a la estructura sí presenta dicho deterioro.

3) El sistema estructural resultante se excita con un conjunto de sismos con propiedades estadísticas similares a las del sismo de diseño, asociados a distintos periodos de recurrencia. La respuesta se determina mediante análisis "paso a paso" en el tiempo. Las aceleraciones en la base deben tomar en cuenta el factor de participación modal.

4) Calcular los valores medios de las siguientes respuestas:

- Máxima demanda de ductilidad del disipador $(\mu_d)_{max}$
- Distorsión máxima de entrepiso del sistema estructural con disipadores $(\delta h)_{max}$, en donde h es la altura de entrepiso.

5) Ajustar funciones de distribución de probabilidades a estas variables. Posteriormente se obtienen los valores nominales $(\mu_d)^*_{max}$ y $(\delta h)^*_{max}$ que corresponden a una probabilidad de excedencia dada. Esta probabilidad de excedencia puede ser del orden del 1%



6) Repetir los pasos 2, 3, 4 y 5 con diferentes valores de refuerzo (a_0). Para cada valor de a_0 se dibujan en una gráfica los correspondientes valores nominales de los valores máximos mencionados en el inciso anterior (Por ejemplo ver la figura 1.2).

7) Repetir los pasos anteriores (2-6) para varios periodos de retorno. Estos periodos de retorno por lo menos deberán estar asociados a los estados límite de servicio y de falla.

8) El valor tentativo de a_0 correspondiente al refuerzo que se introducirá al marco se selecciona de modo que no se exceda la respuesta permitida, $(\mu_d)_{max}$ y $(\delta/h)_{max}$, para un cierto periodo de retorno. Las relaciones entre el nivel de respuesta permitida y el periodo de recurrencia deben estar especificadas en el código de diseño en uso

9) Transformar el SEIGDL en el sistema de MGDG con disipadores. En este paso se deben tomar consideraciones para la variación espacial de los disipadores a lo alto del edificio.

10) Obtener la respuesta del sistema de MGDG con disipadores y verificar que se cumplan las condiciones de diseño mencionadas anteriormente. El análisis del sistema con disipadores se realiza mediante análisis "paso a paso" en el tiempo.

11) Verificar que los elementos estructurales sean capaces de resistir las rotaciones plásticas que se desarrollan en el conjunto de la estructura-disipador.

A partir de los resultados de estos dos últimos incisos se decidirá si se modifica el número de disipadores en los entrepisos con el fin de acercarse a la respuesta óptima. En el caso de hacer esta modificación se volverá a analizar "paso a paso" el sistema completo hasta llegar a una solución satisfactoria

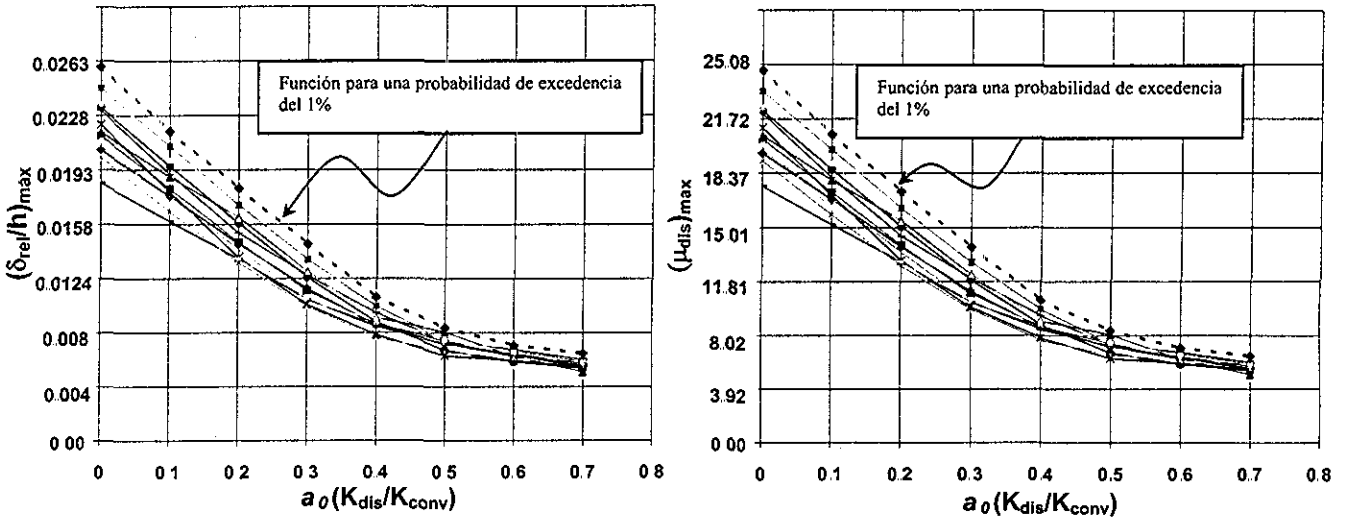


Figura 1.2. Respuesta de los SE1GDL para diferentes relaciones de a_0 y su respuesta asociada a una probabilidad de excedencia de 1%

1.3 COMENTARIOS SOBRE LOS MÉTODOS

1.3.1 Métodos Estático Lineal y Dinámico Modal Espectral

Estos toman en cuenta la reducción de las fuerzas sísmicas debido al aumento en el amortiguamiento del sistema.

Ventajas:

- Son necesarias un número menor de iteraciones que cuando se emplea el criterio “paso a paso”.
- Menor complejidad en las ecuaciones.

Desventajas (Montiel, Ruiz y Torres, 2001):

- El valor de amortiguamiento viscoso equivalente introducido por los disipadores puede variar a lo alto en una estructura en donde no se tenga refuerzo en todos los entrepisos.



- Existe una diferencia significativa entre el valor del amortiguamiento equivalente si se considera un solo amortiguamiento y dos valores de amortiguamiento a lo alto de la estructura.
- Los errores en las distorsiones máximas de entrepiso son menores cuando se varía el amortiguamiento en la altura de la estructura. Sin embargo, dichos errores siguen siendo significativos, principalmente en la zona donde se hace la transición de valor de amortiguamiento equivalente.
- El amortiguamiento equivalente muchas veces no representa de forma adecuada el comportamiento de los disipadores histeréticos, alterando la estimación de la respuesta estructural.

1.3.2 Método Estático no Lineal

Ventajas:

- Da lugar a resultados con mayor aproximación que un método estático lineal debido a que modela el comportamiento de la estructura de una manera más cercana al que tendría en la realidad.

Desventajas:

- No se han obtenido espectros de demanda con tasa de falla uniforme tomando en cuenta el efecto de los disipadores de energía.
- No toma en cuenta el efecto de los modos superiores.

1.3.3 Método Estático Basado en la Ductilidad

Ventajas:

- Son necesarias un menor número de iteraciones que cuando se emplea el criterio “paso a paso”.



- Requiere de un menor tiempo de cómputo que el método dinámico “paso a paso”.
- Es más fácil de usar que el método dinámico.

Desventajas

- El número de disipadores puede resultar mayor que el basado en análisis dinámicos no lineales, sin que esto signifique un mejor comportamiento de la estructura (Torres, 2000)
- Una limitación de este criterio es que conduce a niveles de confiabilidad que dependen de α y β . Los autores del método opinan que esta limitación se puede arreglar fácilmente con factores correctivos adecuados (Veras, 1998).
- Se debe tomar en cuenta que el criterio por ductilidad está basado en análisis estáticos que tratan de simular fenómenos dinámicos, cosa muy difícil de lograr, por lo que los resultados son aproximados y pueden diferir de los resultados obtenidos de análisis dinámicos.

1.3.4 Método Dinámico No Lineal a Partir de Historias de Respuestas en el Tiempo

Ventajas

- Modela el comportamiento de la estructura de una manera más cercana al que tendría en la realidad.
- Da lugar a resultados con mayor aproximación que un método estático (Torres, 2000).

Desventajas

- Se requiere de mucho tiempo de cómputo.
- Generalmente son necesarias varias iteraciones.
- Se requiere contar con un programa de análisis no lineal “paso a paso”.
- No es sencillo definir cuáles y cuántos acelerogramas se deben utilizar.
- Existe incertidumbre en los niveles de peligro sísmico que deben revisarse.



1.3.5 Método Dinámico No Lineal usando un Sistema Equivalente de 1GDL

Ventajas (Badillo, 2000).

- Mucho menor tiempo de cómputo con respecto al sistema de varios grados de libertad.
- Es un algoritmo que converge rápidamente.
- Se reduce la complejidad del sistema de ecuaciones.

Desventajas.

- Los resultados dan lugar a diferencias significativas con respecto a SMGDL cuando la no linealidad es alta y cuando los efectos de los modos superiores son fuertes.
- Es necesario que se determinen factores que permitan que se represente de una manera realista el comportamiento de SMGDL.



2

SISTEMAS EQUIVALENTES DE UN GRADO DE LIBERTAD

2.1 INTRODUCCIÓN

La obtención de la respuesta sísmica de una estructura mediante análisis no lineales paso a paso en el tiempo utilizando modelos en 3D es posible en nuestros días. Sin embargo, es necesario realizar mejoras significativas y una estandarización de este procedimiento. Estos métodos usualmente requieren que se idealicen en algún grado tanto la estructura como las cargas. Además se necesita de programas especializados que generalmente no están al alcance de la mayoría de los despachos de ingeniería. Por estas razones es necesaria la formulación de métodos aproximados que permitan obtener resultados razonables de una manera más fácil y rápida. Una manera de simplificar el problema es representar los sistemas de múltiples grados de libertad (SMGDL) mediante sistemas equivalentes de un grado de libertad (SE1GDL).



El concepto de un SE1GDL ha sido utilizado desde hace algunas décadas. El primero en desarrollar este concepto fue Biggs (1964) al tratar de obtener la respuesta de un SMGDL mediante la utilización de un SE1GDL. Sin embargo, Biggs únicamente utilizó el concepto para sistemas elásticos. Saiidi y Sozen (1979) demostraron que la componente principal de la respuesta de desplazamientos de los sistemas de varios niveles puede ser modelada usando un SE1GDL con propiedades histeréticas similares a las del modelo original (Santa Ana y Miranda, 1998). Varios autores han propuesto metodologías para obtener SE1GDL (Qi y Moehle, 1991, Bonacci, 1994; Collins, Wen y Foutch, 1995; etc.).

2.2 ECUACIONES PARA EL SE1GDL

A continuación se hace una descripción completa del método utilizado en esta tesis para obtener los SE1GDL. Esta se basa en el estudio realizado por Collins et al (1995), que es una derivación de la metodología propuesta por Qi y Moehle (1991). La ecuación que describe el movimiento de un SMGDL sujeto a un movimiento horizontal en la base puede escribirse como:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + \{R\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \quad \dots (2.1)$$

donde $[M]$ es la matriz diagonal de masa, $[C]$ es la matriz de amortiguamiento, $\{R\} = \{R(t)\}$ es el vector de la fuerza restauradora, $\{1\}$ es un vector unitario, $\{u\}$ es el vector lateral de desplazamientos en cada piso y $u_g = u_g(t)$ es el desplazamiento del terreno. Los puntos en la parte superior indican derivadas con respecto al tiempo.

El objetivo de un SE1GDL es representar el desplazamiento de algún punto en específico en una estructura de varios grados de libertad. En la siguiente derivación el nivel de azotea se considera como el punto de interés y su desplazamiento en el tiempo se representa por la función $D(t)$.

Para desarrollar un modelo equivalente se deben hacer algunas suposiciones sobre el vector de desplazamientos $\{u\}$ y el vector de fuerzas restauradoras $\{R\}$. Sea el vector $\{\Psi_1\}$ el perfil de desplazamientos laterales de la estructura. Este vector se encuentra normalizado con respecto al desplazamiento de azotea, por lo que la componente correspondiente al desplazamiento de la azotea es igual a la unidad. Además este perfil de desplazamientos se supone que permanece constante y no se encuentra en función del tiempo. En realidad este vector cambia cuando la estructura entra en el rango no lineal, sin embargo, para muchos



tipos de estructuras en las que no existen concentraciones fuertes de deformaciones no lineales en algunos pisos, esta suposición no introduce errores importantes (Miranda, 1991; Qi y Moehle, 1991). Con esta suposición el vector de desplazamientos laterales puede representarse como $\{u(t)\} = \Psi_1 D(t)$. El vector $\{\Psi_1\}$ se puede obtener a partir de los resultados de un análisis estático "pushover" aplicado al SMGDL. Este análisis se lleva a cabo mediante un incremento gradual de una distribución predefinida de fuerzas laterales $\{f\}$, las cuales se normalizan de tal forma que el cortante que se presente sea unitario. En cualquier etapa del análisis "pushover" la distribución de fuerzas que se aplica se representa por $V\{f\} = \{Vf\}$, donde V es el factor de escala y físicamente representa el cortante basal.

Debido a que el vector de la fuerza restauradora $\{R\}$ en la ecuación 2.1 puede interpretarse como la fuerza nodal estática asociada al desplazamiento nodal $\{u\}$, puede suponerse que $\{R\}$ se representa por el mismo vector de fuerzas usado en el análisis "pushover", es decir $\{R\} = V\{f\}$.

Sustituyendo $\{R\}$ y $\{u\}$ en la ecuación 2.1 se tiene que:

$$[M]\{\Psi_1\}\ddot{D} + [C]\{\Psi_1\}\dot{D} + V\{f\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \quad (2.2)$$

Durante el análisis "pushover" se registra la variación de V con respecto a D y se puede representar mediante una gráfica. En general, la curva resultante puede representarse como:

$$V = KG(D) \quad \dots (2.3)$$

donde K es la pendiente inicial de la curva y $G(D)$ es una función matemática escalar que describe la forma de la curva. Por ejemplo, si V varía linealmente con D , entonces $G(D)=D$. Si la relación entre V y D representa una relación bilineal, entonces:

$$G(D) = D \quad \text{para } D \leq D_y \quad (2.4)$$

$$G(D) = D_y + \alpha(D - D_y) \quad \text{para } D > D_y \quad \dots (2.5)$$

donde α es la relación entre la rigidez de post-fluencia con respecto a la rigidez inicial y D_y es el desplazamiento global de fluencia obtenido de la gráfica V contra D . Sustituyendo la ecuación 2.3 en la ecuación 2.2 se obtiene:

$$[M]\{\Psi_1\}\ddot{D} + [C]\{\Psi_1\}\dot{D} + KG(D)\{f\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \quad \dots (2.6)$$



Para reducir esta ecuación a una más simple, ambos lados de la ecuación se pre-multiplican por el vector $\{\Psi_2\}^T$, obteniéndose:

$$\{\Psi_2\}^T [M] \{\Psi_1\} \ddot{D} + \{\Psi_2\}^T [C] \{\Psi_1\} \dot{D} + KG(D) \{\Psi_2\}^T \{f\} = -\{\Psi_2\}^T [M] \{1\} \ddot{u}_g \quad \dots (2.7)$$

la cual puede escribirse como

$$M^* \ddot{D} + C^* \dot{D} + K^* G(D) = -L^* \ddot{u}_g \quad \dots (2.8)$$

en donde

$$M^* = \{\Psi_2\}^T [M] \{\Psi_1\} \quad \dots (2.9)$$

$$C^* = \{\Psi_2\}^T [C] \{\Psi_1\} \quad \dots (2.10)$$

$$K^* = K \{\Psi_2\}^T \{f\} \quad \dots (2.11)$$

$$L^* = \{\Psi_2\}^T [M] \{1\} \quad \dots (2.12)$$

Finalmente dividiendo la ecuación 2.8 entre M^* esta ecuación puede describirse como:

$$\ddot{D} + 2\xi \omega^* \dot{D} + (\omega^*)^2 G(D) = -\frac{L^*}{M^*} \ddot{u}_g \quad \dots (2.13)$$

La ecuación 2.13 puede interpretarse como la ecuación de movimiento para un oscilador de un grado de libertad con frecuencia lineal elástica inicial ω^* y factor de amortiguamiento ξ . La excitación para el sistema equivalente se obtiene al escalar el acelerograma real con el factor L^*/M^* .

Existen al menos dos maneras para definir el valor del vector $\{\Psi_2\}$. La primera es proponiendo que $\{\Psi_2\} = \{\Psi_1\}$, en donde la ecuación del sistema de un grado de libertad es consistente con el SE1GDL obtenido usando el principio del trabajo virtual (Clough y Penzien, 1975). Sin embargo, el término $K^*G(D)$ en la ecuación 2.8 no representaría más al cortante basal debido a que K^* no es igual a K .

La segunda forma de definir el valor de $\{\Psi_2\}$ es suponer $\{\Psi_2\} = \{1\}$, en donde $K^* = K$ y $K^*G(D)$ ya tendría un sentido físico y representaría al cortante en la base (Miranda, 1991).



2.3 COMPARACIÓN ENTRE LA RESPUESTA DE SMGDL Y SUS SE1GDL.

Se han realizado muchos estudios para entender el comportamiento de los factores de reducción de resistencia para sistemas de un grado de libertad. Sin embargo, se han estudiado muy poco las modificaciones que deben realizarse a los resultados obtenidos a partir de S1GDL para que puedan ser aplicados a estructuras de múltiples grados de libertad (Santa Ana y Miranda, 2000).

Miranda y Bertero (1994) presentan una breve historia de los estudios que se han realizado en este aspecto. Los primeros en estudiar la relación entre la respuesta de SMGDL y de S1GDL fueron Veletsos y Vann (1971). Ellos encontraron que para sistemas con más de tres grados de libertad las reglas de diseño propuestas para S1GDL no son lo suficientemente precisas y pueden llegar a subestimar la resistencia lateral necesaria. Estos errores tienden a incrementarse conforme se incrementen los grados de libertad.

Nassar y Krawinkler (1991) encontraron que las demandas de ductilidad de entrepiso de SMGDL difieren significativamente de aquellas correspondientes a S1GDL. Ellos encontraron que esta variación es mayor conforme aumenta el periodo y la demanda de ductilidad. También observaron que la resistencia lateral necesaria para desarrollar una cierta ductilidad depende considerablemente del tipo de mecanismo de falla que se forme.

Chopra (1995) estudió la relación entre las demandas de cortante basal entre SMGDL y sus correspondientes SE1GDL. El estudio concluye que el cortante demandado en los SMGDL varía entre 1 y 4 veces del que se presenta en los SE1GDL dependiendo fuertemente de la ductilidad que es capaz de desarrollar el sistema y de su periodo fundamental de vibración.

Seneviratna y Krawinkler (1997) cuantificaron las demandas sísmicas de SMGDL y realizaron las modificaciones necesarias a S1GDL para que estimaran de mejor manera las demandas en SMGDL a partir de espectros elásticos e inelásticos. Su estudio concluye que, con excepción de estructuras de periodo muy pequeño, la máxima ductilidad de entrepiso de marcos de varios grados de libertad es más grande que la ductilidad del S1GDL y que esta amplificación es mayor conforme aumenta el periodo de la estructura. Esto ilustra de una manera clara la importancia del efecto de los modos superiores.



En resumen, se ha encontrado que los parámetros que deben ser considerados para que un SIGDL pueda representar la respuesta de un SMGDL deben incluir el contenido de frecuencias de la excitación sísmica (la cual puede estar afectada por los efectos de sitio), las características del modelo histerético (degradación de rigidez y de resistencia, etc) y las características dinámicas de las estructuras de varios grados de libertad (periodos, formas y masas modales de todos los modos importantes y discontinuidades en la rigidez y en la resistencia).

2.3.1 SEIGDL de un Marco Estructural de Diez Niveles

A continuación se presenta una comparación entre las demandas sísmicas de un SMGDL y su respectivo SEIGDL.

Se utilizó un marco de 10 niveles y 3 crujeas con un periodo fundamental de vibración de 1s que fue diseñado por Silva (1993). En el capítulo 5 se hace una descripción detallada de las características y propiedades de dicho marco. En lo que sigue se presenta la demanda sísmica que se obtuvo mediante análisis no lineales “paso a paso” en la historia del tiempo utilizando el sismo del 19 de septiembre de 1985 registrado en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en su componente E-W.

Para la obtención del sistema equivalente se utilizó el procedimiento descrito anteriormente y se usaron las formulaciones del trabajo virtual y del cortante basal. Se hizo una comparación entre la respuesta sísmica de ambos modelos. No se consideró degradación de rigidez ni de resistencia.

De acuerdo a los pasos descritos anteriormente para obtener un SEIGDL, lo primero que se tiene que hacer es un análisis estático no lineal “pushover”. Este análisis se realizó partiendo de un estado previo de esfuerzos en la estructura debido a las cargas gravitacionales. Las fuerzas laterales tienen la forma del producto del primer modo de vibrar por la masa que se encuentra en cada nivel. Estos análisis se realizaron utilizando el programa Drain-2DX (Prakash et al, 1993).

En un análisis “pushover” que permanece en el intervalo elástico, el vector $\{\Psi_1\}$ es constante en cualquier parte del análisis. Pero cuando los elementos sobrepasan su límite de fluencia, este vector varía en cada instante del análisis. Qi y Moehle (1991) recomiendan



que para obtener las propiedades del SE1GDL se empuje al marco hasta que alcance un desplazamiento lateral igual al 1% de su altura total. Para este caso se empujó al marco hasta que el desplazamiento lateral de azotea fuera igual a 0.54m. Esto es debido a que previamente se realizó un análisis mediante el método del espectro de capacidad y este fue el desplazamiento máximo obtenido.

El desplazamiento de fluencia, D_y , se obtiene mediante la idealización de la curva $V_{basal}-D_{azotea}$ en una bilineal equivalente que contenga la misma área y la misma rigidez inicial que la curva original (ver figura 2.1). Esto se logra mediante la expresión:

$$D_y = \frac{2A - V_u D_u}{KD_u - V_u} \quad (2.14)$$

en donde

A es el área bajo la curva

V_u es el cortante último

D_u es el desplazamiento último

K es la rigidez inicial

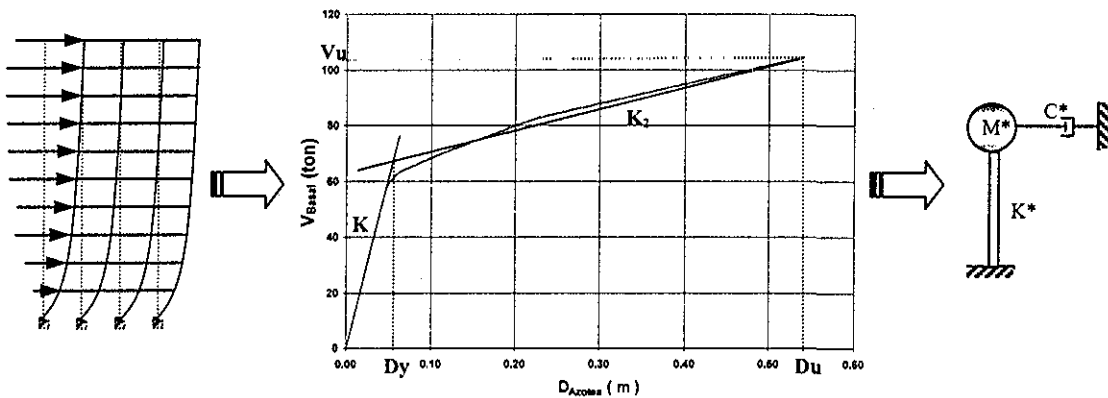


Figura 2.1. Obtención del SE1GDL

En la tabla 2.1 se presentan las propiedades del sistema equivalente obtenidas a partir de la curva $V_{basal}-D_{azotea}$ que se muestra en la figura 2.1, utilizando las formulaciones del cortante basal, $\{\Psi_2\} = \{1\}$, y del trabajo virtual, $\{\Psi_2\} = \{\Psi_1\}$. En el primer caso el valor de la rigidez del sistema equivalente, K^* , es igual a la rigidez inicial obtenida a partir de la curva de la figura 2.1.



Tabla 2.1. Propiedades del SE1GDL.

	M* (Ton-s ² /m)	L*/M*	K* (Ton/m)	D _y (m)	K ₂ /K
Cortante Basal	36.5422	1.5232	1221.32	0.0556	0.062
Trabajo Virtual	29.1271	1.2546	988.35		

Para conocer la respuesta sísmica tanto de la estructura de varios grados de libertad como de sus respectivos SE1GDL se utilizó la excitación registrada el 19 de septiembre de 1985 en la estación de SCT en su componente E-W multiplicada por un factor igual a 1.5. Para los sistemas equivalentes la excitación también se afectó por el factor L^*/M^* .

En la figura 2.2 se comparan los ciclos histeréticos correspondientes al SMGDL y a ambos SE1GDL. En la misma gráfica se compara también la curva $V_{\text{basal}}-D_{\text{azotea}}$ obtenida anteriormente a partir de un análisis "pushover". Se puede observar que el SE1GDL obtenido mediante la formulación del cortante basal presenta un comportamiento similar al que tiene la curva obtenida del "pushover" en cuanto a las pendientes de sus ramas y al cortante de fluencia. Además el cortante último es muy parecido al que se obtiene del SMGDL. Sin embargo, la diferencia del desplazamiento último entre el SMGDL y el SE1GDL es mayor cuando se ocupa esta formulación. Cuando se utiliza $\{\Psi_2\} = \{\Psi_1\}$ el desplazamiento último es muy parecido al que se obtiene del marco de varios niveles, pero existe una gran diferencia con el cortante que desarrolla el SE1GDL.

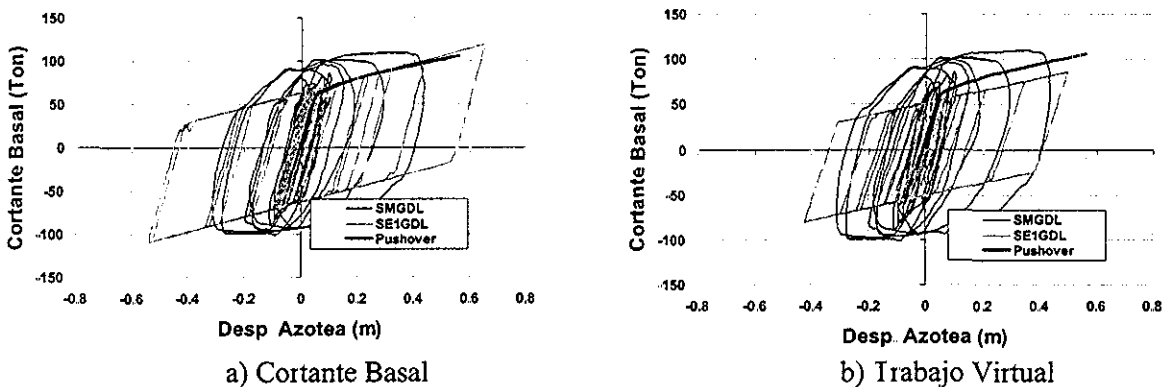


Figura 2.2. Ciclos histeréticos del SMGDL y sus SE1GDL

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



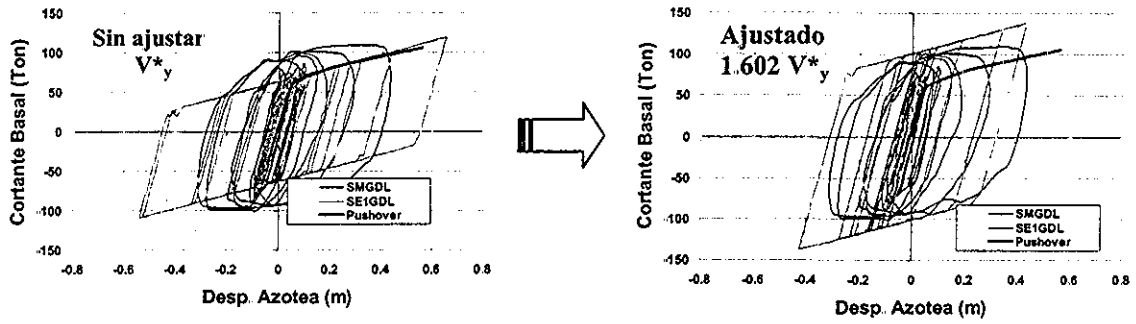
Para que el SEIGDL pueda representar la respuesta del marco de varios niveles con mayor precisión se deben hacer ajustes de tal manera que el desplazamiento máximo de los sistemas equivalentes sea igual al desplazamiento máximo de azotea del SMGDL. Para lograr esto, se realiza un proceso iterativo en donde se incrementa el cortante de fluencia del SEIGDL manteniendo la misma rigidez inicial. En la tabla 2.2 se muestran los factores que se utilizaron para que los desplazamientos del SMGDL y del SEIGDL resultaran iguales.

Tabla 2.2. Ajuste de la fuerza de fluencia de los SEIGDL.

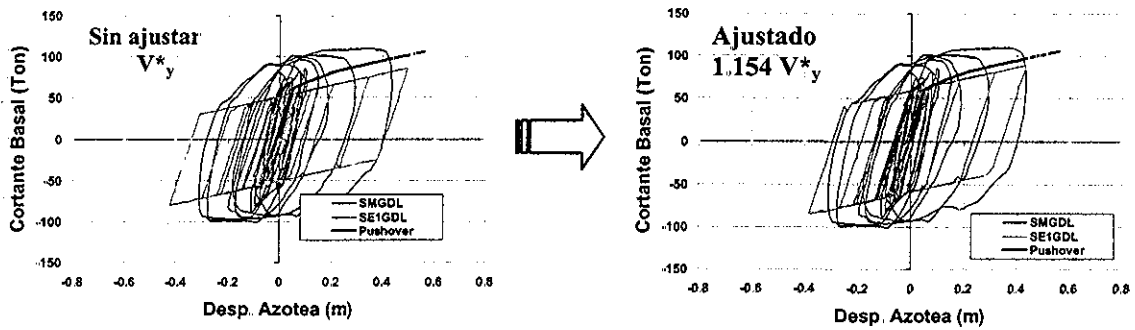
	SEIGDL (Ajustado)		Factor de Ajuste	SMGDL	
	V _{máx} (Ton)	D _{máx} (m)		V _{máx} (Ton)	D _{máx} (m)
Cortante Basal	138.314	0.4336	1.602	109.61	0.4336
Trabajo Virtual	89.116	0.4336	1.154		

En la figura 2.3 se observan los ciclos histeréticos de ambos sistemas, antes y después del ajuste. Se observa que al incrementar el cortante de fluencia se produce una reducción en el desplazamiento máximo. Al observar los ciclos histeréticos de los sistemas ajustados se nota como el obtenido mediante la formulación del cortante basal se asemeja más al comportamiento del SMGDL. La energía disipada cuando se utiliza este modelo es muy parecida a la energía que disipa el marco, ya que las áreas contenidas dentro de los ciclos son semejantes.

Debido a lo anterior, en lo que sigue se utilizará la formulación del cortante basal para calcular los sistemas equivalentes de un grado de libertad.



a) Cortante Basal



b) Trabajo Virtual

Figura 2.3. Curvas de histéresis ajustadas mediante el aumento de V^*_y

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



3

DISEÑO POR DESEMPEÑO

3.1 INTRODUCCIÓN

Los sismos recientes (Loma Prieta, 1989; Northridge, 1994; Kobe, 1995) enseñaron que daños muy severos en la estructura y en su contenido, a pesar de la poca pérdida de vidas humanas, pueden ocasionar pérdidas económicas muy grandes en cada sismo. En estos eventos, se observó que el costo de la pérdida de funcionalidad es muy alto en comparación con el costo adicional que tendría el construir una estructura con un adecuado nivel de desempeño. Esto hizo que los ingenieros vieran la necesidad de realizar un mejor diseño de las estructuras para minimizar el nivel de daño ante sismos de cierta periodicidad dependiendo del contenido y uso del edificio. En esta nueva filosofía es necesario calcular de manera más precisa la demanda sísmica de la estructura y compararla con la demanda permitida para cada nivel de desempeño.

Un nivel de desempeño es un estado límite que puede expresarse como un estado de daño (estructural o no estructural) que se puede permitir en una estructura dada una



intensidad de sismo. El FEMA-273 define al nivel de desempeño como el estado que se pretende tener en una estructura después de la acción de un sismo. En el caso de edificios, se deben considerar dentro de los niveles de desempeño la condición de los elementos estructurales y no estructurales y de los demás objetos que se encuentren contenidos en el edificio que sean de utilidad para el funcionamiento de este.

La actual filosofía de muchos reglamentos de diseño sísmico del mundo establecen que las estructuras deben ser capaces de satisfacer los siguientes criterios:

- Resistir sin daño, en elementos estructurales y no estructurales, sismos frecuentes de baja intensidad (Estado límite de servicio).
- Resistir sin daño en los elementos estructurales, pero con algún daño en los elementos no estructurales, sismos ocasionales de intensidad moderada (Estado límite de daño)
- Evitar el colapso de las estructuras ante sismos de gran intensidad cuya probabilidad de ocurrencia es muy pequeña (Estado límite de colapso).

Con el fin de satisfacer estos puntos, algunos reglamentos, proponen la revisión únicamente de un solo nivel de diseño. Sin embargo, esta simplificación no garantiza que se cumpla completamente con esto. Aún mas, en el esquema de diseño por desempeño, en el que se establece la revisión de la respuesta estructural considerando diferentes niveles de intensidad sísmica, la revisión de un solo nivel de desempeño no garantiza que se cubran las condiciones para todos los niveles de desempeño. Algunos sismos, como los de Puebla y Oaxaca en 1999, han puesto en evidencia la necesidad de controlar la respuesta de las estructuras ante sismos con diferentes niveles de intensidad, ya que estos provocaron daños que de acuerdo con la filosofía de diseño mencionada no debieron haber ocurrido (Terán y Reyes, 2001).

Una forma de medir el daño puede ser mediante la deformación lateral de entrepiso. Priestley (1988) ha propuesto expresiones para estimar la deformación máxima de entrepiso admisible asociada al estado límite de falla en función de la deformación máxima permisible de los materiales empleados en la estructura (concreto, acero, etc). También se ha propuesto estimar los valores de las deformaciones de entrepiso permisibles en función de la ductilidad que se supone es capaz de desarrollar la estructura. En la literatura se han



publicado diversas formas de relacionar la acumulación de daño estructural con la ductilidad demandada (Fajfar y Fischinger, 1990; Lawson y Krawinkler, 1994). Por otro lado, también se ha tratado de relacionar la ductilidad o la energía histerética disipada con el porcentaje de amortiguamiento viscoso equivalente del sistema estructural.

Hasta la fecha no existe consenso sobre los valores de las deformaciones de entrepiso asociadas a diferentes niveles de desempeño que se deben especificar en los códigos de diseño sísmico. En la literatura se encuentran algunas recomendaciones sobre estos valores (VISION 2000, 1995; NEHRP, 1997, Apéndice A de las NTCS-2002).

3.2 NIVELES DE DESEMPEÑO

El comité VISION 2000 de la Structural Engineering Association of California (SEAOC) selecciona y define cuatro niveles de desempeño estructural:

Operación Completa: Equivale al estado límite de servicio. Establece que la estructura permanece con su rigidez y resistencia originales. Asimismo, las instalaciones y equipo no deben dañarse. Se acepta algún agrietamiento en muros divisorios, fachadas y plafones.

Ocupación Inmediata: Este es equivalente al estado límite de daño. Se satisface si en una estructura de concreto se presentan grietas de poco ancho, y el acero de refuerzo se encuentra a punto de la fluencia. La resistencia e integridad del ciclo histerético de las estructuras sufren un deterioro poco significativo, aunque en el caso de estructuras de concreto reforzado puede presentarse una pérdida de rigidez importante debido al agrietamiento de los elementos estructurales. Pueden existir fallas menores en equipo y contenido no esencial para el funcionamiento de los edificios.

Seguridad de Vidas: Se considera como un estado límite intermedio entre el estado límite de daño y el de falla. Para cumplirlo debe garantizarse la seguridad de la vida de los usuarios. Desde el punto de vista de daño, implica que las estructuras se comporten dentro del intervalo no lineal perdiendo un porcentaje considerable de su rigidez, resistencia y capacidad de disipación de energía (se aprecia una degradación importante en los ciclos histeréticos). Es posible que parte de los muros divisorios, fachadas y plafones sufran daño considerable y tengan que ser repuestos en su totalidad, aunque no deben desligarse de la



estructura ni colapsar. Bajo las mismas condiciones, el equipo y contenido de los edificios puede presentar daños importantes.

Colapso Incipiente: Es equivalente al estado límite de falla. Para satisfacerlo se debe mantener la estabilidad global de la estructura, aún cuando el daño estructural y no estructural sea muy grave, aunque no se garantiza la integridad física de los ocupantes.

Asimismo se definen cuatro niveles de intensidad para los sismos de diseño, estableciéndolos en función de sus periodos de retorno (entre mayor sea el periodo de retorno mayor será la intensidad). Los niveles de intensidad son: *Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro*

En la figura 3.1 se definen los diferentes objetivos de diseños asociados a los diferentes niveles de intensidad sísmica utilizados por el comité VISION 2000.

Nivel de Desempeño / Nivel de Sismo	Operación Completa	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vidas	Colapso Incipiente
Frecuente	◇	DESEMPEÑO		
Ocasional	□	◇	◇	INACEPTABLE
Raro	⊙	□	◇	
Muy Raro	△	⊙	□	◇

Figura 3.1. Niveles de desempeño asociados a diferentes intensidades sísmicas (SEAO, VISION 2000)

Una representación de los niveles de desempeño de acuerdo con el FEMA-273 se presenta en la figura 3.2. En la parte superior se ilustra el comportamiento de una estructura dúctil ante el incremento de la deformación lateral. Los niveles de desempeño estructural que se muestran son tres: *Ocupación Inmediata, Seguridad de Vidas y Prevención del Colapso*. En la parte inferior se representa el comportamiento de una estructura no dúctil.

Como se ha podido observar, los diferentes niveles de desempeño están bien definidos de una manera cualitativa, pero no lo están cuantitativamente. Para poder aplicar con éxito el diseño por desempeño se deben definir bien los límites de cada nivel de una



manera cuantitativa. Meli et al (1996) y Reyes (2000) realizaron una recopilación bibliográfica amplia en la que resumen las deformaciones correspondientes a la iniciación del daño de elementos estructurales y no estructurales y para las deformaciones que provocan daño total en la estructura. En la tabla 3.1 es posible observar estos valores para diferentes sistemas estructurales.

En la tabla 3.2 se proporcionan valores de deformaciones típicas asociadas a los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata, Seguridad de Vidas y Colapso Incipiente para diferentes elementos estructurales según el FEMA-273.

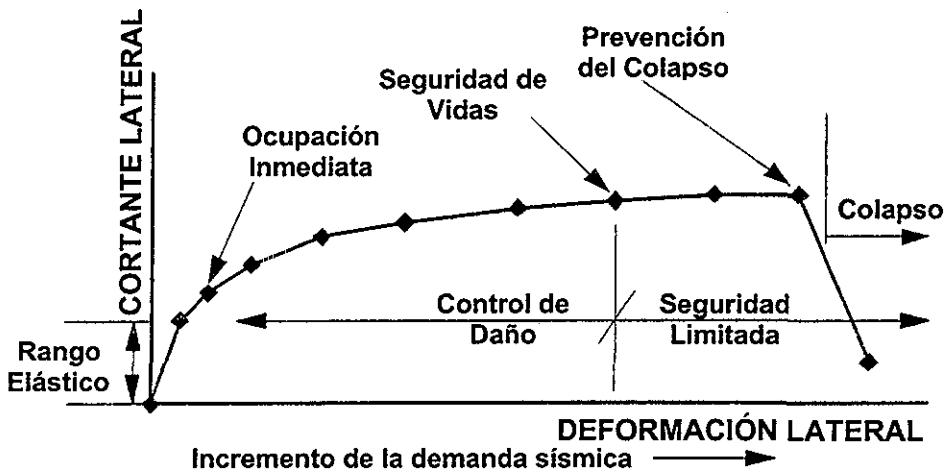


Figura 3.2. Desempeño y demanda de deformación para estructuras dúctiles (FEMA-273).

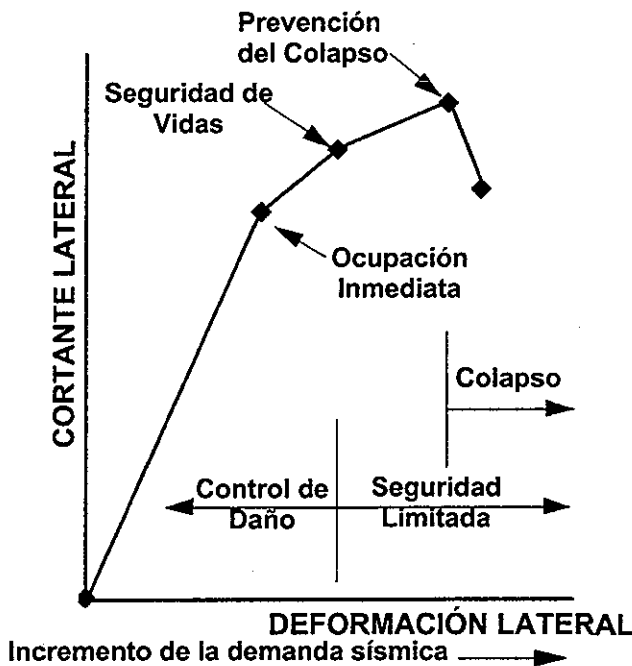


Figura 3.3. Desempeño y demanda de deformación para estructuras no dúctiles (FEMA-273)



Tabla 3.1. Distorsiones de entrepiso que inician el daño y que causan daño total para diferentes sistemas estructurales (Reyes, 1999)

SISTEMA ESTRUCTURAL	DISTORSIÓN DE ENTREPISO QUE INICIA EL DAÑO	DISTORSIÓN DE ENTREPISO PARA DAÑO TOTAL
Marcos de concreto detallados sísmicamente	0.0050	0.0400
Marcos de concreto sin un buen detallado sísmico ^a	0.0073 ^b	0.0217
Muros de mampostería:		
De piezas macizas	0.0010	0.0060
De piezas tipo panal	0.0010	0.0060
De piezas huecas con refuerzo interior y confinadas por castillos y dalas	-----	0.0060
De piezas huecas con refuerzo interior sin confinar	0.0007	0.0060
De bloques de concreto confinados por castillos y dalas	0.0005	0.0030
De piezas huecas pegadas con mortero pobre o bien piezas silico-calcáreas	0.0005 0.0003	0.0050 0.0030
Muros de concreto	0.0015 para $h/b \geq 2.0$ 0.0010 para $h/b < 2.0$	Depende del nivel de carga axial
Marcos de acero detallados sísmicamente	0.0030	0.030
Marcos de acero sin un buen detallado sísmico ^a	0.0074 ^b	0.0298 ^b
Marcos de acero contraventeados con diagonales concéntricas	0.0050	No se determinó
Marcos de acero contraventeados con diagonales excéntricas	0.0040	No se determinó

^a Se trata de estructuras con mayor flexibilidad que las estructuras detalladas sísmicamente.

^b Son distorsiones mayores respecto a los marcos detallados sísmicamente. Debido a esto se trata de estructuras con menor rigidez. En el caso de estructuras de acero, estas se construyen con conexiones viga-columna semirrígidas.

Tabla 3.2. Distorsiones de entrepiso para diferentes elementos estructurales asociados a los niveles de desempeño estructurales (FEMA-273).

ELEMENTO ESTRUCTURAL	PREVENCIÓN DEL COLAPSO	SEGURIDAD DE VIDAS	OCUPACIÓN INMEDIATA
Marcos de concreto	0.04 ¹	0.02 ¹	0.01 ¹
	0.04 ^t	0.01 ^t	Insignificante ^t
Marcos de acero	0.05 ¹	0.025 ¹	0.007 ¹
	0.05 ^t	0.010 ^t	Insignificante ^t
Marcos de acero contraventeados	0.02 ¹	0.015 ¹	0.005 ¹
	0.02 ^t	0.005 ^t	Insignificante ^t
Muros de concreto	0.02 ¹	0.01 ¹	0.005 ¹
	0.02 ^t	0.005 ^t	Insignificante ^t
Muros confinados de mampostería no reforzada	0.006 ¹	0.005 ¹	0.001 ¹
	0.006 ^t	0.003 ^t	Insignificante ^t
Muros no confinados de mampostería no reforzada	0.01 ¹	0.006 ¹	0.003 ¹
	0.01 ^t	0.006 ^t	0.003 ^t
Muros de mampostería reforzada	0.015 ¹	0.006 ¹	0.002 ¹
	0.015 ^t	0.006 ^t	0.002 ^t

¹ Deformación de entrepiso instantánea

^t Deformación de entrepiso permanente



3.3 CURVAS DE OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

Una metodología de diseño basada en desempeño debe asociar probabilidades de excedencia de que ocurra un evento sísmico directamente con medidas adecuadas de desempeño estructural. Wen y Foutch (1997) y Collins y Stojadinovic (2000) han realizado una propuesta gráfica para expresar los objetivos de desempeño estructural. Esta representación asocia al eje de las ordenadas la probabilidad de excedencia en escala logarítmica, mientras que el eje de las abscisas considera un parámetro de respuesta estructural, observable y cuantificable, que pueda relacionarse directamente con el desempeño sísmico de la estructura (distorsión de entrepiso, demanda de ductilidad, etc). Como se muestra en la figura 3.4, esta representación considera la respuesta de la estructura para todos los niveles sísmicos de diseño.

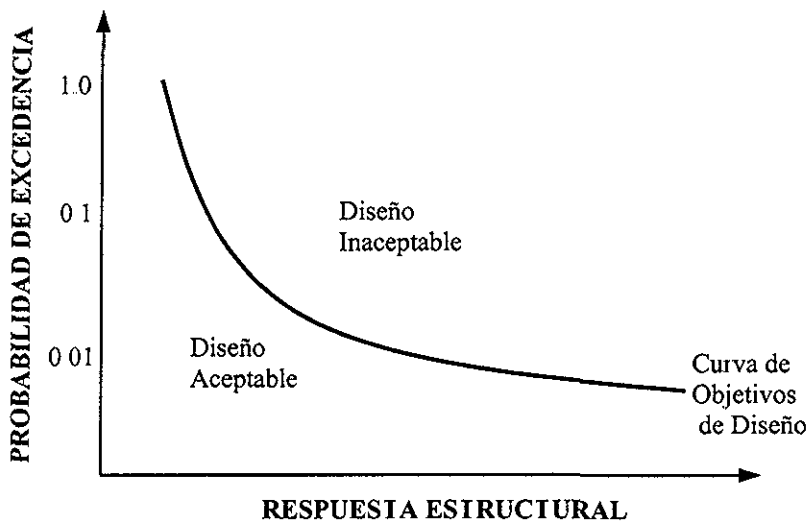


Figura 3.4. Curva de objetivos de desempeño

Para garantizar que una estructura cumpla con todos los niveles de desempeño estructural durante su vida útil de una manera eficiente, esta tendrá que tener una curva de desempeño estructural que esté ligeramente por debajo de la curva de objetivos de desempeño para todos los niveles de la respuesta estructural. Es decir, las probabilidades de excedencia de que un nivel de desempeño sea rebasado deben ser menores que los valores que se especifiquen en los reglamentos de diseño por desempeño.

La forma de la curva de desempeño estructural depende del sistema estructural, de la geometría de la estructura y de la calidad del diseño "local". La calidad del diseño



“local” comprende el diseño y detallado de los elementos que soportan cargas y de sus conexiones. Un buen diseño asegura que los elementos estructurales puedan soportar deformaciones laterales significativas y deformaciones cíclicas sin perder su capacidad para soportar cargas gravitacionales. Además, permite que los elementos estructurales sean capaces de redistribuir las cargas que actúan en ellos cuando estos fluyen. Por estas razones, la curva de desempeño estructural no puede ser determinada sin hacer un estudio detallado de la respuesta estructural y de un análisis probabilista.

Debido a que cada diseño estructural tiene su propia curva de desempeño estructural, no es práctico para los reglamentos especificar para cada diseño curvas de desempeño objetivo así como no es razonable para los diseñadores generar curvas de desempeño estructural para cada estructura. Una forma más sencilla de comprobar si la estructura cumple con los niveles de desempeño especificados es verificar solamente en algunos puntos que la curva de desempeño estructural no sea rebasada. Según Wen (1995) las curvas de desempeño estructural pueden tener tres formas características, que además ayudan a saber cuántos objetivos de desempeño considerar.

Una posibilidad es que la curva de desempeño estructural resulte cóncava hacia abajo, como se muestra en la figura 3.5. La consideración de un solo objetivo de desempeño es suficiente para plantear de manera confiable un diseño sísmico que satisfaga todos sus objetivos de diseño.

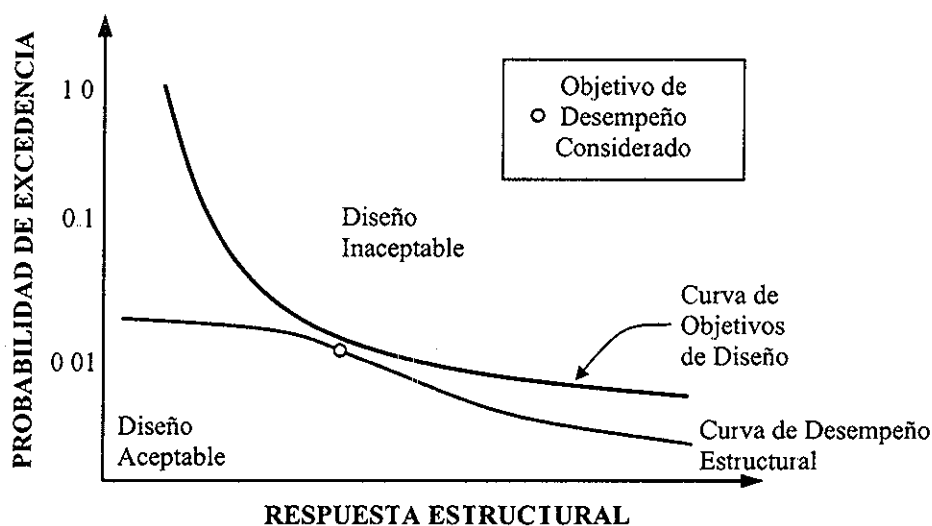


Figura 3.5. Curva de desempeño estructural cóncava hacia abajo



Una curva de desempeño estructural que resulte cóncava hacia arriba, como la de la figura 3.6, implica la necesidad de considerar dos objetivos de desempeño para plantear un buen diseño sísmico que satisfaga todos los objetivos de diseño (Terán y Reyes, 2001).

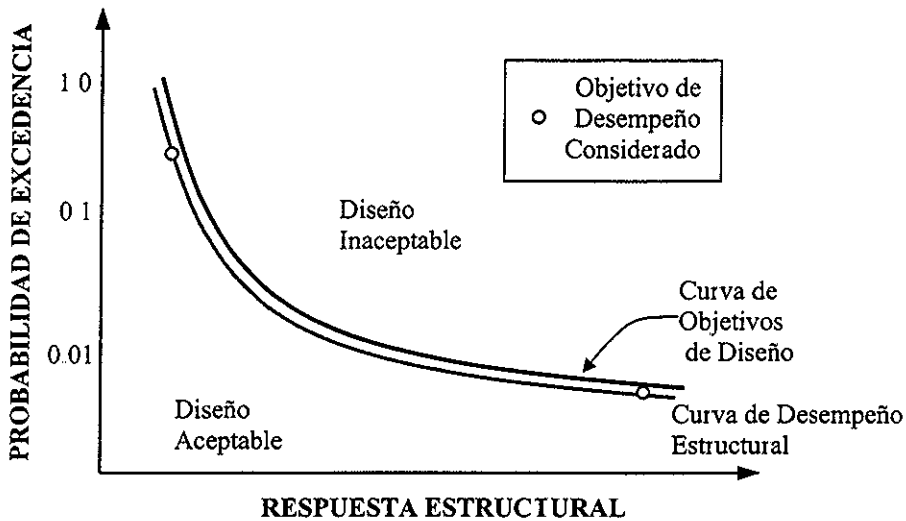


Figura 3.6. Curva de desempeño estructural cóncava hacia arriba

Existen casos en que para plantear un diseño sísmico confiable es necesario considerar más de dos objetivos de desempeño. Es necesario realizar más investigaciones para poder proveer más información acerca de las características generales de las curvas de desempeño estructural para diferentes grupos de sistemas estructurales y saber cuántos objetivos de desempeño deben considerarse. Actualmente sólo ha quedado claro que en la mayoría de los casos de interés práctico no es posible plantear un diseño sísmico confiable con base en la consideración de un solo estado límite. Una vez que se tenga conocimiento de esto, se tendrán las herramientas para formular curvas de objetivos de desempeño para diferentes tipos de sistemas estructurales.



4

CRITERIO DE REFUERZO SÍSMICO BASADO EN CONFIABILIDAD

4.1 INTRODUCCIÓN

Una de las maneras de reforzar estructuras para que tengan un mejor comportamiento sísmico es mediante la adición de disipadores de energía. Estos dispositivos mejoran el desempeño de la estructura mediante el incremento de amortiguamiento y en algunos casos de rigidez al sistema. Esto provoca una reducción en las demandas de desplazamiento y en las fuerzas internas de respuesta del edificio. En general, se espera que los dispositivos disipadores de energía sean una opción competitiva cuando se trata de mejorar el desempeño de una estructura en los niveles de *Ocupación Inmediata* y *Seguridad de Vida*, pero su aplicación puede ser limitada en el caso de *Prevención del Colapso* (FEMA-273).



Debido a que el uso de disipadores es una alternativa de refuerzo relativamente nueva, incluso en el ámbito mundial, no existen muchos métodos de diseño que sirvan para diseñarlos de una manera confiable sin caer en análisis demasiado laboriosos y que necesiten herramientas demasiado especializadas, es por eso que actualmente se buscan criterios que permitan diseñarlos de una manera rápida, sencilla y con ciertos niveles de confiabilidad para ciertos niveles de desempeño.

En este capítulo se propone una metodología para el diseño de los disipadores en donde se estima la probabilidad de excedencia anual de la respuesta no lineal de la estructura (estas respuestas son la distorsión máxima de entrepiso y la ductilidad máxima que desarrolla el disipador) ante futuras excitaciones sísmicas, en un sitio específico. Este procedimiento requiere de análisis no lineales de una estructura determinada ante un conjunto relativamente pequeño de registros de acelerogramas, y de análisis probabilísticos de peligro sísmico de un sitio dado. Para realizar los análisis probabilísticos de la demanda sísmica se utiliza como base el método simplificado propuesto por Cornell (1996).

Para superar las deficiencias que surgen de un planteamiento que considera sólo un nivel sísmico de diseño, se incluye una revisión de la respuesta de la estructura para varios niveles de desempeño sísmico. Para cada objetivo de diseño es necesario determinar las características requeridas para satisfacer las condiciones de desempeño planteadas por su correspondiente estado límite. Las características globales que finalmente se utilicen para plantear el diseño local deben ser tales que la estructura satisfaga todos sus objetivos de diseño.

4.2 METODO DE DISEÑO PROPUESTO EN ESTA TESIS

- 1) Determinar el sistema equivalente de un grado de libertad (SE1GDL) del marco a reforzar. Las propiedades del sistema quedan en función de su masa M^* , su rigidez inicial K^* y su resistencia lateral R^* . Para realizar esto pueden utilizarse cualquiera de los métodos propuestos en la literatura referenciados en el capítulo 2.
- 2) Ajustar el desplazamiento máximo del SE1GDL para que sea igual al desplazamiento máximo de azotea que demanda el marco de varios grados. Esto se hace aumentando el cortante basal de fluencia y manteniendo la misma rigidez



inicial, como se explicó anteriormente. Se debe realizar este ajuste para cada sismo mediante análisis no lineales “paso a paso” en el tiempo (ver figura 4.1).

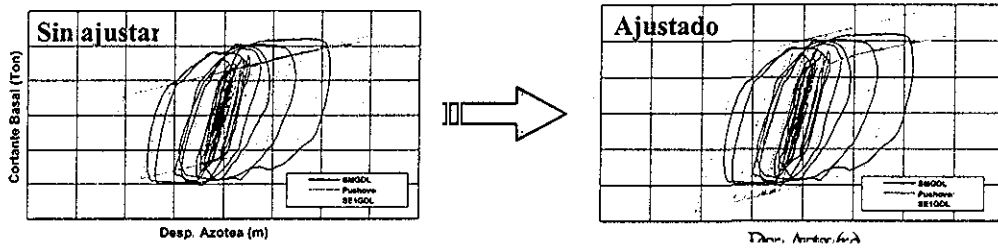


Figura 4.1. Ajuste de los desplazamientos del SMGDL y su respectivo SEIGDL.

- 3) Añadir al SEIGDL del marco un elemento en paralelo que representa al disipador. Se supone que este tiene una rigidez lateral K_d . La rigidez del disipador se supone como un porcentaje de la rigidez del sistema convencional, K_c , por lo que la relación de rigideces se define como $\alpha = K_d / K_c$. Igualmente se supone una relación entre la resistencia del sistema convencional, R_c , y la resistencia del disipador, R_d , en donde $\beta = R_d / R_c$. Es posible relacionar ambas propiedades del sistema marco-disipador mediante la siguiente expresión:

$$\alpha = \beta \frac{\delta_{yc}}{\delta_{yd}} \quad (41)$$

en donde δ_{yc} es el desplazamiento de fluencia del sistema original, y δ_{yd} es el desplazamiento de fluencia del sistema disipador.

- 4) Excitar al SEIGDL con el disipador equivalente usando un conjunto de sismos y realizando análisis no lineales “paso a paso” en el tiempo. Con el fin de evaluar diferentes niveles de desempeño el conjunto de sismos debe escalarse para diferentes periodos de retorno. Estos sismos deben afectarse por el factor de participación calculado para cada SEIGDL.
- 5) Obtener los valores máximos de la distorsión de entrepiso y de la ductilidad del disipador obtenidos para cada excitación y para cada periodo de retorno. Además, se calculan la mediana, D , y la desviación estándar, σ , para cada nivel de desempeño. Debido a que se ha observado que las respuestas estructurales presentan una distribución log-normal, la mediana y la desviación estándar se calculan usando las siguientes ecuaciones:



$$D = EXP \left[\frac{\sum_{i=1}^n \ln d_i}{n} \right] \quad ; \quad \sigma_{\ln d} = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (\ln d_i - \ln D)^2}{n-1} \right]^{1/2} \quad \dots (4.2), (4.3)$$

La mediana puede ajustarse en función de la pseudoaceleración, Sa/g , mediante una expresión de la siguiente forma (Cornell, 1996):

$$D = a \left(\frac{Sa}{g} \right)^b \quad \dots (4.4)$$

En la figura 4.2 se presenta esquemáticamente cómo a partir de los resultados obtenidos se calculan y se ajustan las medianas (representadas en la figura por una cruz).

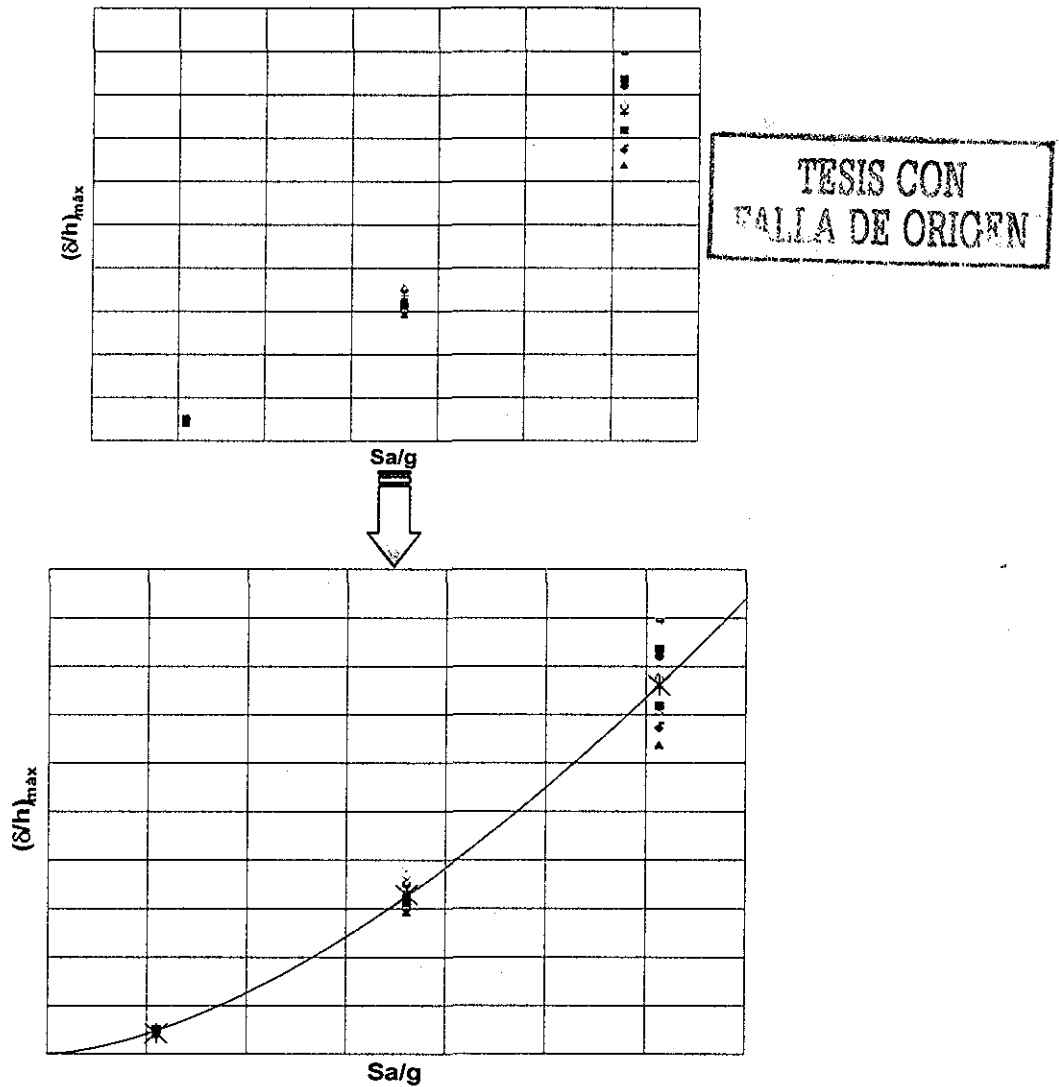


Figura 4.2. Obtención y ajuste de las medianas de los resultados obtenidos.



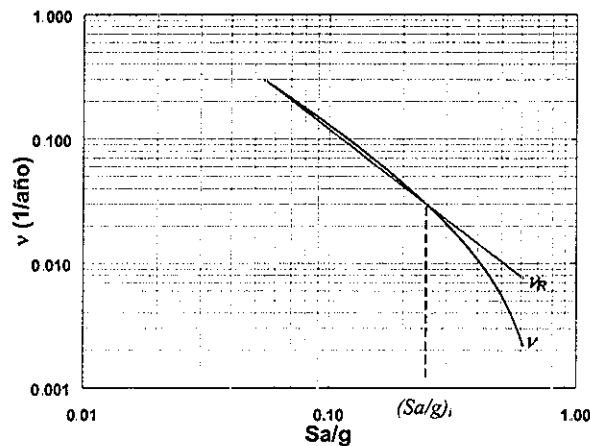
- 6) Calcular las pseudoaceleraciones asociadas con las respuestas límite de interés. Esto se hace despejando de la ecuación 4.4 la pseudoaceleración, suponiendo conocidos los valores de los coeficientes a y b :

$$d = a \left(\frac{Sa_d}{g} \right)^b \Rightarrow \frac{d}{a} = \left(\frac{Sa_d}{g} \right)^b$$

$$\Rightarrow \frac{Sa_d}{g} = \left(\frac{d}{a} \right)^{1/b} \quad (4.5)$$

- 7) Por otro lado, se ajustan rectas a la curva de peligro sísmico para las pseudoaceleraciones obtenidas. Estas rectas son de la forma (fig. 4.3) :

$$\nu = K \left(\frac{S_a}{g} \right)^{-r} \quad (4.6)$$



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 4.3. Ajuste de una recta a la curva de peligro sísmico en la zona de (Sa/g) .

- 8) Utilizar la expresión propuesta por Cornell (1996) para calcular la tasa media anual de excedencia de una respuesta (d):

$$\nu_D(d) = \nu \left(\left(\frac{d}{a} \right)^{1/b} \right) \exp \left(\frac{0.5r^2 \sigma_{\ln D}^2}{b^2} \right) = \nu \left(\left(\frac{d}{a} \right)^{1/b} \right) F_c = K \left(\frac{S_{a,d}}{g} \right)^{-r} F_c \quad (4.7)$$

Esta expresión representa la curva de peligro sísmico, ν , evaluada para el valor $S_{a,d}/g = (d/a)^{1/b}$, F_c puede interpretarse como un "factor de corrección" debido a la



incertidumbre en el cálculo de la respuesta (Cornell, 1996). En el apéndice A se muestra el desarrollo para obtener esta ecuación.

- 9) Repetir para diferentes cantidades de refuerzo; esto es, proponer varios valores de α . Las curvas de peligro sísmico de la demanda estructural quedan como se muestra en la figura 4.4:

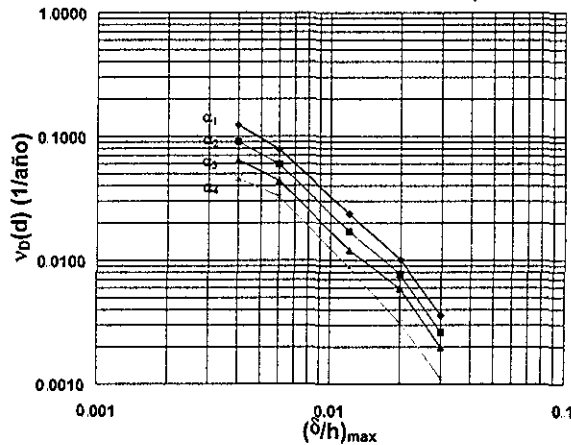


Figura 4.4. Curvas de peligro sísmico de la demanda estructural para diferentes porcentajes de refuerzo.

- 10) Determinar, a partir de una gráfica como la de la figura 4.4, la cantidad de refuerzo, α , que es necesaria para no exceder las respuestas límite de la estructura (distorsión máxima de entrepiso y ductilidad máxima del disipador). Estas respuestas límite deben estar en función del nivel de desempeño que se esté evaluando.
- 11) Transformar el SE1GDL al sistema de MGDL. Existen diferentes formas de distribuir los disipadores a la alto de la estructura, por lo que el criterio del diseñador juega un papel muy importante. En el siguiente capítulo se propone una manera de realizar esto. Es necesario resaltar que al pasar del SE1GDL al de MGDL se modifica la tasa media anual de excedencia con la que se diseña el refuerzo.
- 12) Revisar que la respuesta del marco con disipadores cumpla con los límites establecidos en el código. Esto se realiza mediante un análisis no lineal “paso a paso” utilizando las cuatro excitaciones que provoquen la mayor demanda en la estructura, de acuerdo con lo establecido en las NTCS-2002. En caso de que sea necesario modificar el número o la distribución de los disipadores, se realizarán análisis “paso a paso” utilizando el modelo de la estructura con todos sus grados de libertad. En caso de ser necesario modificar la distribución de los disipadores



nuevamente se modifica la tasa anual de excedencia con la que se diseñaron los dispositivos.

4.3 COMENTARIOS SOBRE EL MÉTODO PROPUESTO

4.3.1 Sistemas Equivalentes de un Grado de Libertad

En la literatura existen varias propuestas para la obtención de las propiedades del sistema equivalente de un grado de libertad (Miranda, 1991; Qi y Moehle, 1991; Collins, Wen y Foutch, 1995). Sin embargo, estudios realizados (Veletsos y Vann, 1971; Nassar y Krawinkler, 1991; Chopra, 1995; Santa Ana y Miranda, 2000) han hecho ver la necesidad de realizar modificaciones a los resultados obtenidos a partir de SE1GDL para que estos puedan representar adecuadamente la respuesta de estructuras de múltiples grados de libertad. La diferencia entre los resultados de ambos sistemas (resistencia lateral, cortante basal de fluencia, demanda de ductilidad, desplazamientos, etc.) tiende a aumentar conforme aumenta el número de grados de libertad y la demanda de ductilidad que desarrolla el sistema.

Se ha encontrado que los parámetros que deben ser considerados para que un SIGDL pueda representar la respuesta de un SMGDL deben incluir el contenido de frecuencias de la excitación sísmica (la cual puede estar afectada por los efectos de sitio), las características del modelo histerético (degradación de rigidez y de resistencia, incursión en el intervalo no lineal, etc.) y las características dinámicas de las estructuras de varios grados de libertad (periodos, formas y masas modales de todos los modos de vibrar importantes, y las discontinuidades en la rigidez y en la resistencia).

4.3.2 Selección y escalamiento de sismos

Los sismos de diseño pueden ser eventos de pequeña magnitud que produzcan daños insignificantes hasta eventos de gran magnitud que puedan producir el colapso de las estructuras. El diseño por desempeño trata de controlar los niveles de daño que pueda experimentar una estructura a través de su vida útil. El comité VISION 2000 expresa a los niveles de sismos de diseño en forma de un conjunto de sismos asociados a probabilidades de excedencia especificadas.



El FEMA-273 por su parte propone determinar los sismos de diseño para los siguientes niveles de peligro sísmico:

- Sismo de Seguridad Básica 1 (BSE-1), cuya aceleración máxima tiene una probabilidad de excedencia de 10% para un periodo de retorno de 50 años
- Sismo de Seguridad Básica 2 (BSE-2), cuya aceleración máxima tiene una probabilidad de excedencia de 2% para un periodo de retorno de 50 años
- Para el caso de zonas cerca de las fallas con mayor actividad, los sismos BSE-1 y BSE-2 se determinan a partir de los sismos que se producen en esas fallas. Las probabilidades de excedencia se expresan en función de un periodo de retorno de 50 años.

Estos niveles de peligro sísmico están definidos a partir de términos de métodos probabilistas.

Los sismos de diseño se deben adoptar para diferentes niveles de comportamiento sísmico no lineal asociados a diferentes periodos de recurrencia. También se deben utilizar espectros de diseño para diferentes niveles de amortiguamiento.

En esta tesis, los periodos de retorno a los que se asocian los diferentes niveles de desempeño se escogieron arbitrariamente, de modo que dieran lugar a resultados razonables, y no significa que se deban adoptar como recomendaciones de diseño.

Como se ha mencionado anteriormente, una forma deseable de determinar el posible desempeño de una estructura es estimando la probabilidad de excedencia de una respuesta relacionada con el daño. Esta estimación requiere que se conozca la demanda inducida por un rango potencial de aceleraciones espectrales para el sitio en específico. Debido a esto, para escalar los sismos es necesario el uso de curvas de peligro sísmico. Actualmente se realizan estudios para determinar el mejor método para realizar el escalamiento de los sismos (Chan, 2003). Además, se analiza el número de registros que deben seleccionarse tomando en cuenta las características de la estructura, la magnitud de los sismos y la forma de los espectros de respuesta para realizar estudios de confiabilidad de una estructura.



5

APLICACIÓN DEL CRITERIO PROPUESTO A UN MARCO DE DIEZ NIVELES

A continuación se aplica la metodología propuesta a un marco estructural.

5.1 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

El edificio en estudio es un proyecto teórico diseñado por Silva (1993) el cual consta de diez niveles y tres crujiás. Esta estructura es simétrica en planta con una separación entre ejes de columnas de 5 m y una altura de entrepiso de 3 m (figura 5.1). Para su análisis se escogió un marco interior con un periodo fundamental de vibración de 1.03 s. Se supone ubicado en zona de suelo blando de la Cd. de México con propiedades similares a las del sitio en donde se encuentra la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



El marco que se analiza es de concreto reforzado y cumple con las especificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1993 (RCDF-93) para estructuras dúctiles ($Q=4$) clasificadas como tipo B. Las dimensiones de las secciones se muestran en la tabla 5.1.

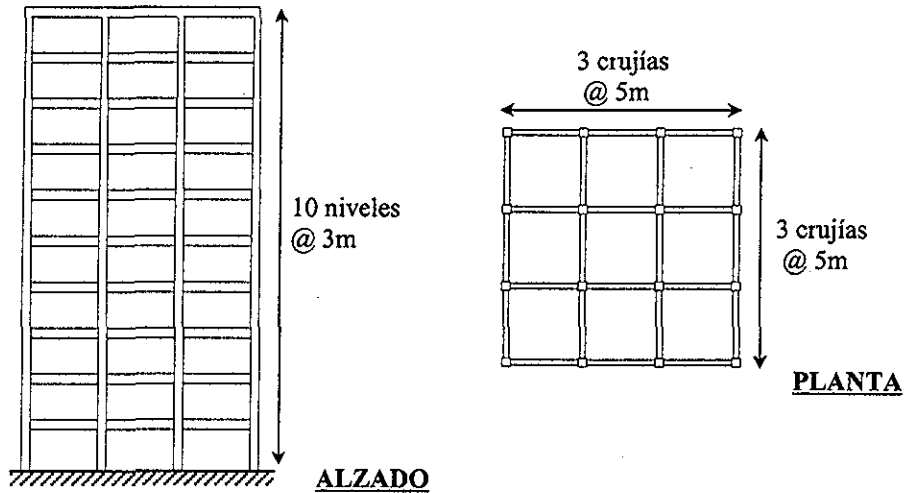


Figura 5.1. Geometría de la estructura analizada

Tabla 5.1. Secciones de trabes y columnas

MARCO DE 10 NIVELES		
Nivel	Columnas (m)	Trabes (m)
1 - 4	0.56 x 0.56	0.75 x 0.35
5 - 6	0.54 x 0.54	
7 - 8	0.50 x 0.50	
9 - 10	0.42 x 0.42	

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Debido a un cambio de uso de la estructura, esta deja de ser clasificada como estructura tipo B y se convierte en una tipo A. Por lo que para la nueva revisión, el sismo de diseño se debe multiplicar por un factor de 1.5.

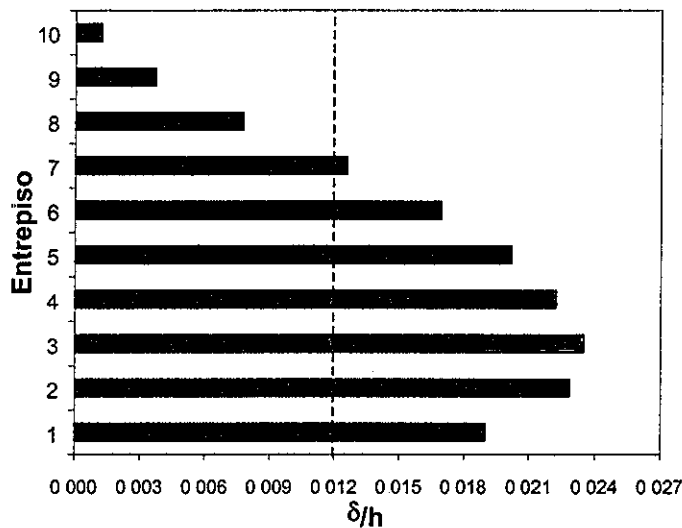
La excitación que se supone como sismo de diseño corresponde al acelerograma del movimiento registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transporte durante el sismo



del 19 de septiembre de 1985 en su componente E-W (SCT-EW-85). Como es bien conocido, este sismo es de banda estrecha y presenta un periodo dominante de 2 s.

Para obtener la respuesta sísmica de la estructura se realizó un análisis no lineal “paso a paso”. Esto se hizo mediante el programa de análisis DRAIN-2DX (Prakash et al, 1993). En este ejemplo se supone que el modelo de la estructura no considera degradación de rigidez ni de resistencia en el comportamiento histerético de sus elementos.

Al revisarse la respuesta de la estructura ante la nueva excitación multiplicada por el factor de 1.5, se encuentra que la distorsión máxima de entrepiso excede el límite establecido por el RCDF-93 (en donde para estructuras a base de marcos sin elementos estructurales ligados a los elementos estructurales se especifica una distorsión límite de 0.012 veces la altura del entrepiso). Esto se puede apreciar claramente en la figura 5.3. Es por este motivo que es necesario reforzar la estructura.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 5.3. Distorsiones de entrepiso del marco sin reforzar

5.2 PROPIEDADES DEL DISIPADOR

Para el refuerzo del marco se decidió utilizar disipadores de energía. Se utilizaron las propiedades dinámicas del disipador tipo solera en forma de “U” (figura 5.4) cuyo comportamiento histerético se ha visto que es muy estable (Aguirre y Sánchez, 1989). La rigidez desarrollada por estos elementos, K_d , es de 5627 kg/cm en su primera rama. La rama



de postfluencia es el 3% de esta pendiente. La carga axial de fluencia, P_y , es de 2063 kg. El diagrama esfuerzo-deformación es como se muestra en la figura 5.5.

Este tipo de dispositivo se coloca en un elemento diagonal disipando la energía mediante "rolado por flexión". Con el fin de no introducir flexión al sistema diagonal-disipador este último se articula en sus extremos (Figura 5.6). La razón de por qué no admitir esfuerzos flexionantes en el sistema es porque estos disminuyen la capacidad para resistir fuerzas axiales haciendo que los disipadores no trabajen como debiera esperarse. El sistema diagonal-disipador se modela como una sola diagonal articulada en los extremos con la rigidez y resistencia que posea dicho sistema y con la capacidad de fluir a tensión y compresión.

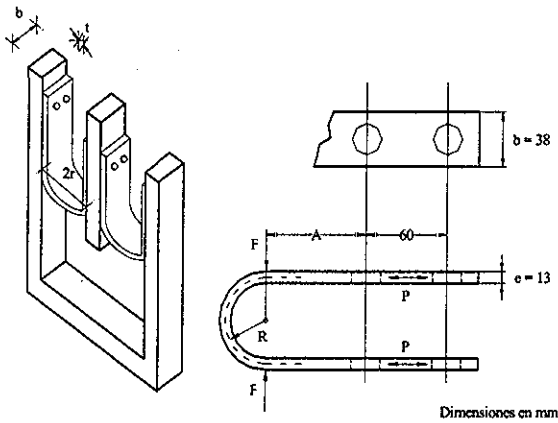


Figura 5.4. Dispositivo de solera tipo "U" (Aguirre y Sánchez, 1989)

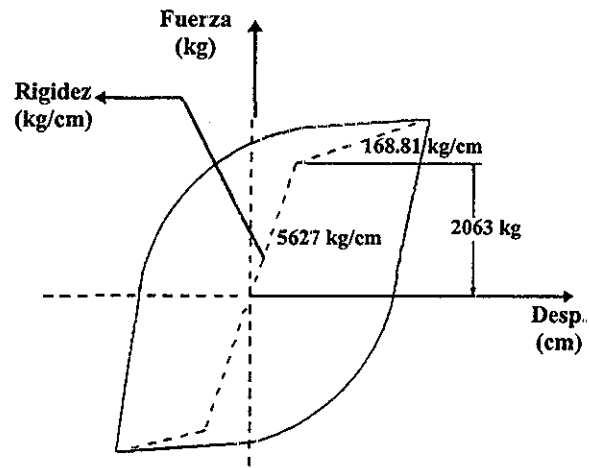
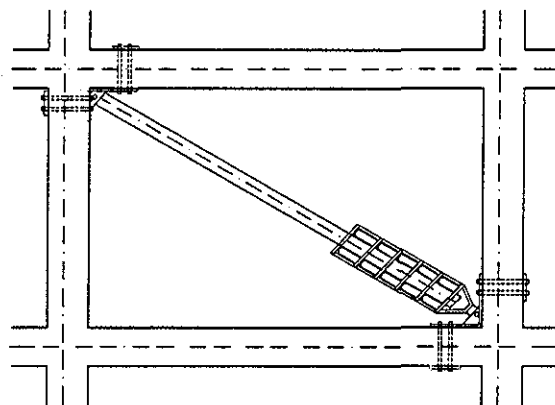


Figura 5.5. Valores de la rigidez y carga axial de fluencia del disipador en forma de "U"



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 5.6. Colocación del sistema diagonal-disipador



5.3 EXCITACIÓN SÍSMICA

Para los análisis no lineales “paso a paso” se utilizó el registro obtenido en SCT-EW-85 y un conjunto de 12 sismos simulados a partir de este.

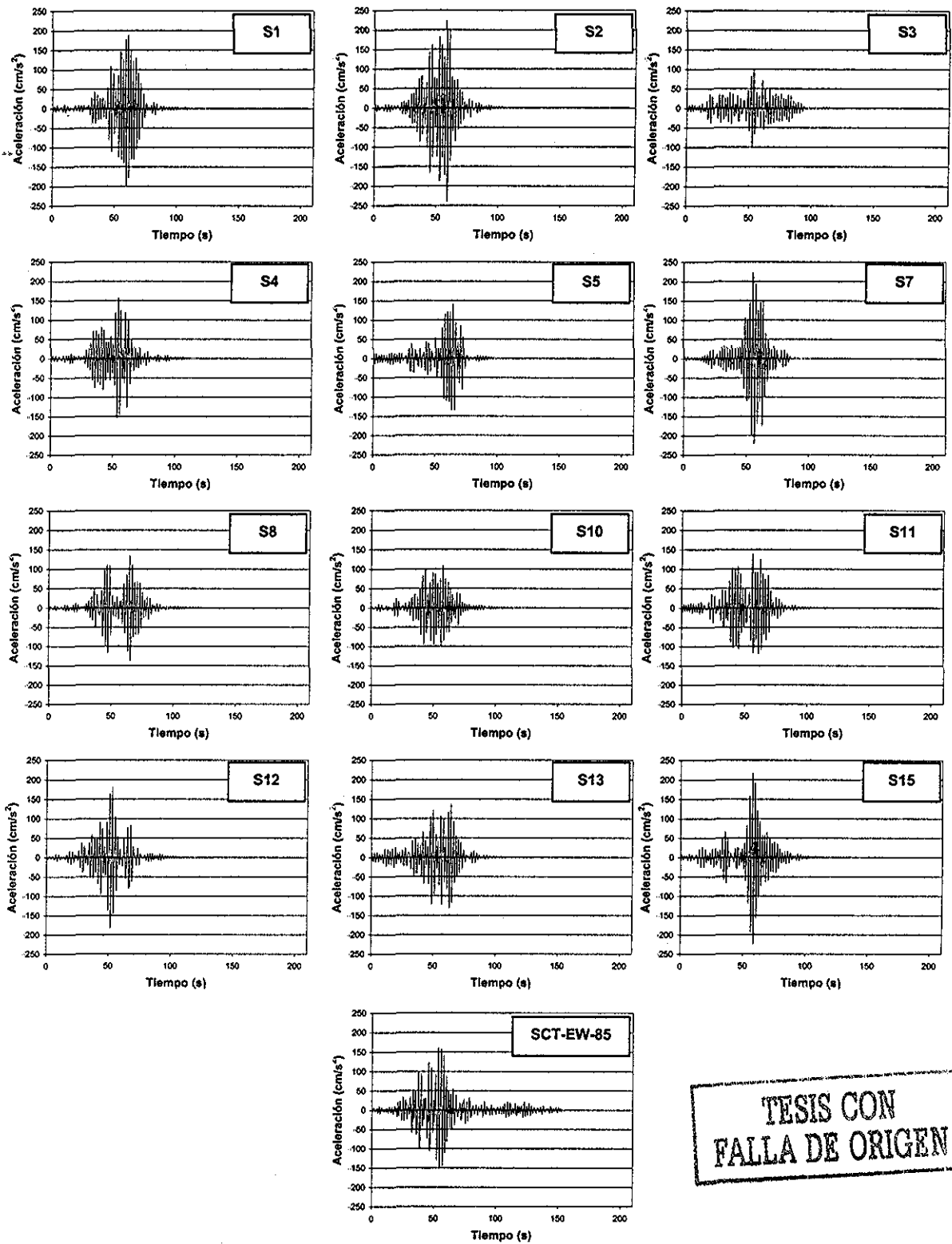
Los sismos sintéticos fueron simulados utilizando el procedimiento descrito en Rivera (2001) con el método propuesto por Yeh y Wen (1989), inspirado en las ideas de Grigoriu, Ruiz y Rosenblueth (1988). Este emplea un modelo estocástico no estacionario con densidad espectral evolutiva en la que la intensidad y el contenido de frecuencias evolucionan durante el temblor. El movimiento del terreno se representa por procesos aleatorios modulados en frecuencia y amplitud. En la figura 5.7 se muestran los acelerogramas utilizados.

Las aceleraciones de los sismos fueron escalados en 1s para poder evaluar varios niveles de desempeño. Los sismos se escalan de tal forma que la aceleración espectral de un sistema lineal con un periodo de 1s sea igual a la aceleración obtenida a partir de la curva de peligro sísmico del sitio, para un periodo de retorno asociado al nivel de desempeño que se quiere evaluar.

Los periodos de retorno que se utilizaron para el escalamiento fueron 9, 130 y 1000 años. Las aceleraciones asociadas a estos periodos de retorno fueron obtenidas a partir de la curva de peligro sísmico calculada para el sitio de interés por Alamilla (2001).

La figura 5.8 muestra las gráficas de la tasa media anual de excedencia de aceleración espectral para un sistema de un grado de libertad con periodo de vibración igual a 1s y fracciones de amortiguamiento crítico igual a 2% y a 5%.

La curva calculada con 2% se utiliza debido a que varios autores recomiendan que se use dicho amortiguamiento cuando se evalúe la respuesta estructural asociada al estado límite de servicio. Para el caso en estudio el estado límite de servicio se asocia a un periodo de retorno de 9 años.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 5.7. Acelerogramas utilizados para los análisis "paso a paso" en el tiempo

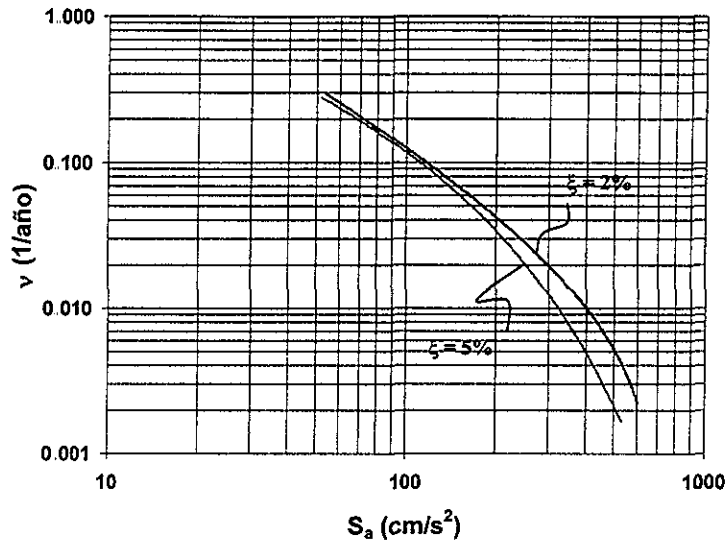


Figura 5.8. Curvas de peligro sísmico para el sitio de SCT. $T=1s$, $\mu=1$

En la figura 5.9 se muestran los espectros lineales de pseudoaceleraciones sin escalar y escalados correspondientes a la respuesta de un sistema con periodo igual a 1s. En estas gráficas se muestran las aceleraciones y los periodos de retorno que se utilizaron para escalar los sismos.

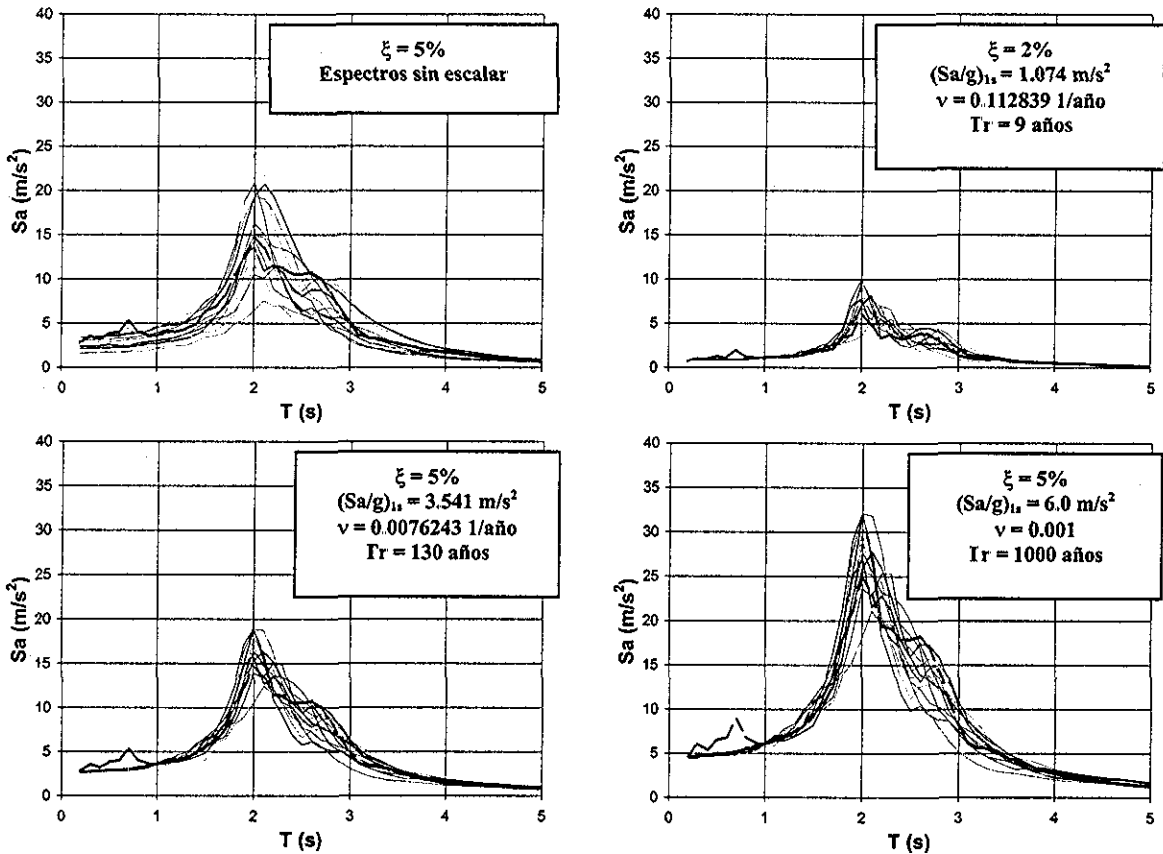


Figura 5.9. Espectros de pseudoaceleraciones de los sismos utilizados escalados para diferentes T_R



5.4 OBTENCIÓN DEL SE1GDL

El SE1GDL que se utilizó es el mismo que se obtuvo en el capítulo 2. Se utilizó la formulación del cortante basal, $\{\Psi_2\} = \{1\}$. Sus propiedades se muestran en la tabla 5.2.

Tabla 5.2. Propiedades del SE1GDL.

M* (Ton-s ² /m)	K* (Ton/m)	P*	D _y (m)	K ₂ /K
36.5422	1221.32	1.5232	0.0556	0.062

Al someter al sistema equivalente al conjunto de excitaciones escaladas se observa que existen variaciones con respecto a la respuesta del sistema de varios grados de libertad (figuras 5.10, 5.11 y 5.12). Es por esto que el SE1GDL se ajusta para que su desplazamiento máximo producido sea igual al que presenta en la azotea la estructura de MGDL. Para esto se aumenta el valor del cortante de fluencia del SE1GDL hasta que los desplazamientos máximos coincidan. Este ajuste se realizó para todo el conjunto de sismos considerando los distintos periodos de retorno como se aprecia en las figuras 5.13 y 5.14. El factor por el cual se aumenta el cortante de fluencia depende considerablemente del comportamiento no lineal que desarrolle la estructura. Entre mayor sea este, mayor será la diferencia entre el cortante basal de fluencia del SMGDL y su correspondiente SE1GDL. Esto se aprecia más claramente en la tabla 5.3, en donde se muestran los factores de ajuste obtenidos. Entre mayor es el periodo de retorno mayor es el factor de ajuste.

En la figura 5.10 se observa que cuando los sismos se escalan para un $T_R = 9$ años la estructura no fluye y los desplazamientos de ambos sistemas son muy parecidos, por lo que no es necesario realizar ningún ajuste para este caso. Cuando se escalan los sismos a $T_R = 130$ años los ciclos histeréticos del SMGDL son muy semejantes al SE1GDL ajustado (figura 5.13). Sin embargo, cuando se escalan a 1000 años y la estructura presenta un mayor comportamiento en el intervalo no lineal, los ciclos del sistema equivalente ajustado presentan una mayor diferencia con respecto a los obtenidos con el SMGDL (figura 5.14).



Tabla 5.3. Factores de ajuste para el SEIGDL

Sismo	$T_R = 9$ años	$T_R = 130$ años	$T_R = 1000$ años
SCT-EW	1.000	1.602	2.611
S1	1.000	1.909	3.065
S2	1.000	1.913	3.010
S3	1.000	1.570	2.384
S4	1.000	1.791	2.684
S5	1.000	1.955	2.990
S7	1.000	1.780	2.710
S8	1.000	1.831	2.901
S10	1.000	1.869	2.745
S11	1.000	1.603	1.980
S12	1.000	1.842	2.931
S13	1.000	1.911	2.531
S15	1.000	1.890	3.058

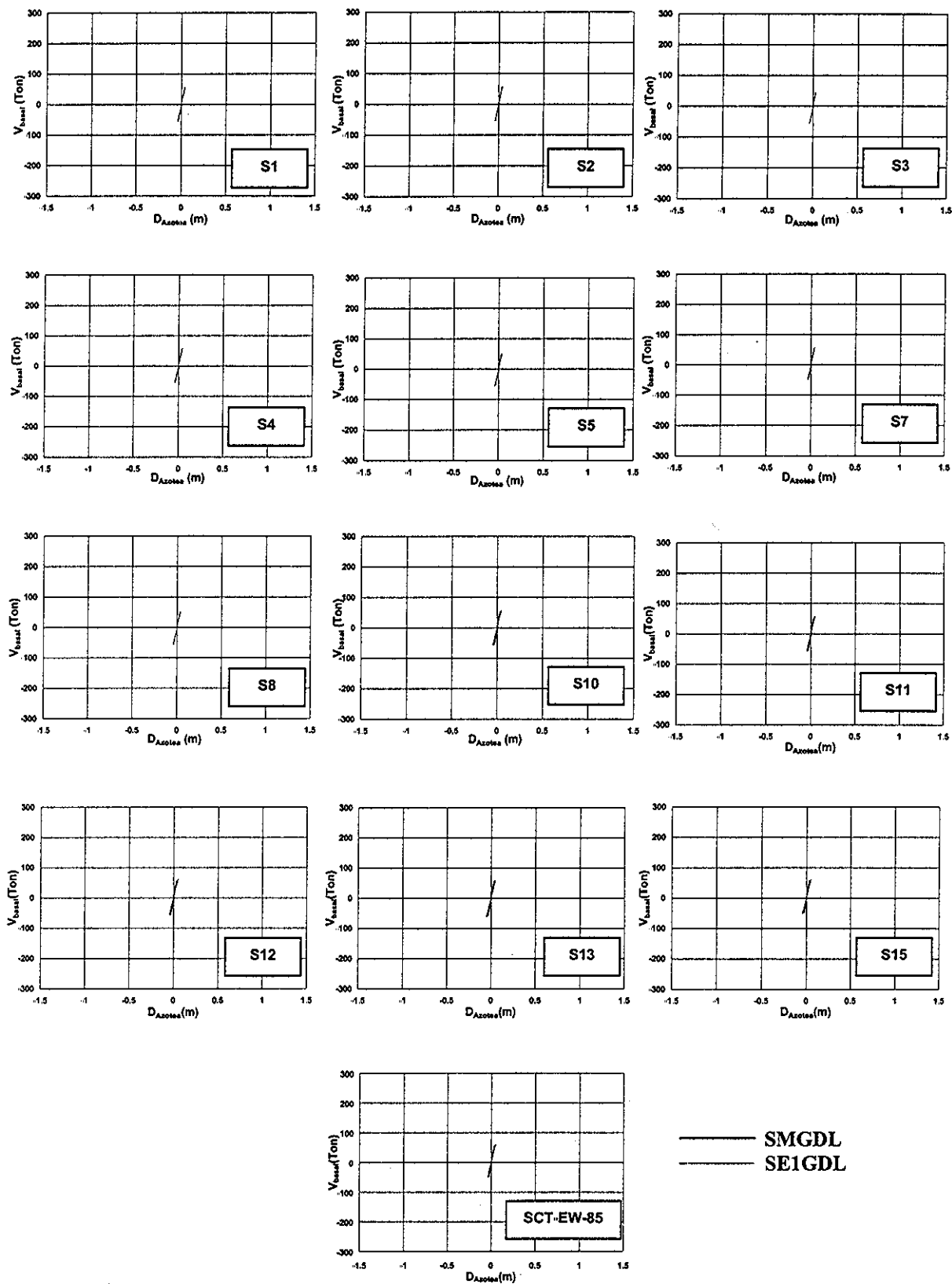


Figura 5.10. Respuesta del SMGDL y de su correspondiente SEIGDL. $T_R = 9$ años

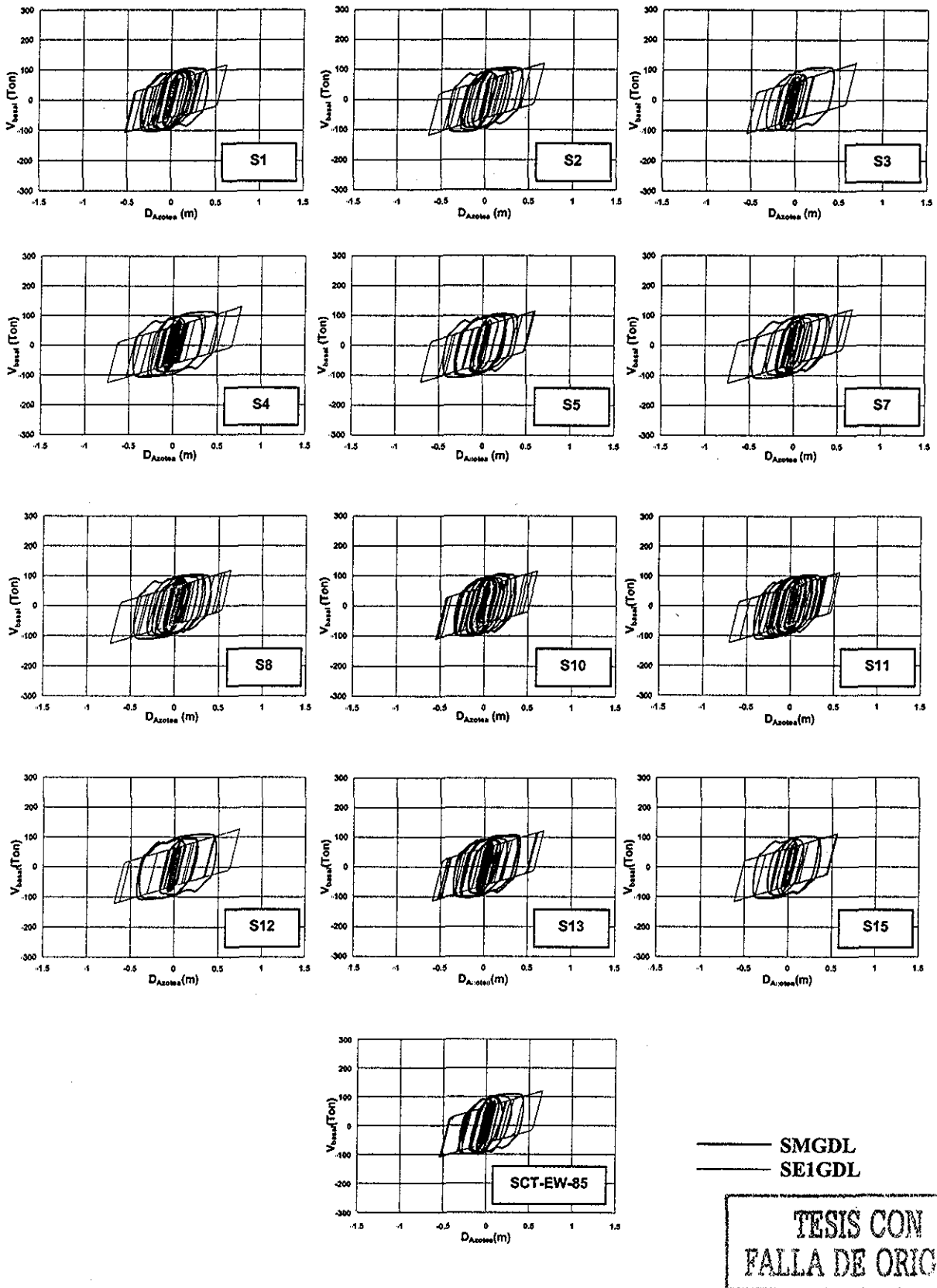


Figura 5.11. Ciclos histeréticos del SMGDL y de su correspondiente SE1GDL. $T_R = 130$ años

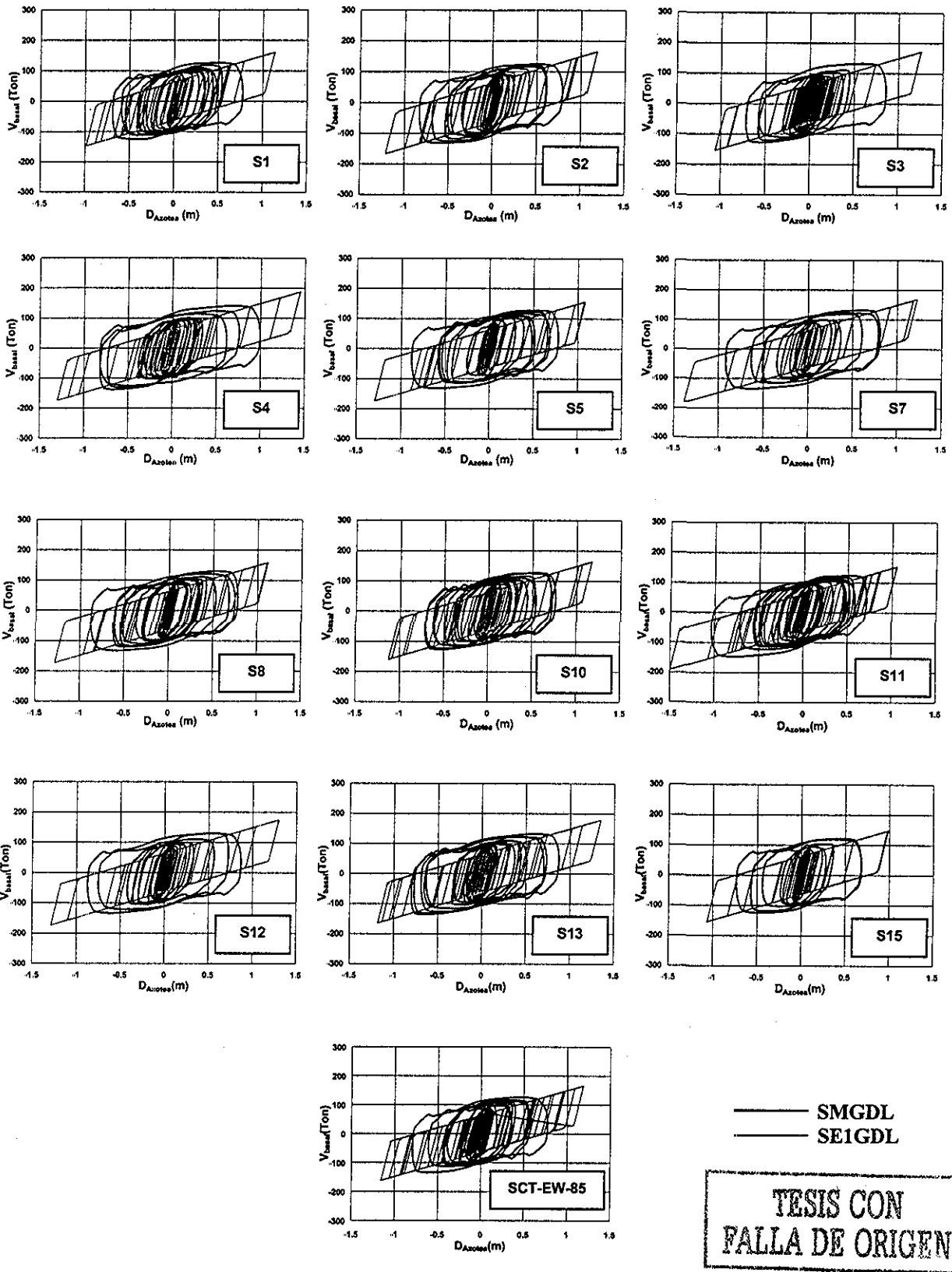


Figura 5.12. Ciclos histeréticos del SMGDL y de su correspondiente SEIGDL. $T_R = 1000$ años

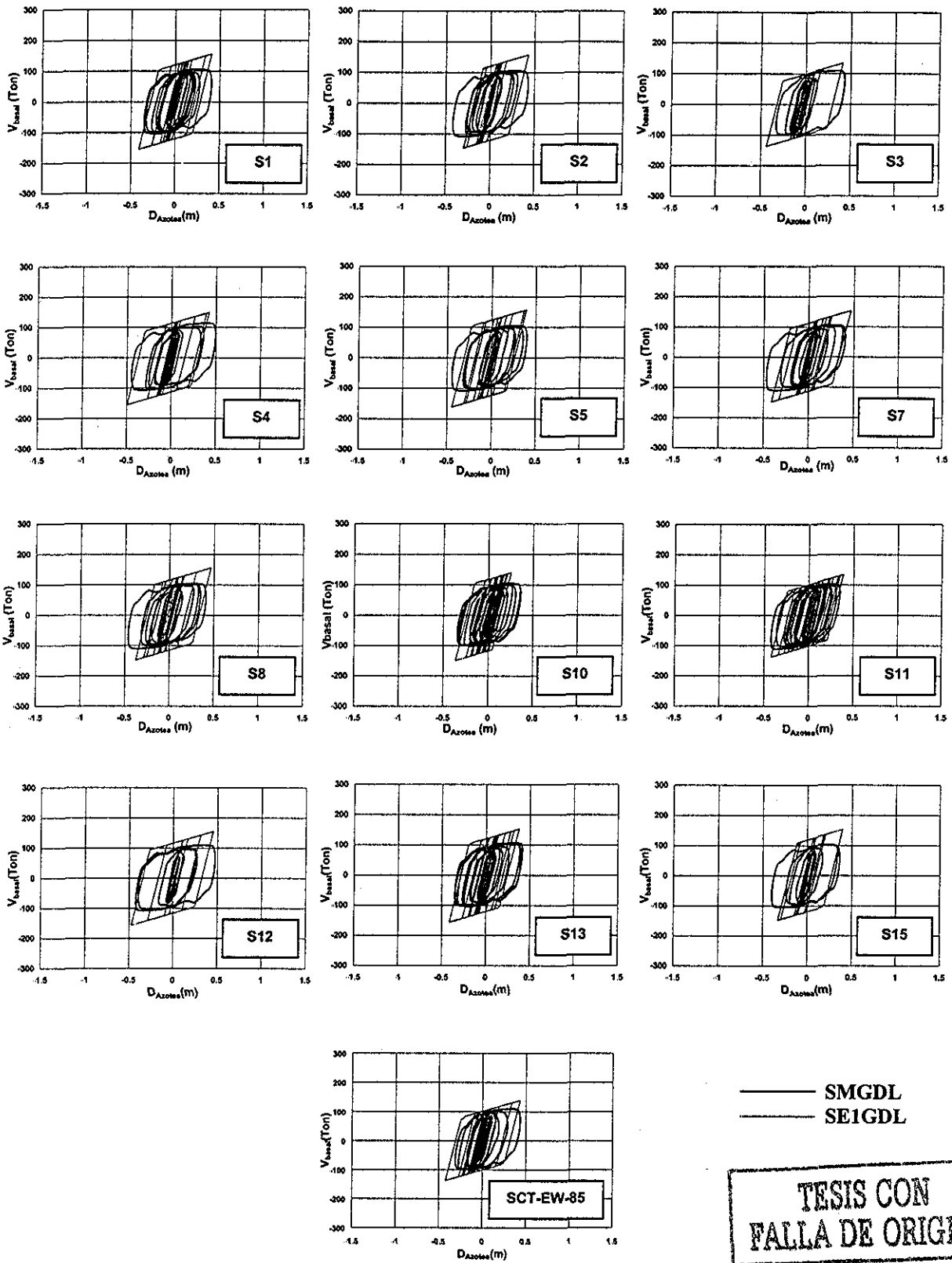


Figura 5.13. Ciclos histeréticos del SMGDL y su correspondiente SE1GDL ajustado $T_R = 130$ años

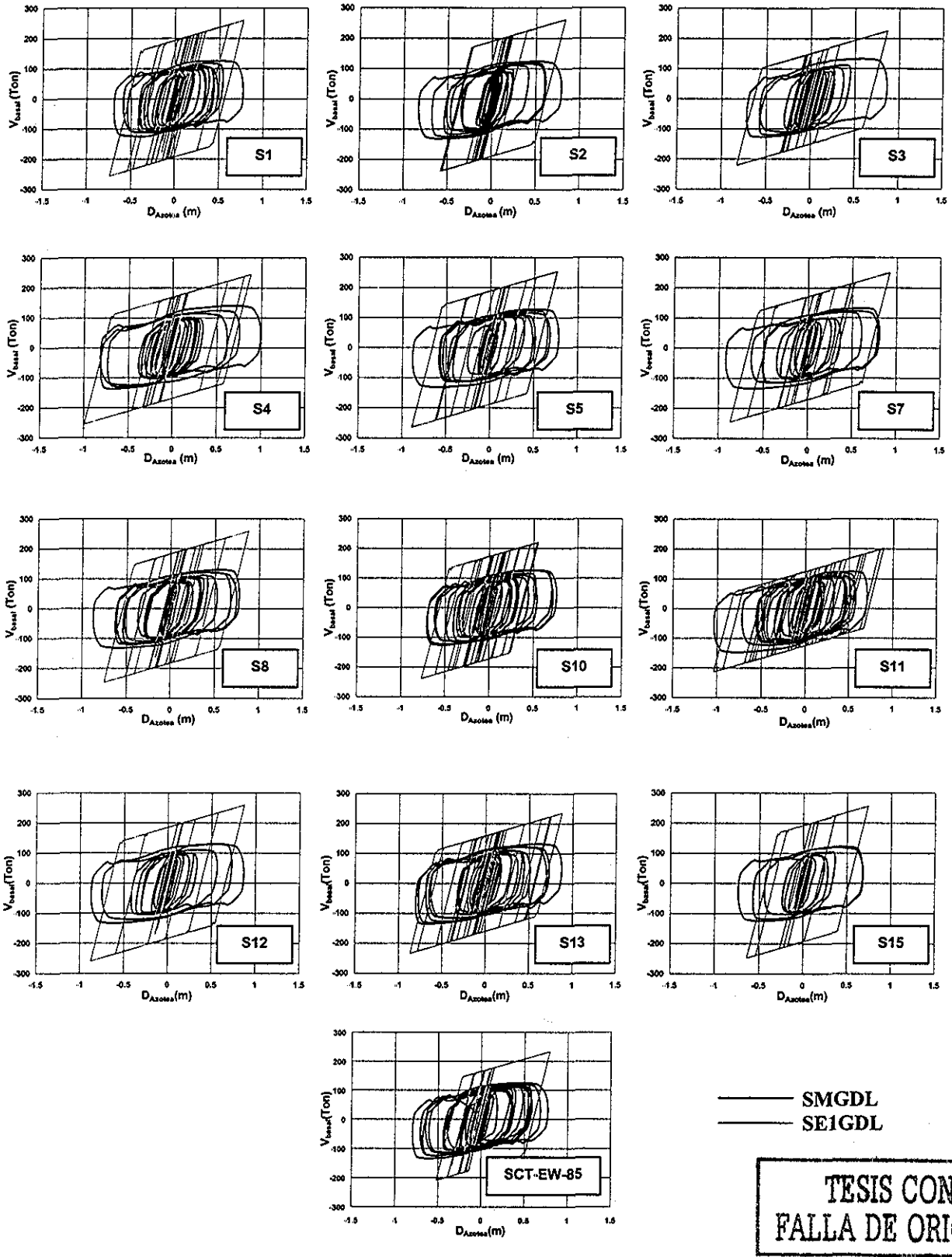


Figura 5.14. Ciclos histeréticos del SMGDL y de su correspondiente SE1GDL ajustado.
 $T_R = 1000$ años



5.5 DISEÑO DEL REFUERZO MEDIANTE DISIPADORES DE ENERGÍA

Una vez que se ajusta el sistema equivalente se le añade en paralelo un elemento disipador equivalente. Se proponen diferentes valores de rigidez para el disipador equivalente. Esta rigidez se define como un porcentaje de la rigidez del sistema equivalente, en donde $\alpha = K_d/K_c$. Para el edificio en estudio se propuso variar α desde 0.0 hasta 0.7 (el valor de 0.0 corresponde al edificio sin refuerzo).

Una vez obtenidos varios sistemas con diferentes cantidades de refuerzo se excitan con el conjunto de sismos escalados a diferentes periodos de retorno. Las respuestas que interesan para el diseño de los disipadores son la distorsión máxima de entrepiso y la ductilidad máxima que desarrolla el disipador. Para relacionar la distorsión máxima que presentaría alguno de los entrepisos con el desplazamiento del SE1GDL se realizaron varios análisis del tipo “pushover” como se explican en el apéndice B.

En las figuras 5.15 y 5.16 se muestran las respuestas obtenidas en función de la pseudoaceleración, Sa/g , asociada a los periodos de retorno seleccionados. Para cada conjunto de respuestas se calculan tanto la mediana como la desviación estándar. En las tablas 5.3 y 5.4 se muestran los valores de la medianas de la distorsión máxima de entrepiso y de la ductilidad máxima en el disipador respectivamente. Se puede observar como los valores se van reduciendo conforme aumenta la cantidad de refuerzo en la estructura. Una vez obtenidos los valores de las medianas se ajustan funciones de la forma $d = a (Sa/g)^b$ para cada valor de α . Los valores de los coeficientes a y b se muestran en la tabla 5.6.

Tabla 5.3. Valores de las medianas asociadas a la distorsión máxima de entrepiso

Tr (año)	α							
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
9	0.0028	0.0024	0.0021	0.0018	0.0016	0.0014	0.0013	0.0011
130	0.0243	0.0203	0.0164	0.0129	0.0100	0.0082	0.0071	0.0063
1000	0.0466	0.0420	0.0380	0.0340	0.0300	0.0264	0.0227	0.0196



Tabla 5.4. Valores de las medianas asociadas a la ductilidad máxima del dissipador

Tr (año)	α							
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
9	----	2.300	2.039	1.753	1.528	1.379	1.214	1.083
130	----	19.330	15.649	12.301	9.568	7.795	6.741	5.989
1000	----	40.045	36.209	32.391	28.599	25.171	21.584	18.638

En la tabla 5.5 se muestran los valores de la desviación estándar. Estos valores son los mismos tanto para las distorsiones de entrepiso como para la ductilidad de los dissipadores. En general se puede apreciar que los valores de la desviación estándar no son muy grandes y que para cantidades pequeñas de refuerzo la dispersión tiende a aumentar conforme aumenta el periodo de retorno de la excitación. Al aumentar el refuerzo se tiende a modificar el periodo de la estructura y eso hace que esta entre en una zona del espectro en donde las dispersiones de las aceleraciones son mayores. Es por eso que las respuestas también presentan una mayor desviación estándar. Al igual que las medianas se ajusta una ecuación con la misma forma para las desviaciones estándar. Los valores de los coeficientes a y b se encuentran también en la tabla 5.6.

Tabla 5.5. Valores de la desviación estándar

Tr (año)	α							
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
9	0.0575	0.0458	0.0700	0.0997	0.0897	0.1018	0.1145	0.1092
130	0.0785	0.0782	0.0851	0.0965	0.0773	0.0660	0.0551	0.0660
1000	0.0979	0.1016	0.1055	0.1175	0.1302	0.1306	0.1409	0.1403

Tabla 5.6. Valores de los coeficientes a y b de la función de ajuste

α	$(\delta_{rel}/h)_{m\acute{a}x}$		$(\mu_{dis})_{m\acute{a}x}$		σ	
	a	b	a	b	a	b
0.0	0.0906	1.3416	----	----	0.1119	0.3116
0.1	0.0855	1.4425	81.5126	1.4436	0.1270	0.4654
0.2	0.0833	1.6035	79.2622	1.6000	0.1150	0.2382
0.3	0.0823	1.8104	78.2909	1.8068	0.1155	0.0820
0.4	0.0808	2.0308	76.8898	2.0258	0.1269	0.2096
0.5	0.0756	2.1559	72.3602	2.1629	0.1130	0.1052
0.6	0.0643	2.1351	61.5095	2.1452	0.1103	0.0519
0.7	0.0654	2.2697	51.7031	2.0904	0.1191	0.1027

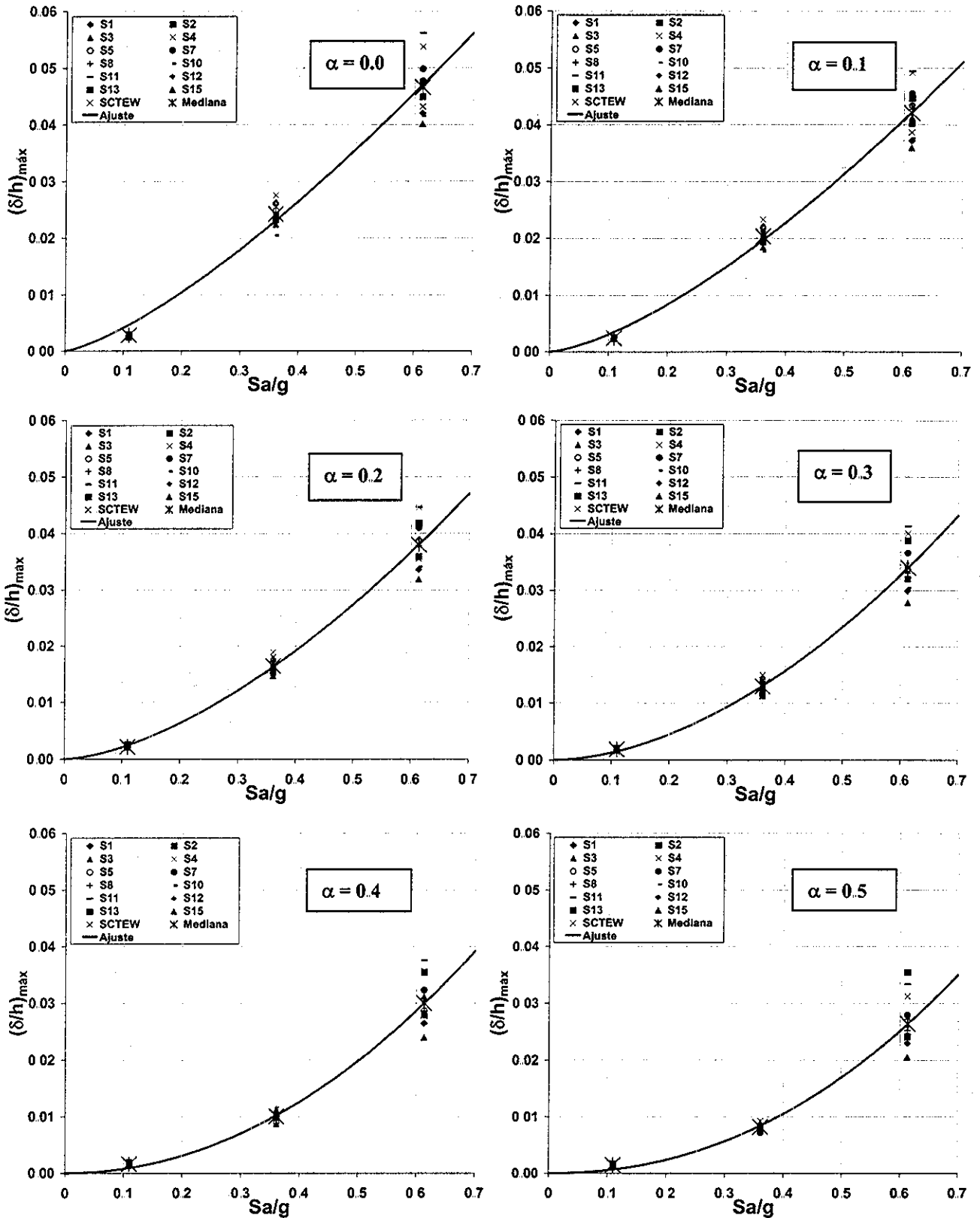


Figura 5.15. Distorsiones máximas de entrepiso en función de la intensidad Sa/g , para cada porcentaje de refuerzo ($\alpha = K_d/K_d$)

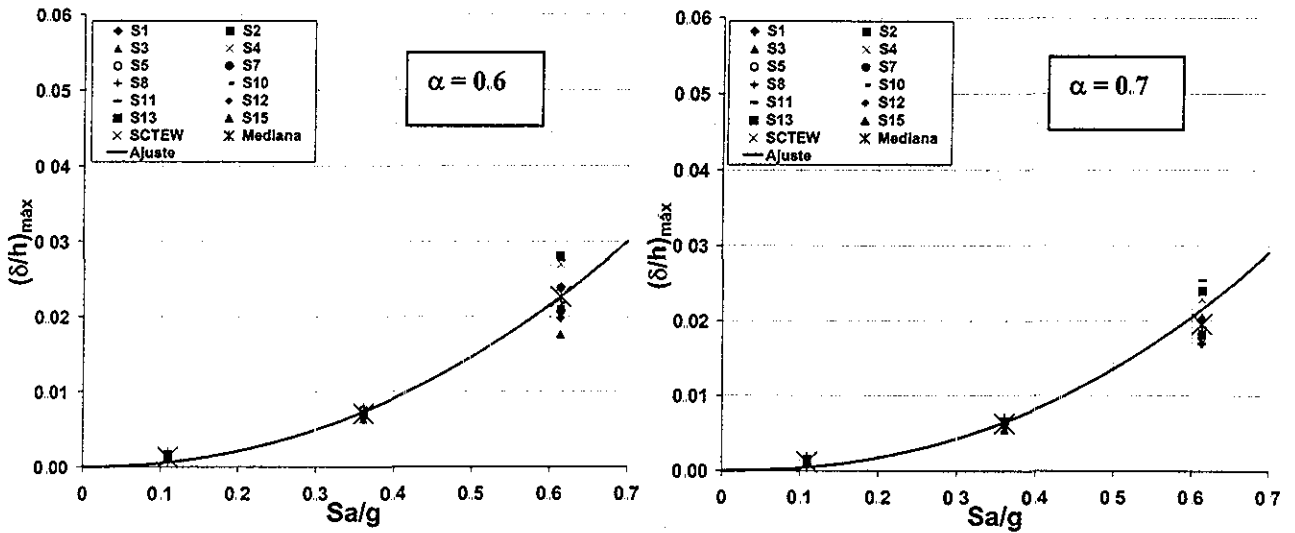


Figura 5.15 cont. Distorsiones máximas de entrepiso en función de la intensidad Sa/g , para cada porcentaje de refuerzo ($\alpha = K_d/K_c$)

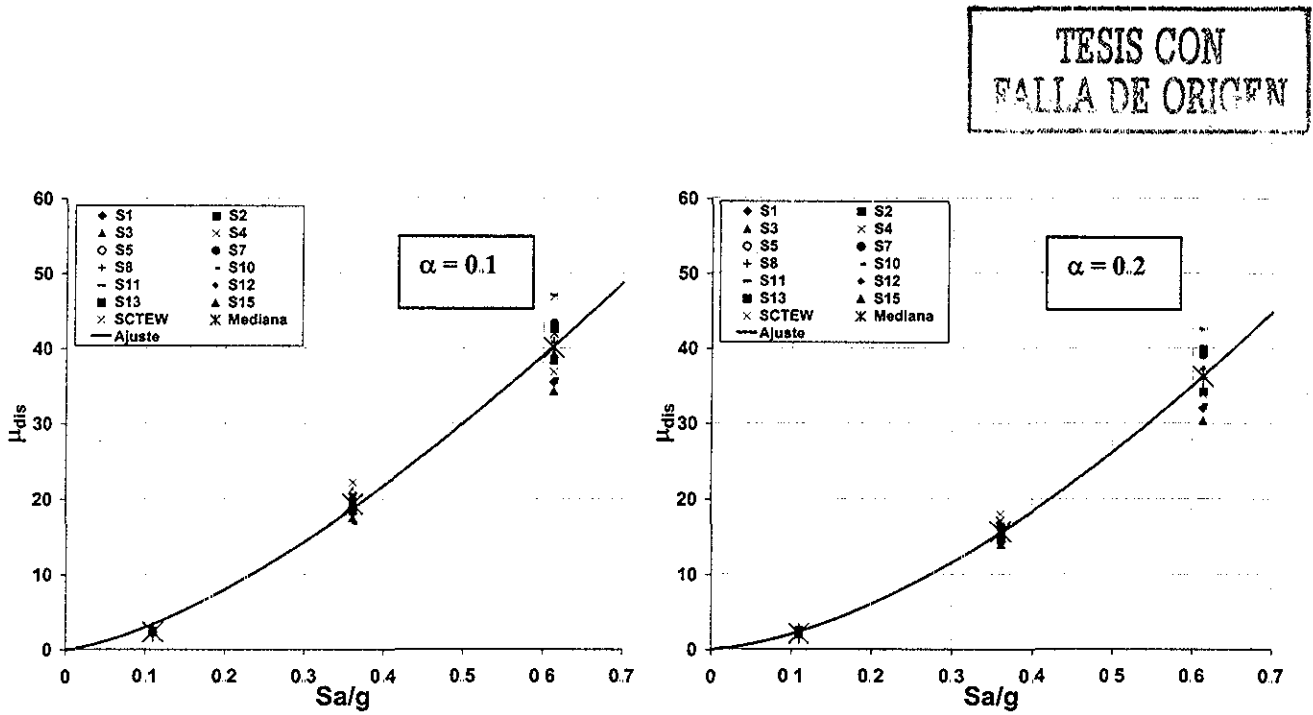


Figura 5.16. Ductilidad máxima de entrepiso en función de la intensidad Sa/g , para cada porcentaje de refuerzo ($\alpha = K_d/K_c$)

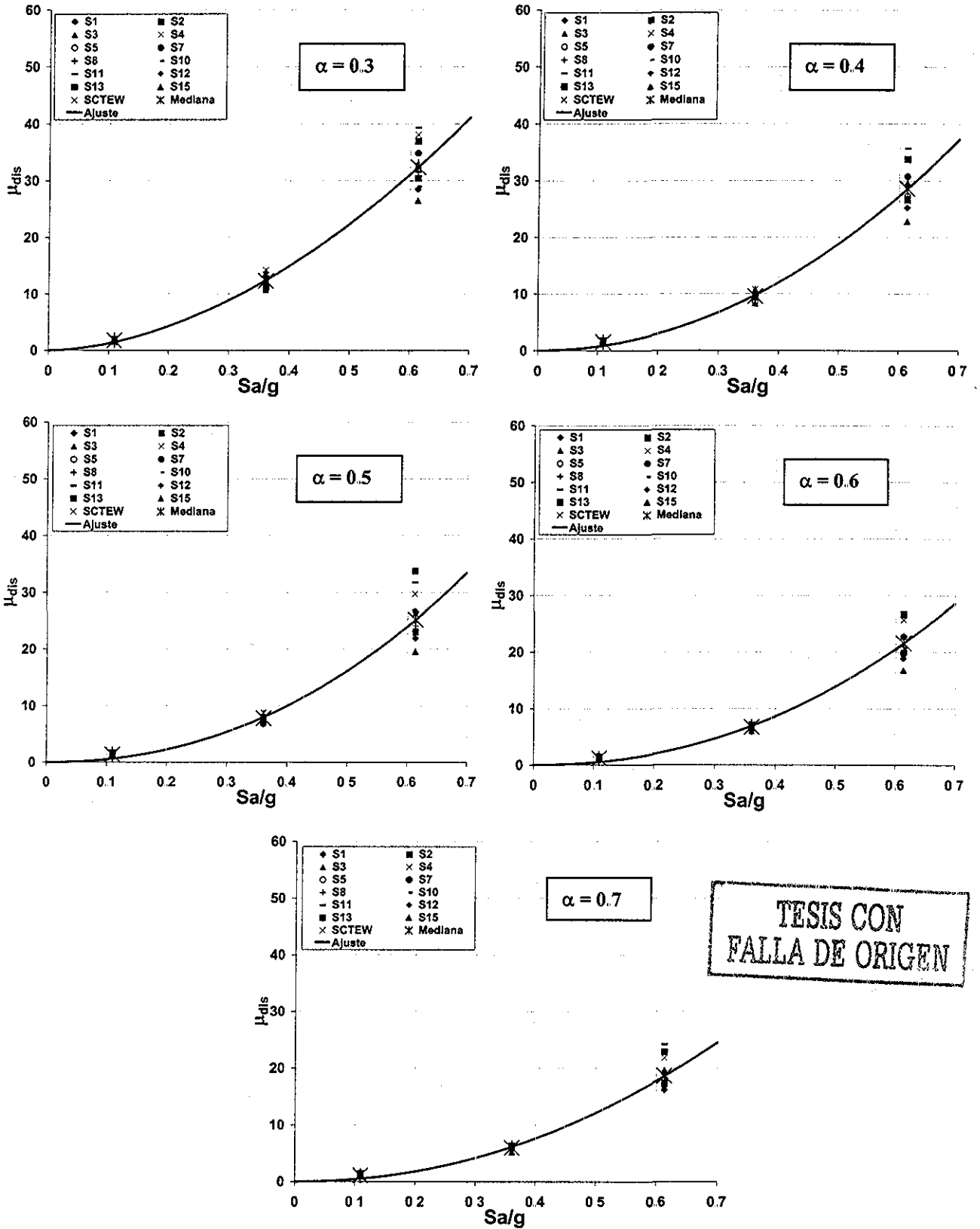


Figura 5.16 cont. Ductilidad máxima de entrepiso en función de la intensidad Sa/g , para cada porcentaje de refuerzo ($\alpha = K_d/K_c$)



Una vez que se ajustaron las medianas se obtienen las pseudoaceleraciones asociadas a las respuestas de la estructura que interesan mediante la ecuación 4.5. En las tablas 5.7 y 5.8 se muestran los valores máximos y las aceleraciones que se tomaron en cuenta. Debido a que la curva de peligro sísmico se supone acotada para una aceleración de 0.6 veces la gravedad, se considera esta como la máxima aceleración posible. En las tablas se puede observar que existen demandas que se encuentran asociadas a valores de aceleraciones mayores que este límite (celdas sombreadas con letra cursiva). Para estos casos se encontró la demanda que se asocia con esta aceleración máxima (0.6g) y se considera que esta es la máxima respuesta que puede presentar la estructura. Tales respuestas se muestran en la tabla 5.9.

Tabla 5.7. Valores de pseudoaceleraciones asociadas a distorsiones máximas de entrepiso

δ/h	Sa/g								Promedio
	α_0	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6	α_7	
0.004	0.09771	0.11974	0.15052	0.18814	0.22757	0.25581	0.27227	0.29205	0.20048
0.006	0.13219	0.15860	0.19383	0.23537	0.27786	0.30874	0.32921	0.34917	0.24812
0.012	0.22161	0.25643	0.29864	0.34516	0.39089	0.42582	0.45548	0.47388	0.35849
0.020	0.32431	0.36540	0.41068	0.45767	0.50268	0.53967	0.57860	0.59349	0.47156
0.030	0.43876	0.48399	0.52883	0.57256	0.61377	0.65133	0.69960	0.70958	0.58730

Tabla 5.8. Valores de pseudoaceleraciones asociadas a la ductilidad máxima del dissipador

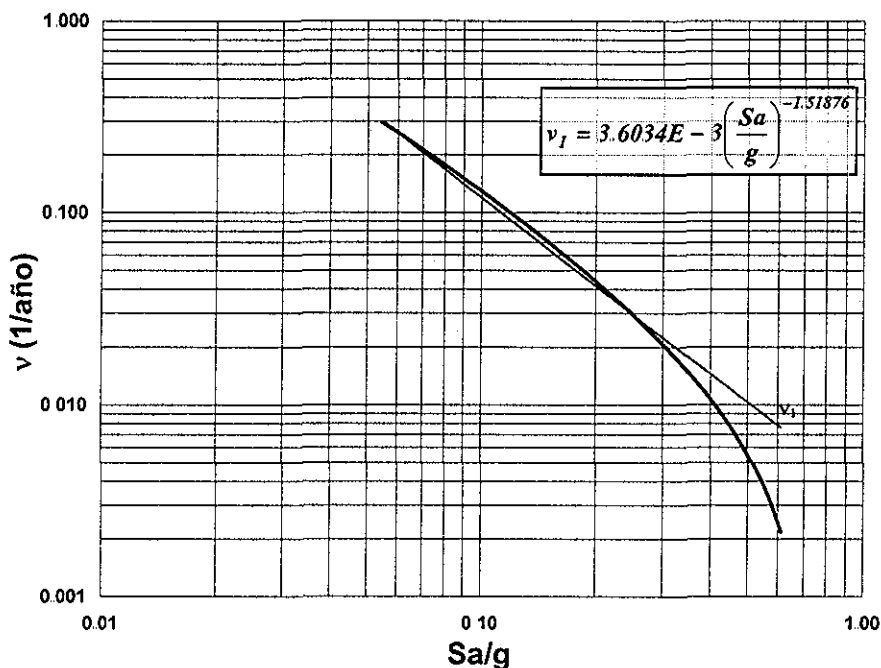
μ_{DIS}	Sa/g								Promedio
	α_0	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6	α_7	
2	-----	0.07666	0.10029	0.13138	0.16507	0.19031	0.20249	0.21101	0.14223
8	-----	0.20028	0.23852	0.28297	0.32723	0.36126	0.38642	0.40955	0.29705
15	-----	0.30956	0.35331	0.40071	0.44630	0.48310	0.51799	0.55323	0.41699
20	-----	0.37783	0.42290	0.46987	0.51440	0.55182	0.59233	0.63486	0.48758
30	-----	0.50036	0.54487	0.58808	0.62838	0.66560	0.71556	0.77075	0.60860



Tabla 5.9

α	Sa/g	δ/h	μ_{DIS}
0.4	0.6	0.02865	27.318
0.5	0.6	0.02513	23.969
0.6	0.6	0.02161	20.560
0.7	0.6	0.02050	17.773

Posteriormente se ajustan funciones de la forma $K (Sa/g)^r$ a la parte de la curva de peligro sísmico en donde se encuentran las aceleraciones promedio asociadas a las respuestas de interés (ver última columna de las tablas 5.7 y 5.8). Para el caso en estudio se ajustaron cuatro rectas. Una se utiliza para definir la pendiente inicial de la curva de peligro sísmico con $\xi = 2\%$ y las otras tres para definir las pendientes características de la curva correspondiente a $\xi = 5\%$. En la figura 5.17 a y b se definen estas rectas.



a) $\xi = 2\%$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

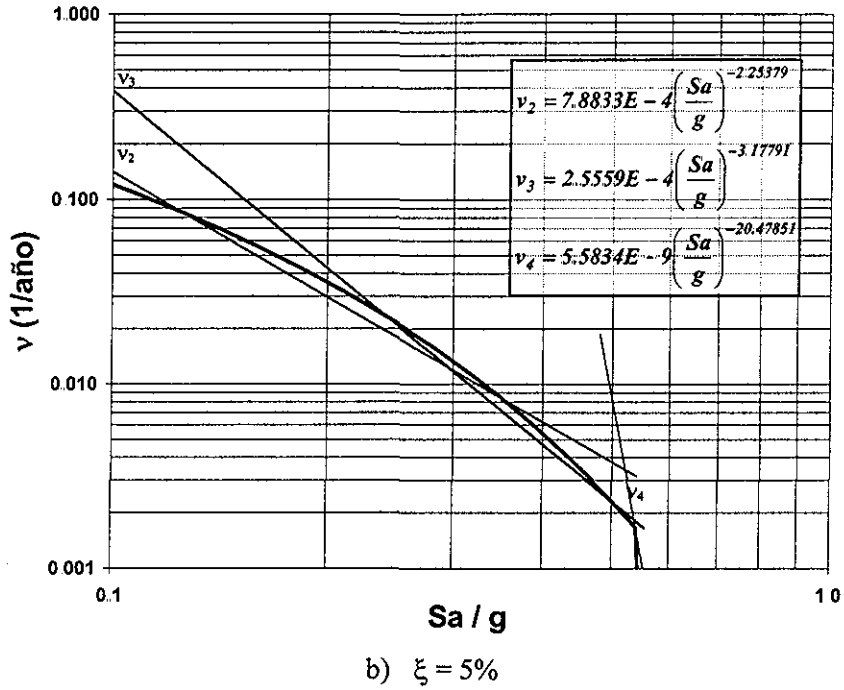


Figura 5.17. Funciones ajustadas a las curvas de peligro sísmico

Al utilizar la ecuación 4.7 propuesta por Cornell (1996) para evaluar la tasa de excedencia anual de una respuesta, se usan los valores correspondientes de a , b , K y r , calculados anteriormente. En la figura 5.18 y 5.19 se presentan las curvas de peligro de la demanda estructural para cada porcentaje de refuerzo, en donde estas demandas son la distorsión máxima de entrepiso y la ductilidad máxima del sistema disipador, respectivamente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

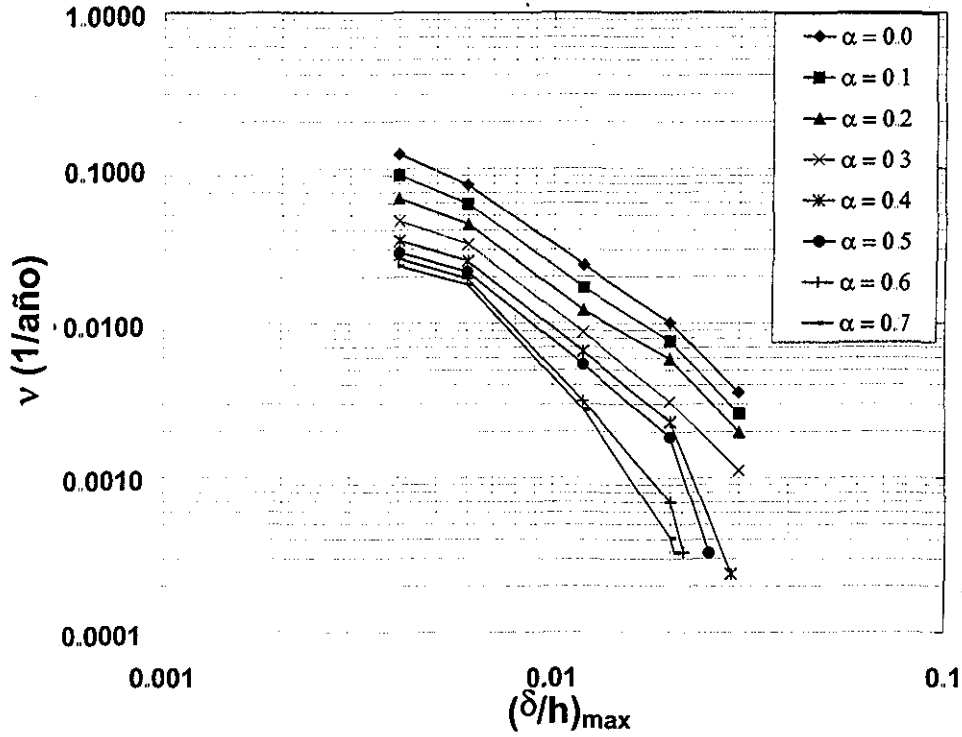


Figura 5.18. Curva de tasa de excedencia de la distorsión máxima de entrepiso

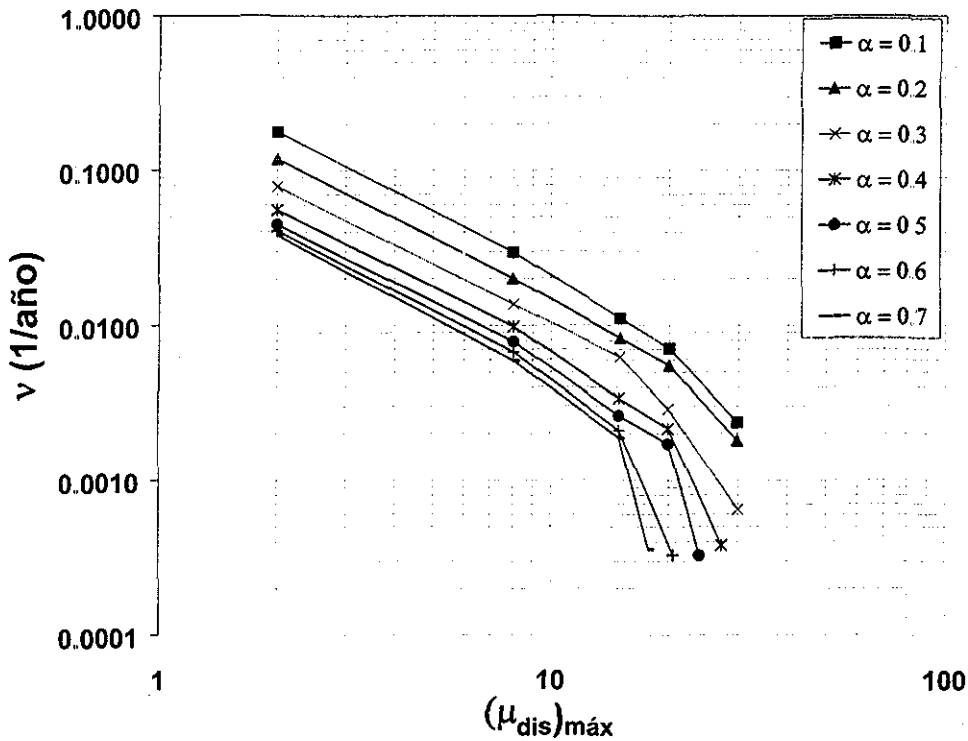
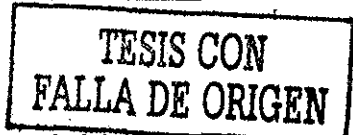


Figura 5.19. Curva de tasa de excedencia de la demanda de ductilidad máxima del sistema disipador





Es posible representar estas dos figuras en una sola gráfica tridimensional como se muestra en la figura 5.20. En los ejes horizontales de esta gráfica se representa la variación de la relación de rigideces, α , y de la tasa de excedencia, ν . En los ejes verticales se encuentran las distorsiones máximas de entrepiso, $(\delta h)_{m\acute{a}x}$, y las demandas máximas de ductilidad en los disipadores, $(\mu_{dis})_{m\acute{a}x}$.

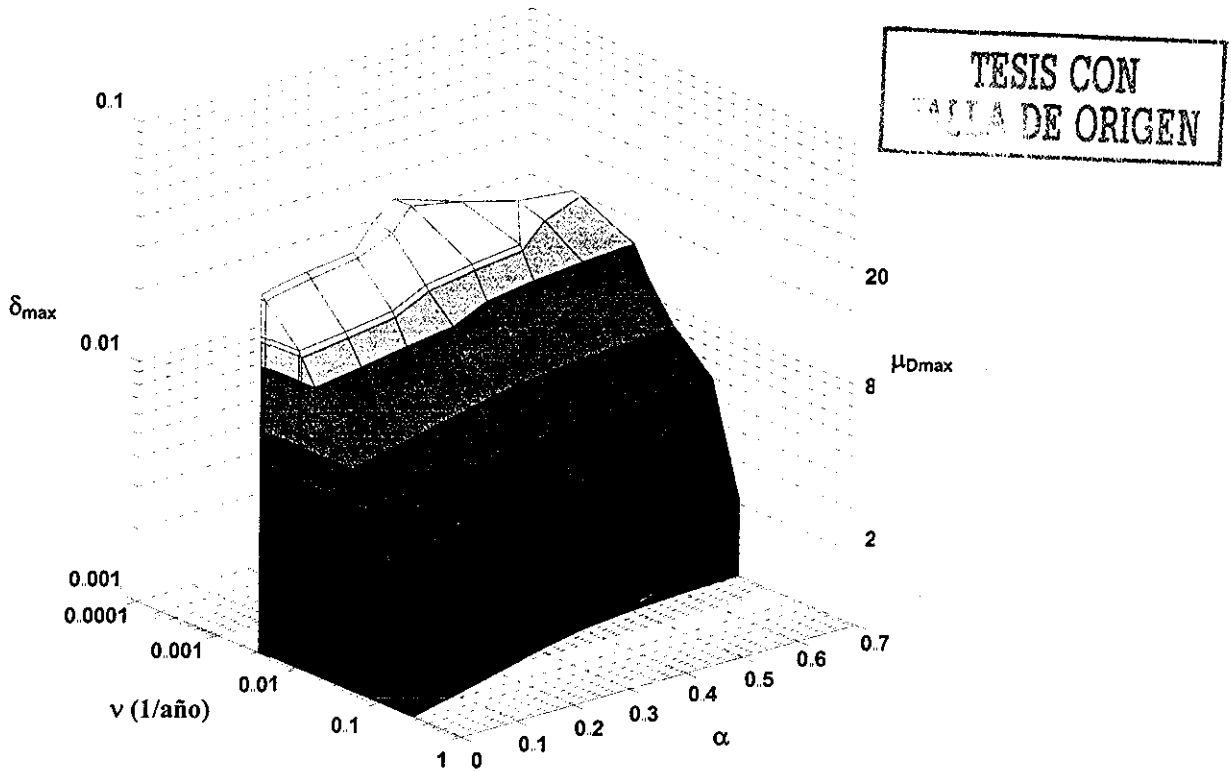


Figura 5.20. Superficie de desempeño

Para obtener la cantidad de refuerzo necesaria primero se selecciona el valor de ν , definiendo así un plano vertical y una curva plana en la intersección con la superficie de desempeño. Después, siguiendo dicha curva, se busca la intersección con alguno de los parámetros de diseño, $(\delta h)_{m\acute{a}x}$ ó $(\mu_{dis})_{m\acute{a}x}$, establecidos como límite aceptable. Debe asegurarse que el punto elegido cumpla con los límites establecidos para ambos parámetros. Una vez obtenido este punto se obtiene el valor de α correspondiente. Cuando se utilicen las representaciones bidimensionales (figura 5.18 y 5.19) se sigue el mismo procedimiento cuidando que la cantidad de refuerzo obtenida cumpla con ambas condiciones de diseño.



Para el marco en estudio se revisan tres niveles de desempeño asociados a sismos de pequeña, mediana y alta intensidad típicos de la zona de suelo blando de la Cd. de México. Los periodos de retorno que se sugieren para cubrir las diferentes intensidades de los sismos son 20, 100 y 300 años respectivamente. Los valores límite de los parámetros de diseño, $(\delta/h)_{m\acute{a}x}$ y $(\mu_{dis})_{m\acute{a}x}$, para cada nivel de desempeño se presentan en la tabla 5.10.

Tabla 5.10. Valores límites de diseño utilizados en este ejemplo

T_R (años)	v (1/años)	$(\delta/h)_{m\acute{a}x}$	$(\mu_{dis})_{m\acute{a}x}$
20	0.05	0.004	2
100	0.01	0.012	8
300	0.0033	0.030	20

Al entrar en la figura 5.20 con los valores límite anteriores se obtienen los valores de α de diseño. En la tabla 5.11 se muestran los valores de α que se obtuvieron para cumplir con cada condición, con letra cursiva se indica el valor de α que rige el diseño.

Tabla 5.11. Valores de α para los diferentes periodos de retorno

α					
$T_R = 20$ años		$T_R = 100$ años		$T_R = 300$ años	
$(\delta/h)_{m\acute{a}x}$	$(\mu_{dis})_{m\acute{a}x}$	$(\delta/h)_{m\acute{a}x}$	$(\mu_{dis})_{m\acute{a}x}$	$(\delta/h)_{m\acute{a}x}$	$(\mu_{dis})_{m\acute{a}x}$
0.29	<i>0.45</i>	0.25	0.40	0.04	0.28

Para hacer la transformación de las propiedades de los disipadores que se obtuvieron con el sistema equivalente al marco de varios grados de libertad y determinar el número de disipadores a lo alto del edificio se hacen las siguientes consideraciones:

- Los disipadores se colocarán principalmente en los entrepisos en donde se exceden las distorsiones máximas permisibles. Al refinar el diseño mediante análisis “paso a paso” es posible eliminar los disipadores en algún entrepiso. Esto generalmente se hace en el último entrepiso que sobrepasa las distorsiones límites.
- El arreglo de los disipadores será de tal forma que no introduzca efectos de torsión al edificio.
- El valor de α de diseño será un valor promedio obtenido a partir de las relaciones de rigidez (disipador-entrepiso) de todos los entrepisos, incluyendo aquellos en los que no se requieran los disipadores. El valor de α que se utilice en cada entrepiso en donde se coloquen disipadores será proporcional a la distorsión que se presente.



Para calcular el número de disipadores de cada entrepiso se distribuye el valor de α obtenido en los pisos en donde se requieran en función de las distorsiones presentadas, para ello se utilizaron las siguientes expresiones:

$$\alpha_{smgd} = \alpha \left(\frac{\Delta}{\sum \Delta} \right) ; \Delta = \left(\frac{\delta_n}{h_n} \right) - \left(\frac{\delta}{h} \right)_{limite} \quad (7,8)$$

en donde n es el número total de entrepisos, incluyendo aquellos en donde no sea necesario el uso de disipadores; Δ es la diferencia entre la distorsión que se presenta en el entrepiso, (δ_n/h_n) , y la distorsión límite permitida en el código, $(\delta/h)_{limite}$; este valor únicamente se calculará para los entrepisos en donde se coloquen disipadores. La rigidez de los disipadores necesaria por entrepiso, K_d , será igual a:

$$K_d = K_c \cdot \alpha_{smgd} \quad (9)$$

en donde K_c es la rigidez del sistema de entrepiso sin disipador. En la tabla 5.11 se muestran los valores de los cálculos para obtener el número de disipadores necesarios por entrepiso. En la tabla 5.12 se muestra el diseño de los disipadores utilizando el valor de $\alpha=0.45$, obtenido de la tabla 5.11, asociado a un periodo de retorno de 20 años, por lo que la distorsión de entrepiso límite será de 0.004. Las distorsiones máximas de entrepiso utilizadas se calcularon con el sismo que provocaba la mayor demanda para este periodo de retorno (20 años).

Tabla 5.12. Cálculo del número de disipadores por entrepiso

Entrepiso	δ / h	Δ	Δ/Δ_{prom}	α_{smgd}	K_c (Ton/m)	K_d (Ton/m)	# Disip. x Entrep.
10	0.0009	0	0.00	0.0000	3423.5003	0.000	-
9	0.0015	0	0.00	0.0000	4647.5170	0.000	-
8	0.0019	0	0.00	0.0000	6598.6723	0.000	-
7	0.0031	0	0.00	0.0000	7075.7985	0.000	-
6	0.0046	0.0006	0.5505	0.2477	8103.9489	2007.400	6
5	0.0058	0.0018	1.6514	0.7431	8406.3778	6246.941	16
4	0.0064	0.0024	2.2018	0.9908	9012.5369	8929.853	22
3	0.0070	0.0030	2.7523	1.2385	9279.4190	11492.858	28
2	0.0068	0.0028	2.5688	1.1560	9778.1002	11303.125	28
1	0.0043	0.0003	0.2752	0.1239	13945.2509	1727.164	4
Promedio		0.00109	1.0000	0.4500			



Como se mencionó anteriormente, únicamente se colocaron disipadores en los entrepisos cuyas distorsiones son mayores que el límite establecido. Para este caso esto ocurrió del primero al sexto entrepiso. Además, el número de disipadores es en número par, consiguiendo así un refuerzo simétrico en el entrepiso.

Una vez propuesto el número de disipadores por entrepiso, se verifica que las respuestas obtenidas a partir de análisis no lineales “paso a paso” en el tiempo, utilizando el modelo de MGD, cumplan con los límites establecidos (ver tabla 5.10). Si estos límites son excedidos deberá refinarse el diseño “paso a paso” utilizando el modelo de múltiples grados de libertad. La propuesta para las NTC-Sismo recomienda que cuando se realice este tipo de análisis deberán utilizarse por lo menos cuatro movimientos sísmicos independientes entre sí. Para este caso, se utilizaron los trece sismos mostrados anteriormente.

Es necesario resaltar que al pasar del sistema de un grado de libertad al de múltiples grados de libertad no se garantiza que el valor de la tasa de excedencia con el cual se diseñaron los disipadores se conserve. Además, dicho valor sufre una nueva modificación cuando es necesario refinar el diseño (como sucede en este ejemplo). Sin embargo, se espera que las tasas de excedencias finales no se modifiquen sustancialmente con respecto a las asociadas al SEIGDL con disipadores.

En las figuras 5.21 y 5.22 se pueden observar las distorsiones de entrepiso y las ductilidades que desarrollan los disipadores respectivamente utilizando el arreglo obtenido en la tabla 5.12. En cada figura se muestra con una línea punteada el límite máximo permisible de la respuesta para cada nivel de desempeño. En el caso de las distorsiones de entrepiso, estas se encuentran muy por debajo del límite establecido. Sin embargo, la ductilidad que desarrollan los disipadores del primer nivel al excitar la estructura con los sismos escalados para $T_R=100$ años y $T_R=300$ años sobrepasa la ductilidad máxima permisible en algunos casos. Es por esto que es necesario refinar el diseño.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

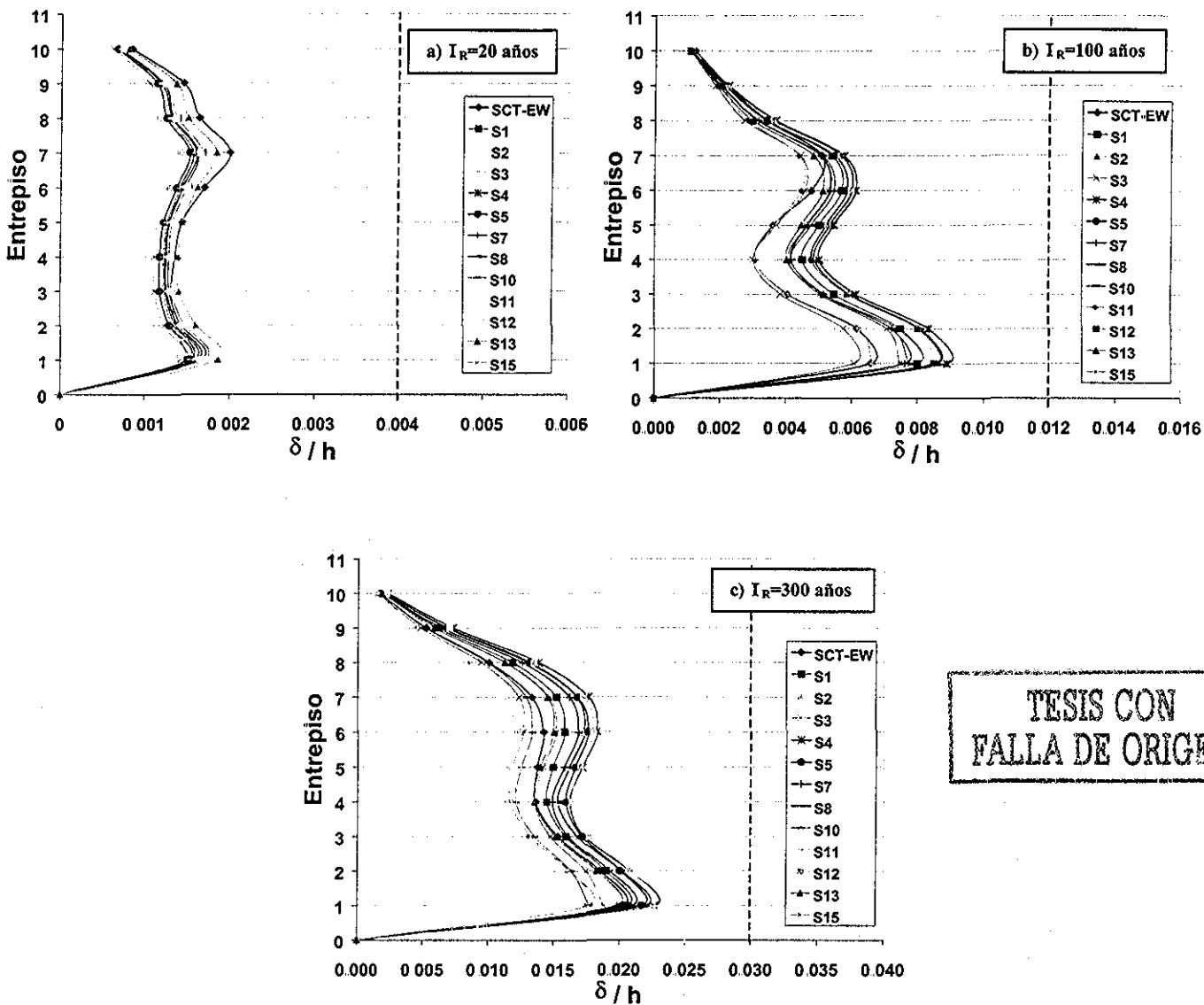
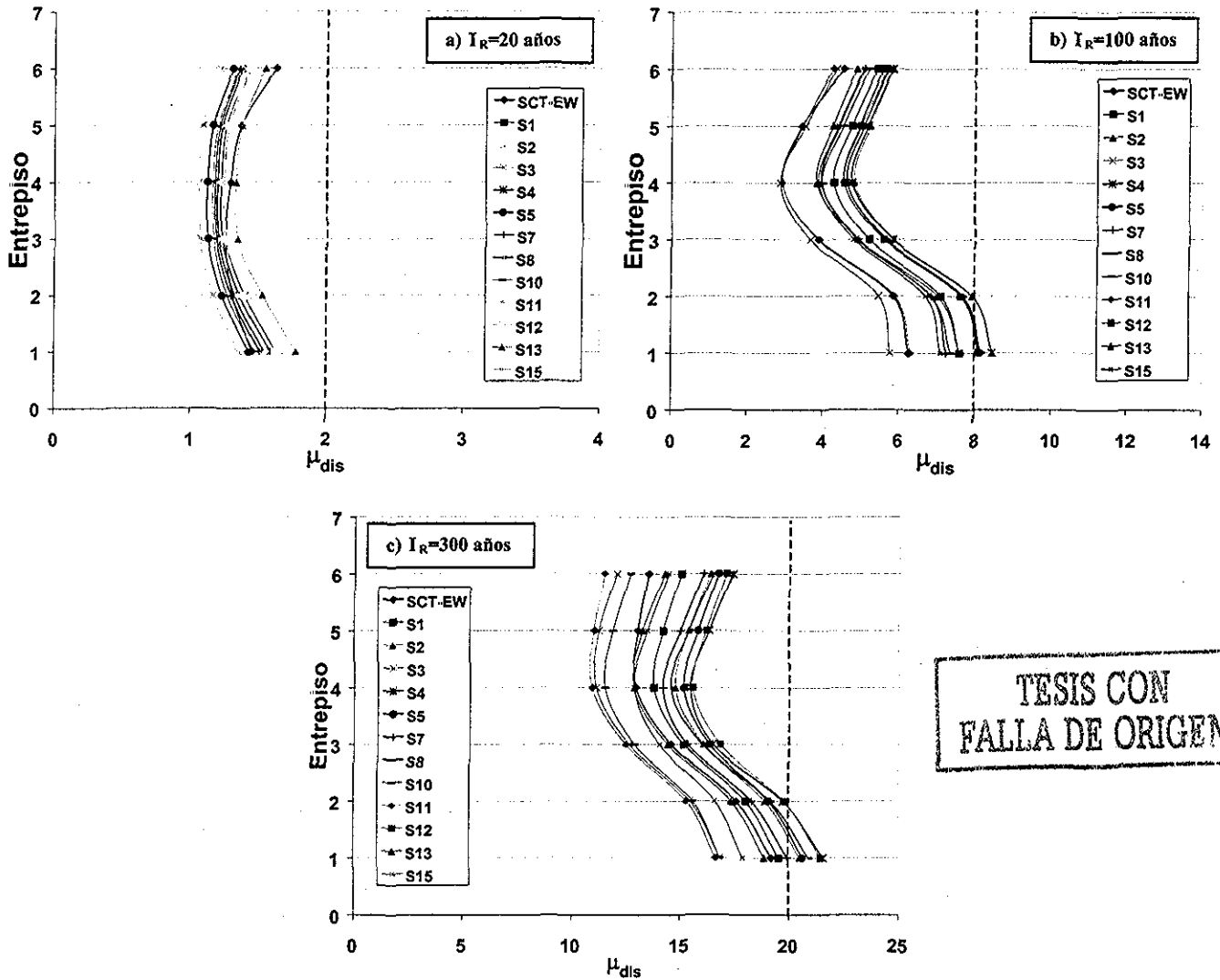


Figura 5.21. Distorsiones máximas de entrepiso del marco con disipadores de energía. Diseño Inicial



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 5.22. Ductilidades máximas desarrolladas por los disipadores de energía
Diseño Inicial

Para ajustar el diseño se realiza un proceso iterativo en donde se propone un número de disipadores y después se realiza el análisis no lineal “paso a paso”. Este proceso se repite hasta que la respuesta de la estructura quede dentro de los límites establecidos. En la tabla 5.13 se muestra el número final de disipadores por entrapiso obtenidos para el marco en estudio. Al refinar el diseño únicamente fue necesario aumentar el número de disipadores en el primer entrapiso de la estructura, reduciendo así la ductilidad demanda en los dispositivos disipadores. En la figura 5.23 se muestra el arreglo de los contravientos en donde se colocarán los disipadores, que como se demuestra en Silva (1993), Urrego (1994) y Ruiz, Urrego y Silva (1995), es el mejor arreglo para este tipo de estructuras en función



de su periodo fundamental de vibración, desplazamientos del nivel superior, desplazamientos de entrepiso, fuerzas axiales en las columnas del primer nivel y del cortante de entrepiso originado únicamente por fuerzas sísmicas.

Entrepiso	# Disipadores x Entrepiso
10	0
9	0
8	0
7	0
6	6
5	16
4	22
3	28
2	28
1	8

Tabla 5.13. Número final de disipadores

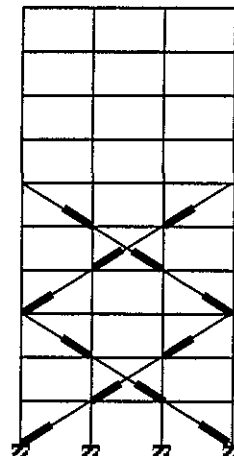
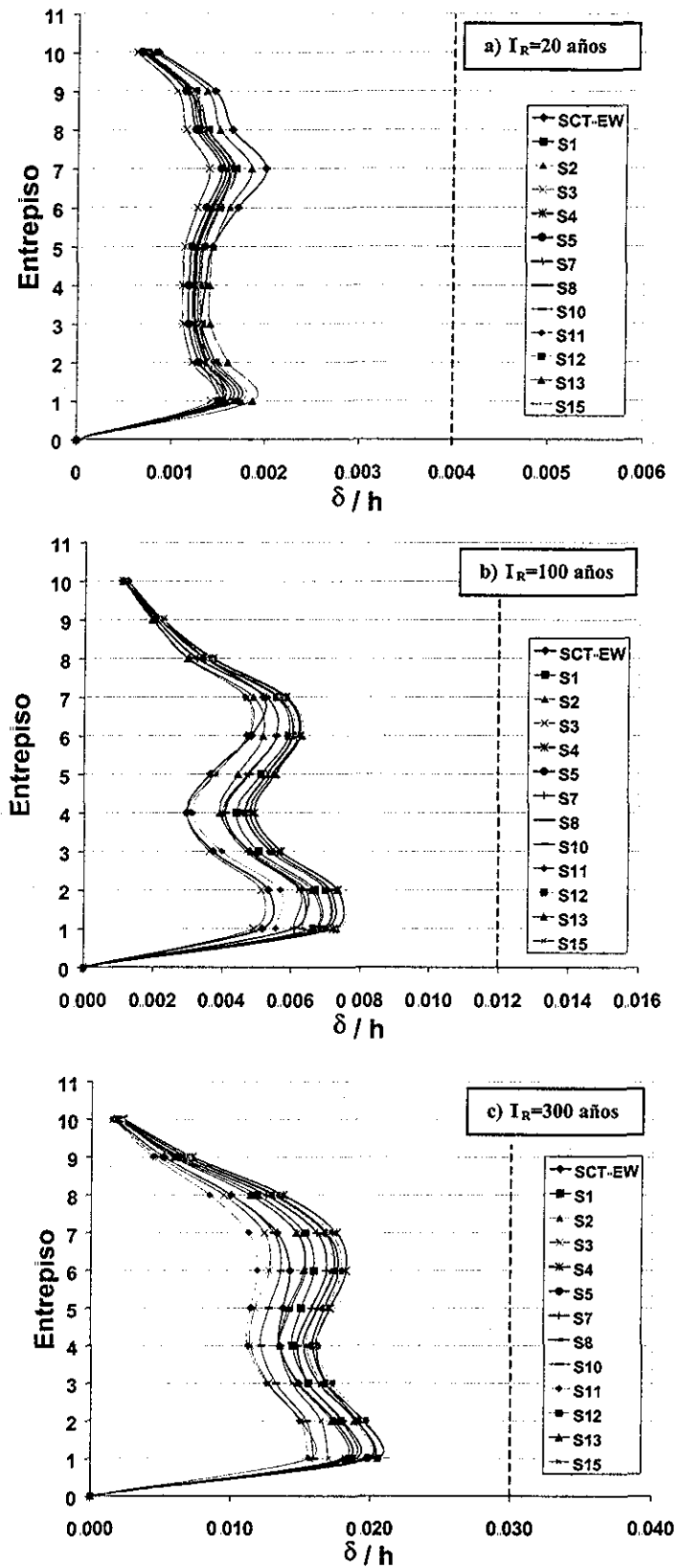


Figura 5.23. Arreglo de los disipadores

En las figuras 5.24 y 5.25 se muestran las respuestas máximas de la estructura y los disipadores al ser excitados con los diferentes sismos. Se puede observar que para todos los casos las respuestas se encuentran dentro de los límites permitidos.

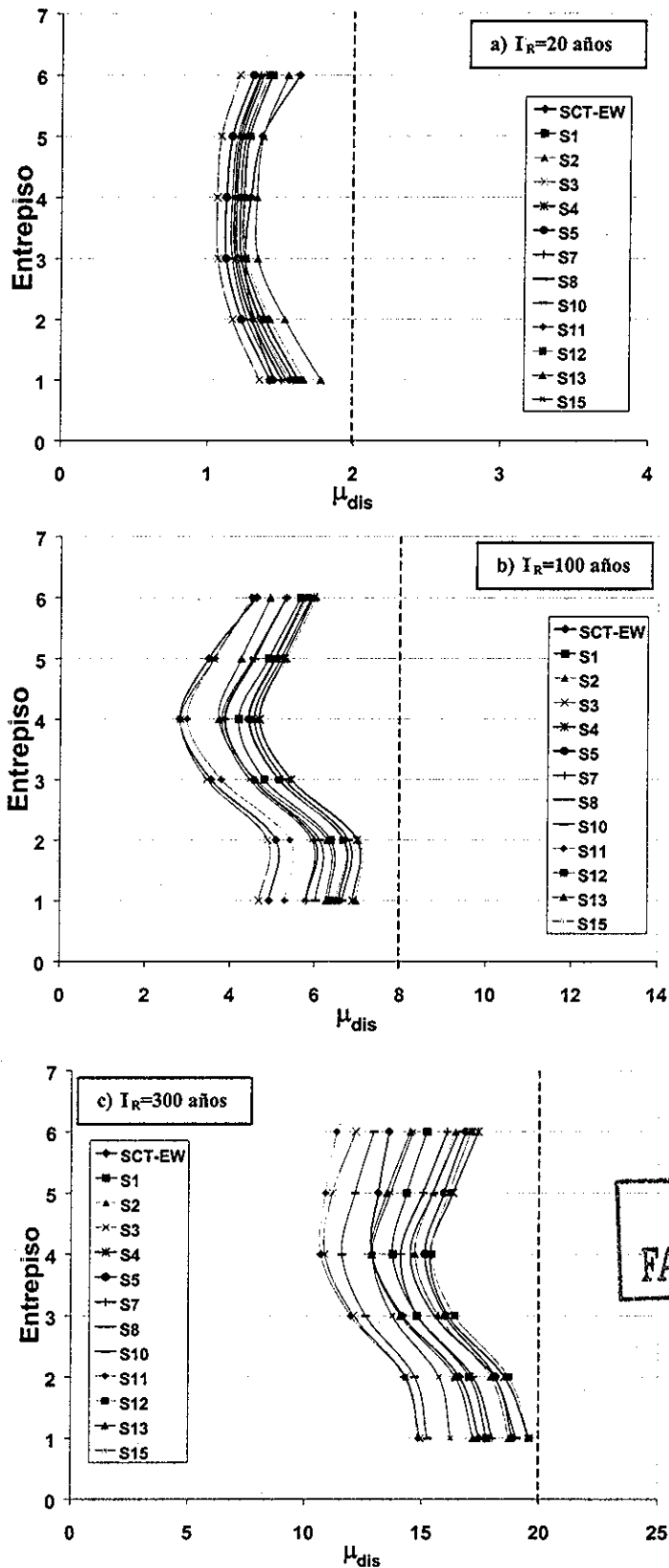
En la figura 5.26 se hace una comparación entre las rotaciones plásticas acumuladas que se forman en los elementos de la estructura original y con disipadores para los diferentes niveles de desempeño. Estos se evalúan utilizando el sismo que provoca la mayor demanda en cada caso. Se define la rotación plástica acumulada como la suma de todas las incursiones plásticas ya sean positivas o negativas (figura 5.27). En la figura 5.26 se muestran los diagramas momento-rotación para los elementos en donde se forma la mayor rotación plástica. Se verificó que el elemento resistiera la demanda de rotación. Es apreciable la reducción en la demanda de comportamiento plástico que presentan los elementos del marco con disipadores con respecto al marco original.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



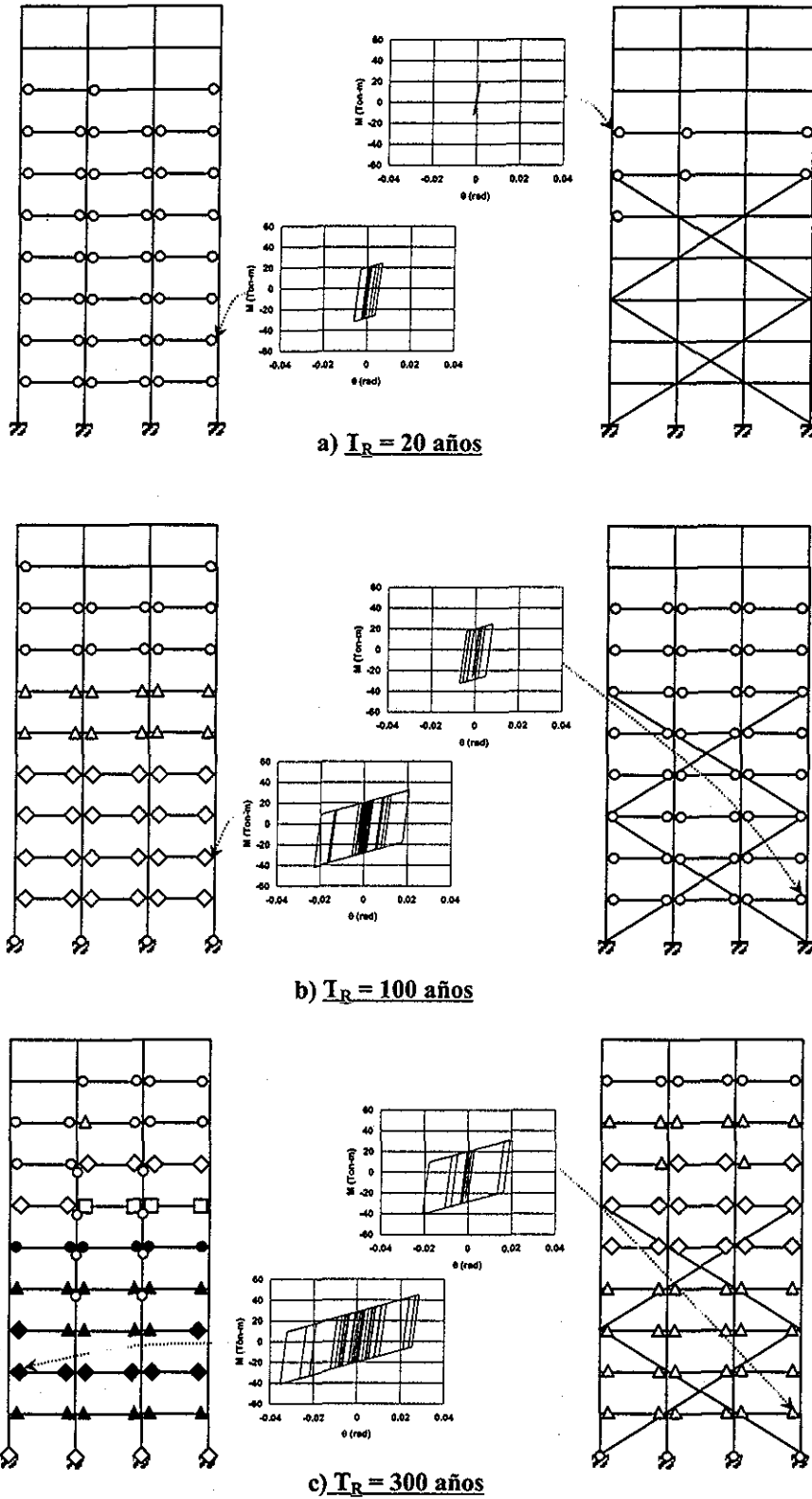
TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 5.24. Distorsiones máximas de entrepiso del marco con disipadores de energía. Diseño final



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 5.25. Ductilidades máximas de los disipadores de energía. Diseño final



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

θ_{ACUM} (rad) $0 < \circ \leq 0.05$ $0.05 < \triangle \leq 0.10$ $0.10 < \diamond \leq 0.15$ $0.15 < \square \leq 0.20$
 $0.20 < \bullet \leq 0.25$ $0.25 < \blacktriangle \leq 0.30$ $0.30 < \blacklozenge \leq 0.35$

Figura 5.26. Rotaciones plásticas acumuladas en los elementos para el marco sin y con disipadores

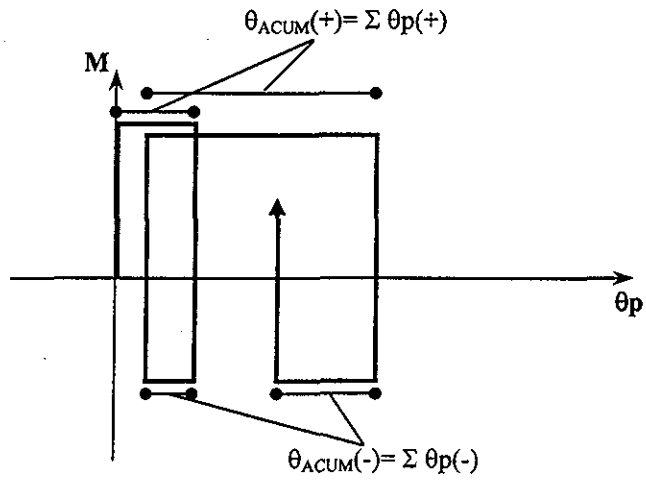


Figura 5.27. Rotación plástica acumulada



CONCLUSIONES

- Se propuso un criterio de diseño basado en confiabilidad para el refuerzo de edificios mediante disipadores de energía. Esta metodología permite la revisión de varios estados límite del comportamiento de la estructura con lo que se cumple con las filosofías modernas de diseño por desempeño. Este algoritmo puede ser útil como un prediseño que puede ser refinado mediante análisis “paso a paso”.
- La utilización de SE1GDL es una valiosa herramienta para la representación de estructuras de varios grados de libertad. Debido a que al reducir la complejidad del sistema a resolver nos permite un tiempo de cómputo menor al que tendríamos para resolver SMGDL. Esto implica que se puede realizar el análisis de un gran número de estructuras en un tiempo de cómputo relativamente corto.



- Se observó que la respuesta de un SE1GDL puede variar significativamente con respecto a la del SMGDL. Los parámetros que deben ser considerados para que un SE1GDL represente la respuesta de un SMGDL deben incluir el contenido de frecuencias de la excitación, las características del modelo histerético (degradación de rigidez y de resistencia, etc.) y las características dinámicas de las estructuras de varios grados de libertad (periodos, formas y masas modales de todos los modos importantes y discontinuidades en la rigidez y en la resistencia). En este trabajo se realizó un ajuste en el desplazamiento del SE1GDL, mediante el incremento de su cortante de fluencia, para que resultara igual al que presenta el SMGDL.
- Se utilizan SE1GDL para obtener las curvas de peligro de una demanda estructural y a partir de estas el refuerzo necesario. Hasta esta etapa del proceso el diseño cumple con cierta probabilidad de excedencia para determinado nivel de desempeño (únicamente para el nivel de desempeño que rige el diseño, esto no se garantiza para los otros dos estados límite); sin embargo, al pasar del SE1GDL al SMGDL, esto ya no se garantiza, por lo que la tasa de excedencia de la respuesta que resulte para ese nivel de desempeño será aproximada a la obtenida con el SE1GDL.
- El criterio de diseño propuesto obtiene sus resultados a partir de análisis dinámicos “paso a paso”, utilizando registros de aceleraciones escalados para el nivel de desempeño que se desee evaluar. Es necesario que los códigos definan los periodos de retorno que deben tomarse para revisar los diferentes niveles de desempeño estructural. Estos periodos de retorno deben establecerse para estructuras con diferentes grados de importancia. Los niveles de desempeño que proponen los códigos se encuentran bien definidos de una manera cualitativa; sin embargo, es necesario definirlos en términos cuantificables. De esta manera es posible relacionar la respuesta de los diferentes elementos (estructurales, no estructurales, disipadores, etc.) que participan en la estructura con los diferentes estados límite.
- Se propone una manera de distribuir los disipadores a lo alto de la estructura a partir de la respuesta del SE1GDL con disipador. Esta distribución toma en cuenta la configuración deformada de la estructura de varios grados de libertad, permitiendo que el número de disipadores sea proporcional a la demanda de desplazamiento que presenta el entrepiso (se colocará un mayor número de disipadores en los entrepisos donde las demandas de desplazamiento sean mayores). Sin embargo, es necesario



realizar estudios para lograr una distribución óptima de los disipadores de energía en los marcos estructurales.

- Es necesario proveer más información acerca de las características generales de las curvas de desempeño estructural para diferentes grupos de sistemas estructurales. Con esto se tendrán herramientas suficientes para formular superficies o curvas de desempeño objetivo dependiendo del sistema estructural que se utilice, permitiendo a los diseñadores realizar diseños con niveles de confiabilidad prescritos.
- Los principios que se utilizaron para plantear el criterio de refuerzo mediante disipadores de energía que se propone en esta tesis pueden ser utilizados para proponer criterios utilizando otros sistemas de refuerzo (contravientos, muros, aisladores de base, etc.). El método también puede ampliarse para tomar en cuenta la participación de elementos no estructurales que influyen en el comportamiento de la estructura.



REFERENCIAS

Aguirre, M. y Sánchez, A.R., 1989. *Pruebas de Elementos Disipadores de Energía Sísmica*. Revista de Construcción y Tecnología IMCYC, Vol. 1 No.10. México D.F., pp 7-18.

Alamilla, J., 2001. Comunicación Personal

Badillo, H., 2000. *Criterio de Diseño Sísmico por Desempeño para Reforzar Edificios con Disipadores de Energía*. Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Biggs, J.M., 1964. *Introduction to Structural Dynamics*. McGraw Hill, New York.

Bonacci, J.F., 1994. *Design Forces for Drift and Damage Control: A Second look at the Substitute Structure Approach*. Earthquake Spectra, Vol. 10, No. 2.



Chan, S., 2003. *Influencia del Escalamiento de Movimientos Sísmicos de Banda Estrecha en la Evaluación de la Confiabilidad de Edificios*. Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Chopra, A.K., 1995. *Dynamic of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall, New Jersey.

Chopra A.K. and Goel R., 1999. *Capacity –Demand diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems*. Report No. PEER-1999/02 , Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering , University of California, Berkeley

Clough, R. y Penzien, J., 1975. *Dynamics of Structures*. McGraw Hill, New York.

Collins, K.R. y Stojadinovic, B., 2000. *Limit States for Performance-Based Design*. XII Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Auckland, Nueva Zelanda.

Collins, K.R., Wen Y.K., Foutch, D.A., 1995. *Investigation of Alternative Seismic Design Procedures for Standard Buildings*. Structural Research Series No. 600. Department of Civil Engineering University of Illinois, Urbana.

Cornell, C.A., 1996. *Calculating Building Seismic Performance Reliability: A Basis for Multi-Level Design Norms*. XI Conferencia Mundial en Ingeniería Sísmica, Acapulco, México

Esteva, L. y Veras, L., 1998. *Criterios de Ductilidad y Desempeño para el Diseño Sísmico de Estructuras con Disipadores Histeréticos de Energía*. Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica. Toluca, pp 43-61.

Fajfar, P., Vidic, T., y Fischinger M., 1992. *On Energy Demand and Supply in SDOF Systems*. Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, Elsevier Applied Science, 41-62.

Fajfar, P y Fischinger, M, 1990. *Trends in Seismic Design and Performance Evaluation Approaches*. XI Conferencia Europea sobre Ingeniería Sísmica, París, Francia.



Fajfar, P y Fischinger, M, 1988. *N2- A Method for Non-Linear Seismic Analysis of Regular Buildings* IX Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Tokio, Japón, Vol. III-115.

FEMA, 1997. *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Report No. FEMA-274, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

FEMA, 1997. *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Report No. FEMA-273, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

Freeman, S.A., Nicoletti, J.P., y Tyrell, J.V., 1975. *Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk- A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Washington*. 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 113-122.

Freeman, S.A., 1998. *Development and Use of Capacity Spectrum Method*. 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle.

Grigoriu, M., Ruiz, S.E. y Rosenblueth, E., 1988. *Nonstationary Models of Seismic Ground Acceleration*. *Earthquake Spectra*, 4(3), pp 551-568.

Krawinkler H., Nassar A.A., 1992. *Seismic Design Based on Ductility and Cumulative Damage Demands and Capacities*. *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*. Edited by P. Fajfar and H. Krawinkler, Elsevier Applied Science.

Lawson , R.S. y Krawinkler, H., 1994. *Cummulative Damage Potential on Seismic Ground Motion*. X Conferencia Europea sobre Ingeniería Sísmica, Viena, Austria.

Meli, R., Miranda, E. y Reyes J.C., 1996. *Estudios sobre Estados Límite de Servicio para el Diseño Sísmico de Edificios*. Informe elaborado para la Secretaría de Obras Públicas del Gobierno del D.F., CENAPRED.

Miranda, E. 1991. *Seismic Evaluation and Upgrading of Existing Buildings*. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.



- Miranda, E. y Bertero, V., 1994. *Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design*. Earthquake Spectra, Vol. 10, No.2.
- Montiel, M.A., Ruiz, S.E. y Torres, M.A., 2001. *Discusión sobre el Amortiguamiento Viscoso Equivalente que Proporcionan los Disipadores de Energía Sísmica*. XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, Jalisco.
- Montiel, M.A., Ruiz, S.E. y Chan, S., 2002. *Evaluación de la Confiabilidad Sísmica de Construcciones Usando un Método Simplificado*. VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Valparaíso, Chile.
- Nassar, A. y Krawinkler, H., 1991. *Seismic Demands for SDOF and MDOF*. Report No.95, Dept. of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, California.
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo, 2001. Versión en Revisión.
- Park, R. y Paulay, T., 1990. *Estructuras de Concreto Reforzado*. Ed. Limusa, México D.F.
- Prakash, V., Powell, G.H. and Campbell, S., 1993. *DRAIN-2DX Base Program Description and User Guide*. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de California, Berkeley, Ca.
- Priestley, M.J.N., 1998. *Displacement-Based Approaches to Rational to Limits States Design of New Structures*. XI Conferencia Europea sobre Ingeniería Sísmica, París, Francia, 317-338.
- Qi, X. y Moehle, J.P., 1991. *Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes*. Report No. UCB/EERC-91/02, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Reyes, C., 2000. *El Estado Límite de Servicio en el Diseño Sísmico de Edificios*. Tesis Doctoral, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM



Reyes, C. y Meli R., 2001. *El Estado Límite de Servicio en el Diseño Sísmico de Edificios de la Ciudad de México.* XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, Jalisco.

Rivera, J.L., 2001. *Respuesta Sísmica Probabilística de Sistemas Estructurales Simples No Lineales,* Tesis de Maestría en Ciencias, Sección de Estudios de Posgrado, ESIA, IPN.

Ruiz, S.E. y Badillo, H., 2001. *Performance-Based Design Approach for Seismic Rehabilitation of Buildings with Displacement-Dependent Dissipators.* Earthquake Spectra, 17(3), 531-548.

Ruiz, S.E., Urrego, O. y Silva, F.L., 1995. *Influence of the Spatial Distribution of Energy-Dissipating Bracing Elements on the Seismic Response of Multistorey Frames.* Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 24: 1511,1525

Saiidi, M. y Sozen, M.A., 1979. *Simple and Complex Models for Nonlinear Seismic Response of Reinforced Concrete Buildings* Structural Research Series No. 465, Dept. of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana.

Santa Ana, P. y Miranda, E. 1998. *Cálculo de Distorsiones Máximas de Entrepiso en Edificios a partir de Sistemas Equivalentes de un Grado de Libertad y de Análisis Estáticos no Lineales.* XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey, N.L.

Santa Ana, P. y Miranda, E., 2000. *Strength Reduction Factors for Multi Degree of Freedom Systems.* XII Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Auckland, Nueva Zelanda.

Sasaki K., Freeman S. and Paret T., 1998. *Multi-mode pushover procedure (MMP)-A method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis.* 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Oakland, California.

SEAOC, VISION 2000 Comitee, 1995. *Performance Based Seismic Engineering of Buildings.*

Seneviratna G.D. y Krawinkler H., 1997. *Evaluation of Inelastic MDOF Effects for Seismic Design.* Report No.120, Dept. of Civil Engineering, Stanford University, Stanford California.



Shome, N. y Cornell, C.A., 1999. *Probabilistic Seismic Demand Analysis of Nonlinear Structures*. Report No. RMS-35, Reliability of Marine Structures Program, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, Ca...

Silva, F.L., 1993. *Criterio para Diseño Sísmico de Estructuras con Dispositivos Disipadores de Energía*. Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Terán-Gilmore, A. y Reyes C., 2001. *Consideraciones para el Diseño Sísmico Dual de Edificios*. XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, Jalisco.

Torres, M.A., 2000. *Criterio de Diseño para el Refuerzo de Edificios con Disipadores de Energía Histeréticos*. Tesis de Licenciatura, Escuela Nacional de Estudios Profesionales, Acatlán, UNAM.

Urrego, O., 1994. *Elección del Mejor Arreglo de Disipadores en un Marco Estructural Plano*. Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Veletsos, A.S. y Vann, P., 1971. *Response of Ground-Excited Elastoplastic Systems*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97.

Veras, L., 1998. *Evaluación de Algunos Métodos Aproximados para Estimar la Respuesta Sísmica de Sistemas no Lineales de Cortante*. Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Wen, Y.K. y Foutch, D.A., 1997. *Proposed Statistical and Reliability Framework for Comparing and Evaluating Predictive Models for Evaluation and Design, and Critical Issues in Developing such Framework*. Reporte No. SAC/BD-97/03, SAC Joint Venture.

Wen, Y.K., 1995. *Building Reliability and Code Calibration*. Earthquake Spectra, 11:269,296.

Yeh, C.H. y Wen, Y.K., 1989. *Modeling of Nonstationary Earthquake ground Motion and Biaxial and Torsional Response of Inelastic Structures*. Structural Research Series No. 546, Dept. of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana.



APÉNDICE

Expresión para obtener la curva de peligro de demanda estructural

Para encontrar la tasa media anual de excedencia de cierta respuesta estructural, d , se debe resolver la siguiente ecuación:

$$\nu_D(d) = \int -\frac{\partial \nu}{\partial y} P[D \geq d | y] dy \quad \text{---(A 1)}$$

en donde ν representa la tasa media anual de excedencia de la aceleración espectral para el sitio de interés y D es la respuesta estructural producida por alguna excitación sísmica. Para este caso se considera $y = Sa/g$. Primeramente se encuentra la expresión que define $P(D \geq d)$ para una intensidad dada, Sa/g :

Para un nivel de intensidad dado, Sa/g , se tiene que la función de probabilidades de la respuesta, $f_D(d)$, que presenta una distribución lognormal con mediana, \hat{D} , y desviación estándar, $\sigma_{\ln d}$, definida por la ecuación A.2 (ver figura A1):



$$f_D(d) = \frac{1}{d\sqrt{2\pi}\sigma_{\ln d}} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left[\frac{1}{\sigma_{\ln d}} \ln\left(\frac{d}{\hat{D}}\right)\right]^2\right\} \quad \dots (A.2)$$

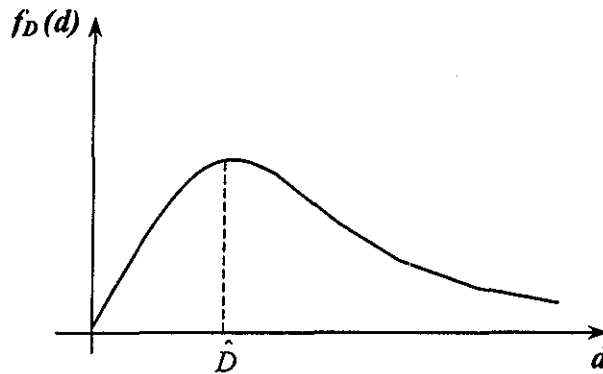


Figura A1. Distribución lognormal de una respuesta estructural

La función acumulada de la variable d se denota como $F_D(d)$, y define la probabilidad, P , de que D sea menor o igual a d (ver figura A2).

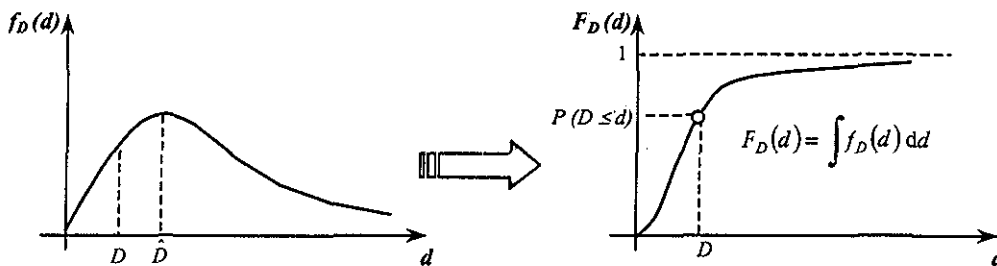


Figura A2. Función de distribución acumulada

Sea X una variable con distribución normal $N(m_x, \sigma_x)$ con media, m_x , y varianza, σ_x^2 , tal que $X = \ln D$.

$$F_D(d) = P(D \leq d) = P(\ln D \leq \ln d) = P(X \leq \ln d) = F_X(\ln d) = F_X(x) \quad \dots (A.3)$$

La variable estandarizada u , con distribución normal $N(0, 1)$ con media igual a cero y desviación estándar unitaria se representa mediante la ecuación:

$$u = \frac{X - m_x}{\sigma_x} \quad \dots (A.4)$$





recordando que $\ln \hat{D} = m_X$, lo anterior se puede expresar como:

$$u = \frac{X - m_X}{\sigma_X} = \frac{\ln D - \ln \hat{D}}{\sigma_{\ln D}} \quad \dots (A.5)$$

despejando $\ln D$ se obtiene:

$$\ln D = u \sigma_{\ln D} + \ln \hat{D} \quad \dots (A.6)$$

sustituyendo en la ecuación A.3 se tiene:

$$\begin{aligned} F_D(d) &= P[\ln D \leq \ln d] = P[u \sigma_{\ln D} + \ln \hat{D} \leq \ln d] = P\left[u \leq \frac{\ln(d/\hat{D})}{\sigma_{\ln D}}\right] = F_U\left[\frac{\ln(d/\hat{D})}{\sigma_{\ln D}}\right] \\ &= F_U(u) = \Phi(u) \quad \dots (A.7) \end{aligned}$$

Una vez obtenido el valor de $P(D \leq d)$, la probabilidad de que D sea mayor o igual que d para una intensidad dada, $P(D \geq d)$, se obtiene a partir de la ec. A.8 (ver figura A3):

$$P[D \geq d | Sa/g] = 1 - \Phi_U(u) = 1 - \Phi\left[\frac{\ln(d/\hat{D})}{\sigma_{\ln D}}\right] \quad \dots (A.8)$$

donde:

$$\hat{D} = \exp\left[\frac{\sum_{i=1}^n \ln d_i}{n}\right] \quad \dots (A.9)$$



$$\sigma_{\ln D} = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (\ln d_i - \ln \hat{D})^2}{n-1}\right]^{1/2} \quad \dots (A.10)$$

y $\Phi_U(u)$ es la función de distribución normal estándar acumulada.

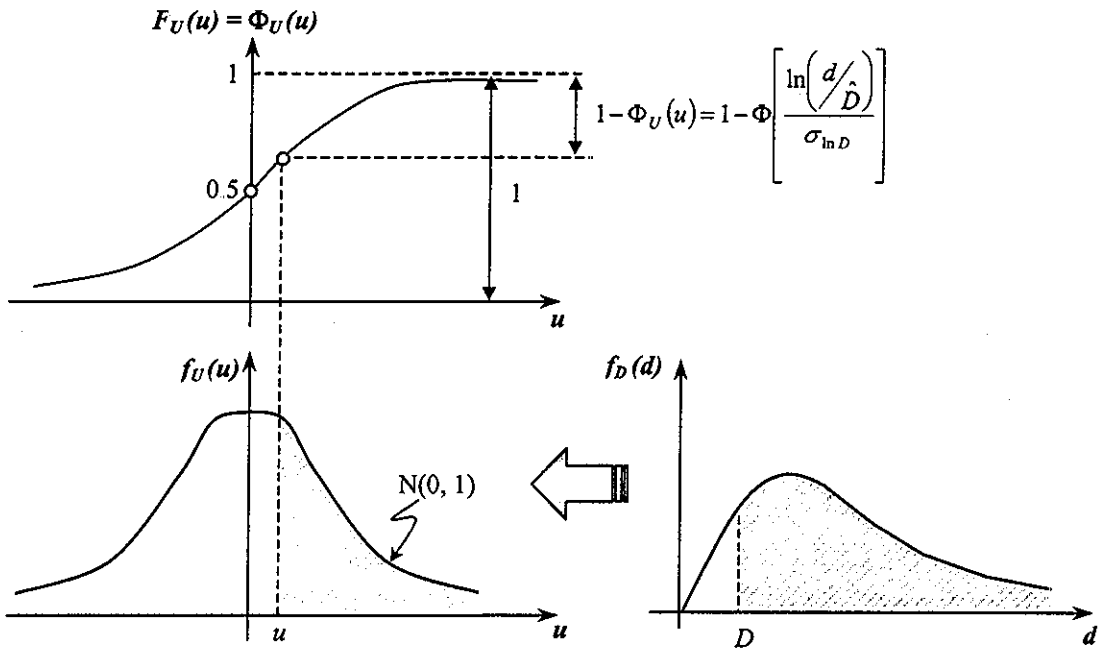


Figura A3. Obtención de $P(D \geq d)$.

Suponiendo que la curva de peligro sísmico, $v(Sa/g)$, puede ser aproximada en la región de probabilidades de interés mediante una función de la forma:

$$v\left(\frac{Sa}{g}\right) = K\left(\frac{Sa}{g}\right)^{-r} \quad (A.11)$$

De la misma manera, para un nivel de (Sa/g) , la demanda \hat{D} puede representarse alrededor de la zona de interés de la siguiente forma:

$$\hat{D} = a\left(\frac{Sa}{g}\right)^b \quad (A.12)$$

en donde las demandas de la estructura se encuentran distribuidas lognormalmente alrededor de la mediana, \hat{D} , con una desviación estándar del logaritmo natural igual a $\sigma_{\ln D}$.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Sustituyendo las ecuaciones A.8, A.11 y A.12 en la ecuación A.1 se tiene:

$$\nu_D(d) = \int -\frac{\partial \left[K \left(\frac{Sa}{g} \right)^{-r} \right]}{\partial \left(\frac{Sa}{g} \right)} \left\{ 1 - \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{d}{a \left(\frac{Sa}{g} \right)^b} \right)}{\sigma_{\ln D}} \right] \right\} d \left(\frac{Sa}{g} \right) \quad \dots (A.13)$$

Resolviendo la integral anterior se llega a:

$$\nu_D(d) = \nu \left(\frac{Sa}{g} \right) \exp \left(\frac{0.5r^2 \sigma_{\ln D}^2}{b^2} \right) \quad \dots (A.14)$$

en donde:

$$\nu \left(\frac{Sa}{g} \right) = \nu \left[\left(\frac{d}{a} \right)^{1/b} \right] \quad \dots (A.15)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



B

APÉNDICE

Relación entre el desplazamiento del SE1GDL y la distorsión de entrepiso del SMGDL

Ya que se trabaja a partir de los resultados de un SE1GDL para obtener la respuesta de un SMGDL, es necesario que se calcule una forma de relacionar los resultados de ambos sistemas. Para diseñar los disipadores es necesario conocer una equivalencia entre el desplazamiento que presenta un SE1GDL (que representa el desplazamiento de azotea del marco de varios grados de libertad) y la distorsión del entrepiso con mayor demanda del SMGDL. Esto debido a que los disipadores de energía se diseñan de acuerdo con las demandas de distorsión de entrepiso que se presentan.

Para encontrar la distorsión máxima de entrepiso del SMGDL que se asocia al desplazamiento de azotea del SE1GDL se realiza un análisis estático no lineal del tipo “pushover” en donde se empuja monotónicamente al marco de manera que aumente el



desplazamiento de azotea. Cada vez que se incrementa el desplazamiento de azotea se obtiene una configuración de desplazamientos de entrepiso, a partir de la cual es posible calcular las distorsiones que se presentan en cada entrepiso. Así se obtiene la distorsión del entrepiso con mayor demanda asociada a un cierto desplazamiento de azotea del marco. De la misma manera, es posible conocer la máxima ductilidad que presentarán los disipadores, dado que se conoce el desplazamiento relativo máximo de entrepiso y el desplazamiento de fluencia del disipador.

En este apéndice se calculan las equivalencias que existen entre el desplazamiento de azotea y la distorsión de entrepiso para el SEIGDL obtenido en el capítulo 2 a partir del marco de diez niveles y tres crujías que se describe en el capítulo 5.

En la tabla B.1 se muestran los valores del desplazamiento de azotea para cada paso, así como la distorsión máxima de entrepiso, $(\delta h)_{m\acute{a}x}$, y la ductilidad máxima del disipador, $\mu_{Dm\acute{a}x}$, que se obtuvo a partir del análisis “pushover”. Para encontrar valores intermedios a los de la tabla, se realizan interpolaciones lineales.

Para obtener la demanda máxima del disipador, se dividió la distorsión del entrepiso con mayor demanda entre el desplazamiento de fluencia del sistema disipador. En el caso de los disipadores en forma de “U”, considerados en esta tesis, su desplazamiento de fluencia es igual a 0.315 cm en dirección del desplazamiento horizontal del entrepiso.

Cabe señalar que las mayores distorsiones presentadas durante cada paso del análisis “pushover” en el marco de interés se encontraron generalmente en el segundo y tercer entrepiso.



Tabla B.1. Relación entre desplazamiento de azotea, distorsión máxima de entrepiso y ductilidad máxima del disipador.

D_{Azotea} (m)	$(\delta/h)_{m\acute{a}x}$	$\mu_{Dm\acute{a}x}$
0.034	0.0015	0.614
0.085	0.0044	1.535
0.171	0.0091	3.070
0.256	0.0135	4.606
0.341	0.0174	6.141
0.427	0.0215	7.676
0.512	0.0255	9.211
0.597	0.0296	10.746
0.683	0.0336	12.281
0.768	0.0375	13.817
0.854	0.0414	15.352
0.939	0.0454	16.887
1.024	0.0495	18.422
1.110	0.0536	19.957
1.195	0.0579	21.493
1.280	0.0629	23.028
1.366	0.0678	24.563
1.451	0.0729	26.098
1.536	0.0782	27.633
1.622	0.0836	29.168
1.707	0.0889	30.704
1.792	0.0941	32.239
1.878	0.0994	33.774



C

APÉNDICE

Variación de la forma modal, masa modal efectiva y factor de participación modal

La forma modal, la masa modal efectiva, M^* , y el factor de participación modal, Γ , son parámetros dinámicos que son necesarios para definir el SE1GDL. Estos dependen del modo de vibrar del edificio y varían dependiendo de qué tanto incurse la estructura en el intervalo no lineal. A continuación se demostrará como la variación de estos parámetros puede despreciarse para el rango de desplazamientos de azotea en el que trabaja la estructura considerada en este trabajo.

Las formas modales se determinan en función de los desplazamientos de azotea, utilizando la configuración deformada de los entrepisos como tal. Las configuraciones deformadas se obtuvieron para cada valor de desplazamiento de azotea obtenido en la tabla B.1 a partir de un análisis "pushover". Los parámetros M^* y Γ se calculan para cada configuración deformada. Esta consideración permite tomar en cuenta los elementos que entran en el intervalo no lineal.



En la figura C1 se muestra la variación de la forma modal conforme la estructura se desplaza y entra en el intervalo no lineal, utilizando los resultados obtenidos del análisis “pushover”. La forma modal lineal es el modo fundamental de vibración de la estructura calculado convencionalmente. Las formas no lineales son las configuraciones desplazadas de los entrepisos de la estructura conforme se aplica la carga monotónicamente en el análisis “pushover”. Todas estas formas modales se encuentran normalizadas con respecto al desplazamiento de azotea, debido a que así es como se utiliza para la obtención de las propiedades del SEIGDL. Se puede observar que no existe una gran variabilidad de la forma, una vez que la estructura fluye. La mayor diferencia se presenta en los entrepisos inferiores.

También se comprobó que no existiera una diferencia considerable entre las configuraciones del marco original y del marco con distintas cantidades de refuerzo mediante disipadores en los entrepisos.

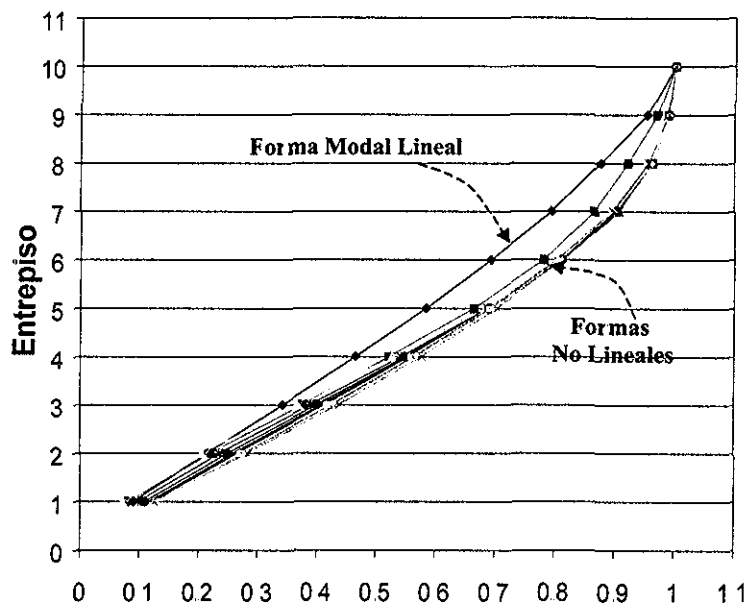


Figura C1. Variación de las formas modales conforme el sistema entra en el intervalo no lineal.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Para el cálculo de la masa modal efectiva y del factor de participación modal se utilizaron las siguientes ecuaciones:

$$M^* = \{\Psi_2\}^T [M] \{\Psi_1\} \quad ; \quad \Gamma = \frac{\{\Psi_2\}^T [M] \{1\}}{\{\Psi_2\}^T [M] \{\Psi_1\}} \quad \dots (C1), (C2)$$

en donde $[M]$ es la matriz diagonal de masas de la estructura; $\{\Psi_1\}$ es el vector que define las formas modales y debido a que se utiliza el planteamiento del cortante basal para la obtención del SE1GDL, $\{\Psi_2\}$ se considera igual a un vector de unitario.

En las figuras C2 y C3 se muestran el factor de participación y la masa modal efectiva respectivamente en función del desplazamiento de azotea. Con línea punteada se muestra el valor que se obtuvo en los cálculos del capítulo 2 y que se considera constante para todos los análisis del SE1GDL. Con línea continua se muestra cómo varían conforme la estructura tiene mayores desplazamientos y una mayor incursión en el intervalo no lineal. Para ello se utilizaron las formas modales obtenidas a partir de los resultados del análisis “pushover” que se mostraron en la figura C1. El primer punto (Punto A) corresponde al momento en donde la estructura permanece lineal y apenas comienza a fluir. Puede apreciarse como la variación es muy grande sólo en el punto de fluencia, ya que después esta tiende a estar cerca del valor utilizado en el capítulo 2 (Punto B). Cuando la estructura tiene un comportamiento no lineal muy grande, esta variación empieza a aumentar pero no es tan fuerte (Punto C).

Se puede concluir que para fines prácticos se puede considerar que es válido tomar los valores calculados en el capítulo 2 (para los parámetros mencionados anteriormente) para definir las propiedades del SE1GDL; sin necesidad de modificarlos cada vez que se proponen diferentes cantidades de refuerzo al sistema y se modifica la forma de vibrar de la estructura. Esto es debido a que la variación de los parámetros no es muy grande en el intervalo de desplazamientos que nos interesa.

Cabe mencionar que esta consideración presenta algunas deficiencias, principalmente debido a que las configuraciones modales fueron obtenidas a partir de un análisis “pushover” en donde únicamente se toma en cuenta el primer modo de la estructura. Por lo que es de esperarse existan errores cuando el efecto de los modos superiores sea importante, principalmente cuando la estructura se encuentre sometida a



excitaciones escaladas para periodos de retorno grandes, y el periodo de la estructura coincide con el de la excitación

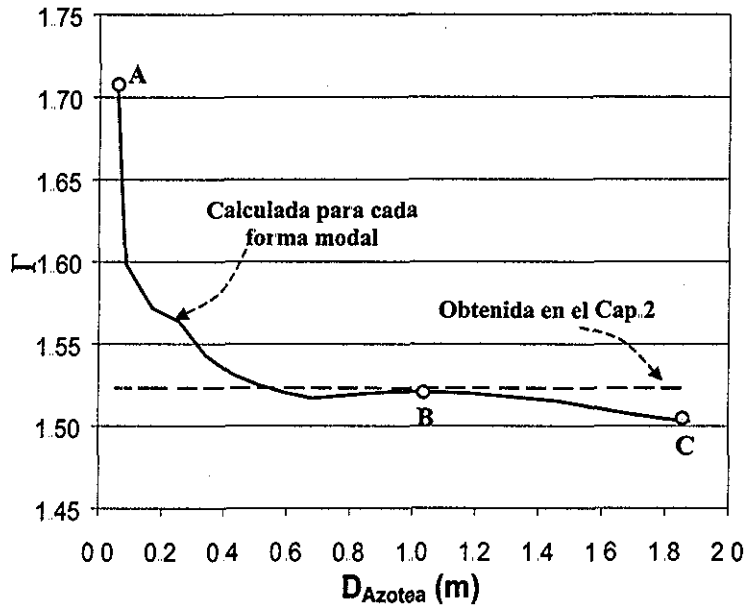


Figura C2. Variación del factor de participación conforme aumenta el desplazamiento de azotea.

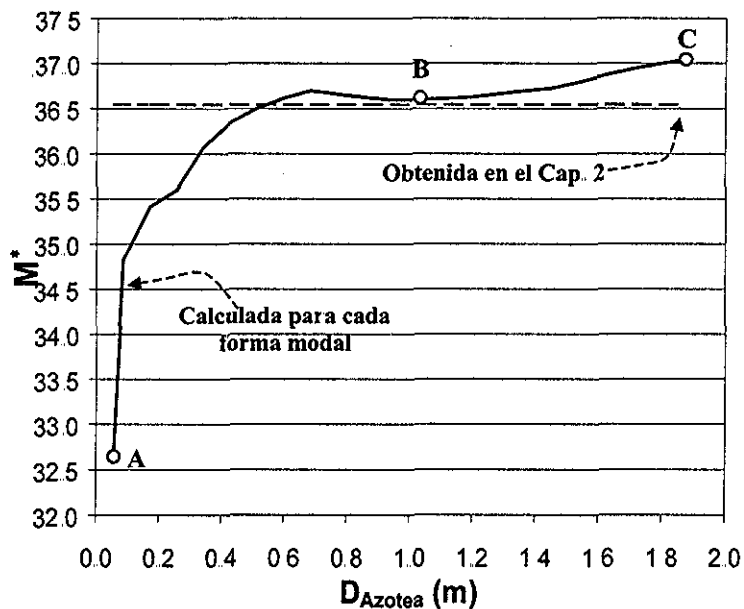


Figura C3. Variación de la masa modal efectiva conforme aumenta el desplazamiento de azotea.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



D

APÉNDICE

Archivo de Datos para el Análisis Dinámico No Lineal de la Estructura de MGD

```

*STARTXX
  ConS1      0 1 0 0  F          MARCO 10N dis Modol Ion-m
*NODECOORDS
C      1      0      30
C      2      5      30
C      3      10     30
C      4      15     30
C     41      0      0
C     42      5      0
C     43      10     0
C     44      15     0
L      1      41     4    9    3
L      2      42     4    9    3
L      3      43     4    9    3
L      4      44     4    9    3
*RESTRAINTS
S 111      41      44      1
*SLAVING
S 100      1      2      4      1
S 100      5      6      8      1
S 100      9      10     12     1
S 100     13     14     16     1
S 100     17     18     20     1
S 100     21     22     24     1
S 100     25     26     28     1
S 100     29     30     32     1
S 100     33     34     36     1
  
```



S 100	37	38	40	1	
*MASSES					
S 100	9.94863	1	4	1	9.810.54273938
S 100	13.56912	5	8	1	
S 100	13.75956	9	12	1	
S 100	13.95000	13	16	1	
S 100	14.05764	17	20	1	
S 100	14.16528	21	24	1	
S 100	14.22221	25	28	1	
S 100	14.27913	29	32	1	
S 100	14.27913	33	36	1	
S 100	14.27913	37	40	1	

*ELEMENTGROUP		IVIGAS													
02	1	0	00367770	IRABES DE IODO EL MARCO											
1	4	4													
11131370.85		0.03	0.2625	012304688	4	4	2	0	21875	0.2	1.				
1	0	210	-0.210	0	0										
2	0	250	-0.250	0	0										
3	0	270	-0.270	0	0										
4	0	280	-0.280	0	0										
1	1	17.948	-17.948												
2	1	17.948	-17.948												
3	1	17.950	-21.160												
4	1	21.165	-29.155												
1	1	2		1	1	1	1	1							
4	5	6		1	1	1	1	1							
7	9	10		1	1	2	2	2							
10	13	14		1	1	2	2	2							
13	17	18		1	1	3	3	3							
16	21	22		1	1	3	3	3							
19	25	26		1	1	4	4	4							
22	29	30		1	1	4	4	4							
25	33	34		1	1	4	4	4							
28	37	38		1	1	4	4	4							
30	39	40		0	1	4	4	4							

*ELEMENTGROUP		ICOLUMNAS													
02	1	0	00367770	COLUMNAS DE TODO EL MARCO											
4	1	4													
11131370.85		0.03	0.17640	00259308	4	4	2	0	14700	0.2	1.				
21131370.85		0.03	0.25000	00520833	4	4	2	0	20833	0.2	1.				
31131370.85		0.03	0.29160	00708588	4	4	2	0	24300	0.2	1.				
41131370.85		0.03	0.31360	00819541	4	4	2	0	26133	0.2	1.				
1	0	0	-0.75	0											
1	3	31.721	-31.721	396.346	-204.422	1	1	0.2	1.1	0.2					
2	3	40.465	-40.465	476.422	-204.422	1	2	0.3	1.2	0.3					
3	3	45.093	-45.093	521.683	-204.422	1	2	0.3	1.2	0.3					
4	3	47.378	-47.378	545.619	-204.422	1	2	0.3	1.2	0.3					
1	1	5		1	1	1	1	1							
5	5	9		1	1	1	1	1							
9	9	13		1	2	1	2	2							
13	13	17		1	2	1	2	2							
17	17	21		1	3	1	3	3							
21	21	25		1	3	1	3	3							
25	25	29		1	4	1	4	4							
29	29	33		1	4	1	4	4							
33	33	37		1	4	1	4	4							
37	37	41		1	4	1	4	4							
40	40	44		0	4	1	4	4							

*ELEMENTGROUP		IDISIPADORES													
01	1	0	00367770	DISIPADORES DEL MARCO											
6															
1	2.1E7	0.03	4.686E-4	13224	-13224	0	1.0								
2	2.1E7	0.03	1.250E-3	13224	-13224	0	1.0								
3	2.1E7	0.03	1.715E-3	13224	-13224	0	1.0								
4	2.1E7	0.03	2.179E-3	13224	-13224	0	1.0								
5	2.1E7	0.03	2.126E-3	13224	-13224	0	1.0								
6	2.1E7	0.03	3.120E-4	13224	-13224	0	1.0								
1	17	22	0	1	1	0									
2	20	23	0	1	1	0									
3	22	27	0	2	1	0									
4	23	26	0	2	1	0									



5	26	29	0	3	1	0
6	27	32	0	3	1	0
7	29	34	0	4	1	0
8	32	35	0	4	1	0
9	34	39	0	4	1	0
10	35	38	0	4	1	0
11	38	41	0	6	1	0
12	39	44	0	6	1	0

*GENDISP						
37	1	33333333				1er Nivel
*GENDISP						
33	1	33333333				2o Nivel
37	1	33333333				
*GENDISP						
29	1	33333333				3er Nivel
33	1	33333333				
*GENDISP						
25	1	33333333				4o Nivel
29	1	33333333				
*GENDISP						
21	1	33333333				5o Nivel
25	1	33333333				
*GENDISP						
17	1	33333333				6o Nivel
21	1	33333333				
*GENDISP						
13	1	33333333				7o Nivel
17	1	33333333				
*GENDISP						
9	1	33333333				8o Nivel
13	1	33333333				
*GENDISP						
5	1	33333333				9o Nivel
9	1	33333333				
*GENDISP						
1	1	33333333				10o Nivel
5	1	33333333				

*RESULTS
GD 001

*ELEMLOAD

CMCV		CARGAS PARA VIGAS					
G	1 2						
	1 0	1	0	2.94488	2.306830	0 2.94488 -2.306830	
	2 0	1	0	3.79080	2.921020	0 3.79080 -2.921020	
	1 3	1 1	1				
	4 30	1 2	1				

*NODALOAD

CTV		CARGAS DE LOS MARCOS TRANSVERSALES					
S	0 -2.94489	0	1	4	3		
S	0 -4.57876	0	2	3	1		
S	0 -3.79081	0	5	37	4		
S	0 -6.29198	0	6	38	4		
S	0 -6.29198	0	7	39	4		
S	0 -3.79081	0	8	40	4		

*NODALOAD

CPAI		FUERZA PARA ANALISIS ESTIATICO NO LINEAL					
S	0.12441	0.0	0.0	1			
S	0.16197	0.0	0.0	5			
S	0.15098	0.0	0.0	9			
S	0.13861	0.0	0.0	13			
S	0.12178	0.0	0.0	17			
S	0.10363	0.0	0.0	21			
S	0.08284	0.0	0.0	25			
S	0.06126	0.0	0.0	29			
S	0.03850	0.0	0.0	33			
S	0.01602	0.0	0.0	37			

*ACCNREC

SCTR		S1		(*)	REGISTRO SIMULADO A PARIIR SCICm/s2
20471	1	1 2	1	1.0	

*PARAMETERS



```

!C      0.3
F      0.001      0.001
!OS     0      0      1      0 1300
OD      0      0      0      0      0      0      0      0      020471      0 0
DC 1    0      1 -100
DT      0 01    0.01      0.01      0.001
DA      0.10      0.5      0.01      2      2.0
*MODE
5
*GRAV
E      CMCV      1.
N      CTIV      1.
!N     CPAI      1.
!*STAT
!N     CPAI      1
!L     1      150
!D     1      44      1      0.001      0.30
*ACCN
204.7055598      2      0.01
1      SCIR      0124857      1.
!*RESI
*STOP
CALCULO DE PERIODO INICIAL
ANALISIS ESIATICO NO-LINEAL
REGISTRO AJUSTADO A Tr=100años
RESIAURAR AL ESTADO ESIATICO

```

Archivo de Datos para el Análisis Dinámico No Lineal del SEIGDL

```

START
3      3      0      1      0      1      2
1      0.      0.
2      -10.      30.
3      0.      30.
1      1      1      1      2
3      36.5422      0      0      1.00
0      020470      0.01      0207521      1.0
20471  0      0      0      SISMO DE SCT10di94. x 1.5 *0.01
0.6840
1      1      1      0      0      0      0      2      0      2      0      0
3
1      1      1      0
1      21000000.      0.03      2.326E-04      1.168E1.168E
1      2      3      1      1
2      1      1      0      1      0
11131370.85      0.055      10.797536      9.71556      4.      4.      2.      8.997947
0.2
1      1      3889.568      3889.57
1      1      3      1      1      1      1      1      1
STOP

```



AGRADECIMIENTOS

A la Dra. Sonia Ruiz Gomez por su paciencia, apoyo y confianza demostradas durante todo este tiempo y que espero me siga brindando.

Al Instituto de Ingenieria de La UNAM por permitirme el uso de sus instalaciones y equipo, en especial a la coordinación de Mecánica Aplicada y al Dr. Roberto Gomez.

A CONACYT bajo cuyo apoyo económico se realizó este trabajo.

A los doctores Luis Esteva, Eduardo Reinoso José Alberto Escobar y Orlando Diaz por sus valiosos comentarios y aportaciones en la revisión final de esta tesis.

A los amigos y compañeros del Instituto con quienes se hacen más amenas las horas de trabajo y cuya ayuda fue necesaria en varios momentos, en especial a Selma Chan, Luz Rivera, Francisco Silva, Marco Montiel y Dario Hernández.