



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

**CRITERIO DE DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO
PARA REFORZAR EDIFICIOS CON DISIPADORES DE
ENERGÍA**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
(E S T R U C T U R A S)
P R E S E N T A :

HIRAM BADILLO ALMARÁZ

DIRECTORA DE TESIS: DRA. SONIA E. RUIZ GÓMEZ

CIUDAD UNIVERSITARIA, MAYO DE 2000

279047



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICATORIAS

*A Dios, por darme la fuerza, el valor y la fé
para poder alcanzar esta meta*

*A mi mamá, la persona más importante en mi vida,
por ser un ejemplo de integridad y de fortaleza,
por su apoyo y amor incondicional, por enseñarme
a luchar y enseñarme a hacerle frente a la vida*

*A la memoria de un gran hombre
que una vez tuvo un gran sueño;
a la memoria de mi abuelo Silvano*

*A mis hermanos Isaías, Javier, Ma. Gracia, Valentín,
Ma. Tomasa, Alejandro, Verónica y Ulises,
por ser un ejemplo a seguir todos y cada uno de ellos*

A mis sobrinos

A mi papá

*Nuestra mayor virtud no está en jamás caer,
sino en levantarnos cada vez que caemos*

ÍNDICE

RESUMEN	iv
ABSTRACT	vi
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Objetivo	4
2. DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO	5
2.1. Conceptos generales del diseño por desempeño	6
2.2. Definición de niveles de desempeño	6
2.3. Definición de nivel de sismo de diseño	12
2.4. Curvas de desempeño objetivo	13
3. MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL	16
3.1. Criterio comúnmente utilizado en México para el diseño del refuerzo con disipadores	17
3.2. Métodos de análisis de edificios con disipadores según el FEMA-273	17
4. CALIBRACIÓN DEL MÉTODO PARA FORMULAR SISTEMAS EQUIVALENTES DE <i>IGDL</i>	20
4.1. Investigaciones sobre el uso de sistemas equivalentes	20
4.1.1. Metodología del sistema equivalente	23
4.2. Características del marco estructural en estudio	27
4.3. Importancia de considerar la degradación de rigidez	28
4.4. Obtención del refuerzo con el método comúnmente utilizado	32

4.5. Criterio de equivalencia entre el <i>SMGDL</i> y el <i>SEIGDL</i>	33
4.5.1.Sistema convencional	34
4.5.2.Sistema con disipadores de energía	35
4.6. Parámetros de degradación equivalentes	38
4.7. Obtención de los sistemas equivalentes	39
4.7.1.Cálculo de los parámetros de los sistemas equivalentes	40
4.8. Calibración del método	44
4.8.1.Análisis dinámico no lineal	45
4.8.2.Modelación de la estructura	45
4.8.3.Hipótesis y consideraciones para el análisis	46
4.8.4.Características de los sismos simulados	47
4.8.5.Resultados de la calibración	50
5. CRITERIO DE DISEÑO SISMICO PARA REFORZAR EDIFICIOS CON DISIPADORES DE ENERGIA	52
5.1. Metodología de análisis	53
6. APLICACIÓN DEL CRITERIO PROPUESTO A MARCOS ESTRUCTURALES	59
6.1. Características del marco por analizar	59
6.2. Obtención del sistema equivalente con disipadores	60
6.3. Excitación sísmica	62
6.3.1.Tasas de excedencia de intensidades	62
6.3.2.Sismos escalados a diferentes periodos de retorno	64
6.4. Cálculo de las respuestas	65
6.5. Obtención del número de disipadores en el <i>SMGDL</i> y análisis de la respuesta del edificio reforzado	74

7. CONCLUSIONES	79
REFERENCIAS	81
APÉNDICE A	85
APÉNDICE B	87
AGRADECIMIENTOS	88

RESUMEN

Se propone un criterio de diseño por desempeño del refuerzo de edificios con sistemas disipadores de energía, basado en la respuesta en el tiempo de sistemas equivalentes de un grado de libertad con disipadores de energía sísmica.

Dicho criterio consiste en que, a partir de sistemas equivalentes de un grado de libertad, se suministre el número de disipadores necesarios para que las distorsiones de entrepiso y las demandas de ductilidad de los disipadores que se presentan ante la acción de un sismo dado no rebasen a las dispuestas por normas preestablecidas correspondientes ciertos períodos de retorno determinados y para los niveles de desempeño deseados. Además se verifica que el cortante basal que resiste la estructura sea mayor que el establecido a partir del espectro de diseño correspondiente.

El criterio de diseño por desempeño propuesto en esta tesis se aplica a un edificio de diez niveles y tres crujeas con disipadores.

De los resultados se concluye que el criterio que se propone arroja resultados confiables, ya que la respuesta del edificio se mantiene debajo de los límites de los niveles establecidos, por lo que el objetivo del diseño por desempeño se cumple.

También se demuestra que el comportamiento sísmico de marcos estructurales reforzados con disipadores de energía puede estimarse razonablemente a partir de sistemas equivalentes de un grado de libertad. Esto es muy conveniente ya que al analizar sistemas equivalentes de un grado de libertad, el tiempo de cómputo es mucho menor que el que se requeriría si se analizara en forma directa el conjunto estructural de múltiples grados de libertad con disipadores. Es decir, se puede realizar el análisis de un gran número de estructuras en un tiempo de cómputo relativamente corto.

Se hace notar que es necesario realizar más investigaciones para proveer mas información acerca de los niveles de desempeño estructural. Esto es con la finalidad de poder realizar diseños de estructuras más seguros y económicos.

ABSTRACT

A seismic design criterion based on the performance based design for the reinforcement of buildings with energy dissipating devices is proposed. This criterion is based on the time response of single degree of freedom equivalent systems with energy dissipating devices.

This criterion consists in determining the number and locations of energy dissipating devices necessary to ensure that the story drifts and the ductility demands on the dissipators do not exceed their allowable values when the structure is subjected to an earthquake intensity associated with a given return interval. The response of the structural system is estimated on the basis of that corresponding to a single degree of freedom equivalent system. The allowable values of story drifts and ductility demands may be those specified by a given code or may correspond to a previously established performance criteria. It is also verified that the base shear that the structure resists is larger than that established for the corresponding design spectrum.

The seismic design criterion described above is applied to a three-bay ten-story building with energy dissipating devices.

From the results it is concluded that the criterion is adequate, because the response of the building stays within the established limits. Thus the objective of the performance based design is achieved.

Capítulo

1

INTRODUCCIÓN

El uso de sistemas disipadores de energía para reforzar edificios sujetos a sismos intensos cada vez es mas frecuente, ya que como los reglamentos de diseño actuales reconocen, sería demasiado costoso absorber la energía que es inducida a las estructuras cuando ocurre un sismo de gran intensidad dentro de la capacidad elástica de los materiales. Este tipo de dispositivos, en muchas ocasiones, permite reducciones apreciables en la respuesta sísmica, lo que permite aminorar o eliminar la posibilidad de daños en la estructura (articulaciones plásticas, agrietamientos excesivos, etc.). El concepto básico es que la energía se disipe a través del trabajo que desarrollen estos dispositivos y no por el comportamiento dúctil de los elementos de la estructura. Por esta razón se hacen esfuerzos orientados a conocer y proponer diferentes tipos de sistemas disipadores, a estudiar su influencia en la respuesta dinámica de los sistemas estructurales que los contienen, así como a desarrollar criterios y métodos aplicables a la práctica del diseño, tanto para el diseño de nuevas estructuras como para el refuerzo de edificios existentes.

A partir de las dos últimas décadas ha crecido considerablemente el número de dispositivos fabricados en el mundo que ayuden a disipar o a absorber energía. Paralelamente las instituciones dedicadas a la investigación han puesto cada vez mas énfasis en estudio analítico y experimental de estructuras con este

tipo de sistemas, surgiendo así nuevas metodologías de diseño que toman en cuenta las características de este tipo de dispositivos.

Existe una gran variedad de dispositivos que ayudan a disipar o a absorber la energía que se induce en una estructura cuando ésta se excita por un sismo. Estos se clasifican, según su funcionamiento, como de control pasivo, de control activo o híbridos. Los disipadores de energía dentro del grupo de dispositivos de control pasivo se clasifican en dependientes del desplazamiento y en dependientes de la velocidad (*FEMA-273,1997*). La respuesta fuerza-desplazamiento de un dispositivo dependiente del desplazamiento es primariamente función del desplazamiento relativo entre cada extremo del dispositivo. La respuesta de estos dispositivos es independiente de la velocidad relativa entre cada extremo del dispositivo y/o de la frecuencia de excitación. Por otro lado, para los dispositivos dependientes de la velocidad la respuesta fuerza desplazamiento es primariamente función de la velocidad relativa entre cada extremo del dispositivo.

Los dispositivos de control pasivo, dependiendo del tipo de disipador, añaden amortiguamiento o capacidad de disipar energía plástica, así como también, en algunos casos, proporcionan rigidez a las estructuras. Existe una gran variedad de dispositivos de control pasivo, entre ellos están los amortiguadores de fluido viscoso, de materiales viscoelásticos y los de comportamiento histerético. Bajo condiciones favorables, los dispositivos disipadores de energía sísmica reducen las distorsiones de entrepiso de las estructuras por un factor de varias veces la distorsión. Las propiedades de algunos dispositivos disipadores de energía pueden cambiar substancialmente debido a efectos del viento, envejecimiento y por fatiga debido al número de ciclos histeréticos. Es de primordial importancia tener un adecuado tratamiento de este tipo de efectos en la fase de diseño de un proyecto para asegurar un buen desempeño de los disipadores de energía sísmica.

Dentro del grupo de dispositivos dependientes del desplazamiento se encuentran los disipadores de energía con comportamiento histerético bilineal. Este tipo de dispositivos son los que se tratarán en esta tesis. Estos disipadores de energía modifican la rigidez y la resistencia de la estructura. En su diseño se busca concentrar en ellos la mayor parte de la disipación de energía. Estos dispositivos se basan en la deformación plástica de los materiales. Tienen como finalidad disminuir (o eliminar) la disipación de energía histerética en los elementos (vigas) de la estructura. Su funcionamiento depende fundamentalmente de los desplazamientos relativos de entrepiso. Estos dispositivos sólo disipan energía después de que se alcanza su límite de fluencia. Para que estos disipadores trabajen en forma eficiente es necesario que sus deformaciones sean entre moderadas y altas, pero siempre buscando que éstas no

excedan las marcadas por los reglamentos de construcción. La energía que disipan estos elementos se transforma en calor por el trabajo mecánico de placas (elementos sujetos a flexión, rolado por flexión, torsión, etc). Generalmente este tipo de disipadores puede desarrollar un gran número de ciclos ante cargas alternadas sin que se degrade su rigidez ni su resistencia. Debido a la forma de su relación carga-deformación, generalmente no absorben energía ante temblores de intensidad muy pequeña a moderada. Esos dispositivos se pueden ubicar en los contravientos o en otros elementos de manera que puedan desarrollar deformaciones asociadas al desplazamiento relativo de los entrepisos.

En estudios anteriores se han realizado comparaciones entre marcos de varios niveles y de varias crujeas diseñados convencionalmente, diseñados con disipadores y otros con contravientos. En algunos de ellos se ha demostrado la efectividad de los sistemas de disipación de energía (*Ruiz, 1995; Limón, 1997*).

Por otro lado, se han desarrollado numerosos estudios basados en sistemas de un grado de libertad, entre los que se encuentran metodologías de diseño basadas en confiabilidad, en conceptos de energía, en desplazamientos, estudios sobre factores de reducción de resistencia, etc. Debido a que las estructuras reales, particularmente los edificios, son sistemas de múltiples grados de libertad, existe la necesidad de llevar a cabo estudios analíticos y experimentales sobre la equivalencia entre los resultados obtenidos con modelos simples de un grado de libertad y los sistemas de varios grados de libertad.

En años recientes se ha puesto un gran énfasis en la investigación hacia el “Diseño por Desempeño” (Performance-Based Design). La esencia en este tipo de diseño es que las estructuras se diseñan para que su respuesta no exceda un conjunto de estados límites especificados bajo la acción de ciertas acciones sísmicas de diseño. Aunque en este concepto no existe nada particularmente novedoso, el logro que se tiene al utilizarlo, es el que los estados límite pueden representarse de mejor forma mediante deformaciones en vez de resistencias, lo cual representa un cambio significativo en las bases de la filosofía de diseño existente hasta ahora en muchos países, entre ellos incluido el nuestro. Otra ventaja es que se proporciona a la estructura cierto nivel de seguridad supuestamente constante ante la acción de cierta excitación sísmica asociada a niveles preestablecidos de peligro sísmico.

1.1 Objetivo

El objetivo de esta tesis lo podemos dividir en dos partes.

La primera es calibrar un método para representar el comportamiento dinámico lineal y no-lineal de edificios de varios niveles y varias crujías mediante sistemas de un grado de libertad. La calibración se hace con edificios convencionales y con estructuras con disipadores de energía sísmica.

La segunda parte consiste en proponer un criterio de diseño por desempeño del refuerzo de edificios con sistemas disipadores de energía, basado en la respuesta "paso a paso" en el tiempo de sistemas equivalentes de un grado de libertad (*IGDL*) con disipadores de energía sísmica. Dicho criterio consiste en suministrar el número de disipadores necesarios para que las distorsiones de entrepiso y las demandas de ductilidad de los disipadores que se presentan ante la acción de un sismo dado no rebasen las establecidas por algún código actual para ciertos períodos de retorno determinados y para los niveles de desempeño deseados. Esto depende del tipo y de la importancia de la estructura que se esté analizando.

Para hacer una evaluación sobre la aplicabilidad del criterio de diseño por desempeño se analiza la respuesta del sistema de varios grados de libertad de un edificio de 10 niveles y su correspondiente sistema equivalente de un grado de libertad con disipadores, utilizando un conjunto de sismos simulados y escalados a diferentes niveles de intensidad asociados a diferentes períodos de retorno.

Capítulo

2

DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO

En México, como en muchos otros países con alto riesgo sísmico, no existen recomendaciones oficiales para diseño de edificios nuevos con disipadores de energía, ni tampoco para reforzar edificios existentes con dichos dispositivos; sin embargo, como en otros países, los reglamentos mexicanos de construcciones, en particular el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-1993), permiten utilizar este tipo de dispositivos con la condición de que los diseños conduzcan a una confiabilidad por lo menos igual a la que se obtendría para estructuras convencionales empleando los métodos y requisitos especificados en el propio reglamento. Los diseños finales deben ser aprobados por las autoridades correspondientes para poder otorgar el permiso de construcción.

Algunos de los países que cuentan con guías de diseño o que éstas están por aprobarse son: Estados Unidos de Norteamérica (NEHRP, FEMA-273-274, VISION 2000), los países de la Unión Europea (EUROCODE8), China, Chile (Norma Chilena 2369) y Japón. Algunos de ellos (USA) están basados en

el diseño por desempeño.

2.1 Conceptos generales del diseño basado en desempeño

El objetivo principal del diseño por desempeño es producir diseños óptimos para que las estructuras se comporten con cierto grado de confiabilidad dentro de estados límites preestablecidos ante acciones sísmicas especificadas. Por ejemplo, bajo la acción de carga gravitacional y efectos del viento, algunas estructuras deben comportarse dentro de los límites de servicio, mientras que bajo la acción de una carga extrema (como lo es un sismo), debe tenerse un margen de seguridad contra el colapso total de la estructura.

La mayoría de los reglamentos de construcción actuales, ante la acción de carga sísmica, tratan de producir diseños de edificios que sean capaces de lograr los siguientes objetivos: 1) resistir sismos pequeños sin que se produzcan daños significativos, 2) resistir sismos moderados con daños que puedan ser reparados y 3) resistir sismos grandes admitiendo daños, pero sin que se presente el colapso ni se ponga en riesgo la seguridad de los ocupantes. Ante la acción de sismos recientes (Northridge, Kobe, etc.), las estructuras diseñadas con esta filosofía se comportaron de acuerdo con lo esperado y las pérdidas en vidas humanas fueron mínimas, sin embargo se tuvieron pérdidas económicas muy considerables.

Por esto la filosofía del diseño por desempeño intenta ir más allá que lo que proponen los reglamentos de construcción actuales. Los procedimientos que involucran el diseño por desempeño intentan diseñar y rehabilitar estructuras para que tengan un nivel de comportamiento adecuado para cualquier temblor que se pueda presentar en la vida útil de éstas (aunque no necesariamente tiene que ser diseño por desempeño para que un diseño sea satisfactorio). Se supone que el diseño por desempeño debe proveer a los ingenieros las herramientas para diseñar estructuras que sean capaces de desarrollar un comportamiento preestablecido y controlado para múltiples objetivos de desempeño. Una parte muy importante del diseño por desempeño es que proporciona medios para comunicar las consecuencias de decisiones que toma el ingeniero a personas como el dueño o arquitecto.

2.2 Definición de niveles de desempeño

Un nivel de desempeño es un estado límite que puede expresarse como un estado de daño. Es una

expresión que nos puede decir el daño máximo (estructural, no estructural, etc.) que se puede permitir en una estructura dado un nivel del sismo de diseño. El FEMA-273 (FEMA 1997) define al nivel de desempeño como el estado que se pretende tener en una estructura después de la acción de un sismo; como un punto bien definido en una escala que mida cuánto daño es causado por el sismo. En el caso de edificios, se deben considerar dentro de los niveles de desempeño, la condición de los elementos estructurales, no estructurales y de los objetos que se encuentren contenidos en el edificio que sean de utilidad para el funcionamiento de éste. Para el criterio que se está proponiendo en este trabajo sólo se considerará la condición de los elementos estructurales, ya que tomar en cuenta la condición de los demás elementos queda fuera del propósito de esta tesis y deberá ser objeto de estudios futuros.

Los niveles de desempeño pueden asociarse a niveles de daño que pueden admitirse en la estructura. Una forma de medir el daño puede ser mediante la deformación lateral de entrepiso. Priestley (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 (i.e. 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).

Por ejemplo, el comité VISION 2000 (figura 2.1) selecciona y define cuatro niveles de desempeño: 1) *Completamente Operacional*, en el cual el edificio continúa completamente en operación sin que se presente daño que pueda ser de consideración; 2) *Operacional o Funcional*, en el cual la estructura continúa en operación con la presencia de daños menores y con la interrupción de algunos servicios no esenciales; 3) *Seguridad de Vidas*, en el cual la seguridad de vidas no se pone en riesgo aunque aparezcan daños que pueden ser de menores a severos; y 4) *Cercano al Colapso*, en donde se pone en riesgo la

seguridad de vidas, el daño es severo pero se trata de evitar el colapso total de la estructura.

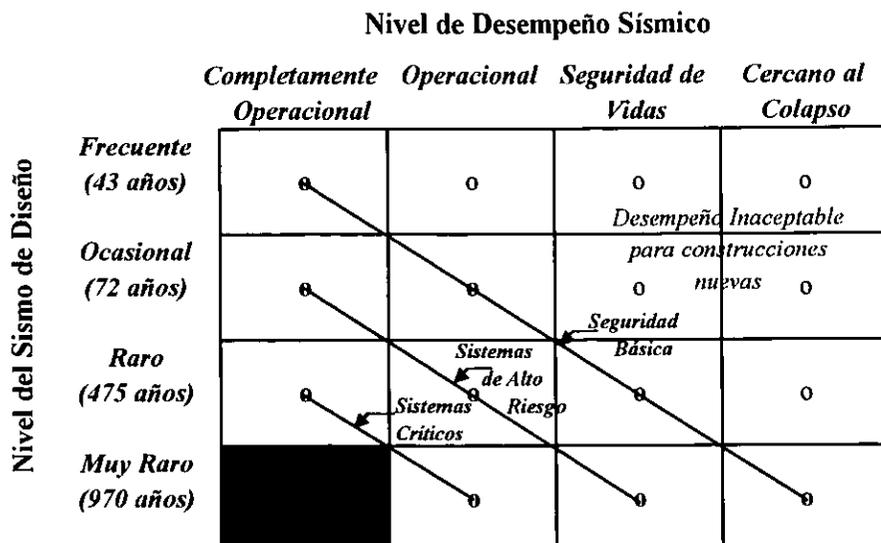
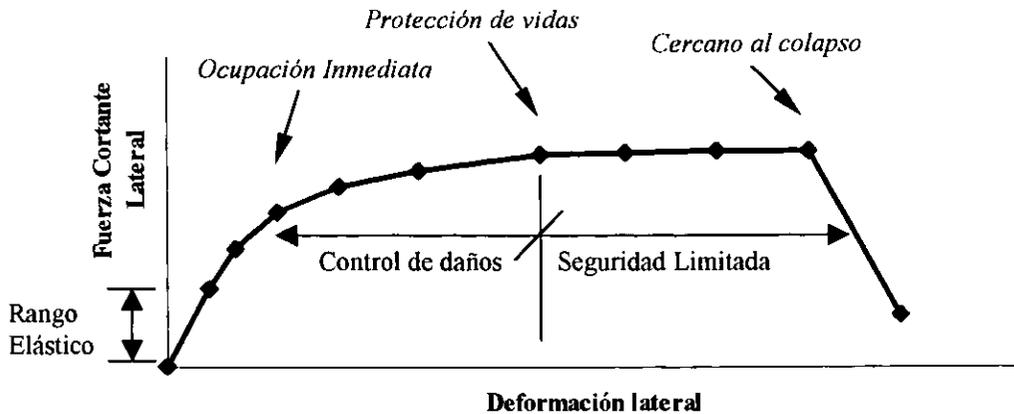


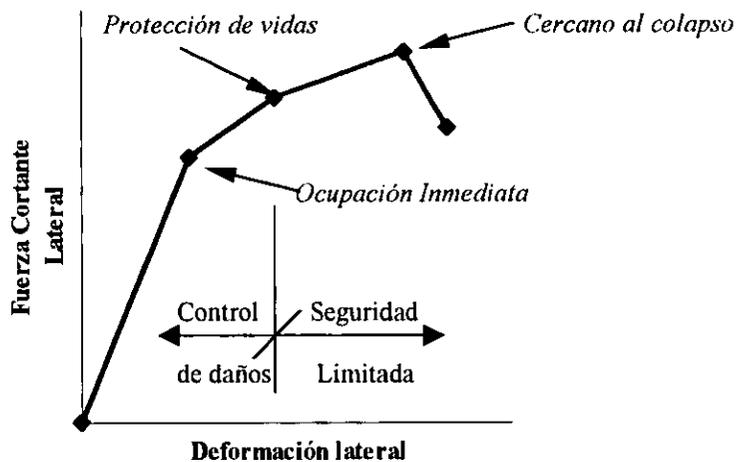
Figura 2.1. Matriz de objetivos de diseño sísmico por desempeño (SEAOC, Vision 2000)

Una representación de los niveles de desempeño de acuerdo con el FEMA-273 se presenta en la *figura 2.2*. 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: 1) *Ocupación Inmediata*, 2) *Seguridad de Vidas* y 3) *Cercano al Colapso*. En la parte inferior se representa el comportamiento de una estructura no dúctil.

En el nivel de *Ocupación Inmediata* el daño es relativamente limitado. La estructura mantiene una porción significativa de su rigidez inicial y toda o casi toda su resistencia. En el nivel de *Seguridad de Vidas*, se presenta daño considerable en la estructura y ésta puede haber perdido una cantidad considerable de su rigidez original. Sin embargo, queda un margen considerable de capacidad de deformación para soportar una deformación lateral adicional antes de que suceda el colapso total de la estructura. En el nivel *Cercano al Colapso*, la estructura ha sufrido daños en extremo. Si la deformación lateral excede este punto, se puede presentar inestabilidad o el colapso de la estructura.



a) Estructura dúctil



b) Estructura no dúctil

Figura 2.2. Desempeño y deformación de estructuras dúctiles y no dúctiles

Es obvio que los diferentes niveles de desempeño están bien definidos cualitativamente, pero no así en términos cuantitativos. Para poder aplicar con éxito el diseño por desempeño, se deben definir estos niveles de desempeño en términos cuantitativos. Este es uno de los objetivos primordiales de la gente que está relacionada con la ingeniería, tanto de la práctica como de los que se dedican a la investigación.

Meli et al (Meli 1996) y Reyes (Reyes 1999) realizaron una recopilación bibliográfica amplia en la que resumen las deformaciones correspondientes a la iniciación del daño de elementos tanto estructurales como no estructurales (que correspondería al nivel de desempeño *Ocupación Inmediata*) y para las deformaciones que provocan daño total en la estructura (que correspondería al nivel de desempeño

Cercano al Colapso). Los valores recopilados para diferentes sistemas estructurales se presentan la tabla 2.1.

SISTEMA ESTRUCTURAL	DISTORSIÓN DE ENTREPISO QUE INICIA EL DAÑO	DISTORSIÓN DE ENTREPISO PARA DAÑO TOTAL
Marcos de concreto detallados sísmicamente	0.0050	0.040
Marcos de concreto sin un buen detallado sísmico ^a	0.0073 ^b	0.0217
Muros de mampostería:		
<input type="checkbox"/> De piezas macizas	0.0010	0.0060
<input type="checkbox"/> De piezas tipo panal	0.0010	0.0060
<input type="checkbox"/> De piezas huecas con refuerzo interior y confinadas por castillos y dalas	--	0.0060
<input type="checkbox"/> De piezas huecas con refuerzo interior sin confinar	0.0007	0.0060
<input type="checkbox"/> De bloques de concreto confinados por castillos y dalas	0.0005	0.0030
<input type="checkbox"/> De piezas huecas pegadas con mortero pobre o bien piezas silico-calcáreas	0.0005 0.0030	0.0050 0.0030
Muros de concreto	0.0015 para $h/b \geq 2.0$ 0.0015 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

Tabla 2.1. Distorsiones de entepiso que inician el daño y que causan daño total para diferentes sistemas estructurales

^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, éstas se construyen con conexiones viga columna semirígidas.

En la tabla 2.2 se proporcionan valores de deformaciones típicas asociados a los niveles de desempeño de *Ocupación Inmediata*, *Seguridad de Vidas* y *Cercano al Colapso*, para diferentes elementos estructurales, según el FEMA-273.

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

Tabla 2.2. Distorsiones de entrepiso para diferentes elementos estructurales asociados a los niveles de desempeño estructurales

ⁱ Es la distorsión de entrepiso *instantánea*.

^t Es la distorsión de entrepiso *permanente*.

Las demandas de resistencia y de deformación que se presentan en un nivel de desempeño de servicio se basan generalmente en la respuesta elástica de las estructuras. En cambio, las demandas de resistencia y de deformación de los niveles de *Ocupación Inmediata*, *Seguridad de Vidas* y *Prevención del Colapso* se basan en la respuesta inelástica de las estructuras. Éstas pueden obtenerse de análisis inelásticos en el tiempo, o bien mediante espectros ya sea elásticos (con amortiguamiento y período equivalentes) o inelásticos (basados en demandas de ductilidad o en factores de reducción). En la aplicación de estos espectros se deben considerar todas las fuentes de disipación de energía incluyendo los dispositivos disipadores de energía, que tienen específicamente esta función.

En el ejemplo que se presenta en esta tesis para ilustrar el criterio que se propone, se asocian los niveles

de desempeño con dos variables: la distorsión de entrepiso y la demanda de ductilidad en los disipadores.

2.3 Definición de nivel de sismo de diseño

Los sismos de diseño pueden ser eventos de pequeña magnitud que produzcan daños insignificantes, hasta eventos de gran magnitud que puedan producir grandes daños. El diseño por desempeño trata de controlar los niveles de daño que pueda experimentar una estructura a través de toda su vida útil. Para el caso de los edificios, el Vision 2000 expresa a los niveles de sismos de diseño en forma de un conjunto de sismos asociados a probabilidades de excedencia especificadas (como se puede observar en la *figura 2.1*).

El FEMA-273 por su parte propone determinar los sismos de diseño para los siguientes niveles de peligro sísmico: 1) Sismo de Seguridad Básica 1 (BSE-1), el cual tiene una probabilidad de excedencia de 10% para un período de retorno de 50 años; 2) Sismo de Seguridad Básica 2 (BSE-2), el cual tiene una probabilidad de excedencia de 2% para un período de retorno de 50 años; 3) Cualquier otro sismo con una probabilidad de excedencia definida para un período de retorno de 50 años. Estos niveles de peligro sísmico están definidos a partir de términos de métodos probabilistas y deterministas.

Los sismos de diseño se deben adoptar para diferentes niveles de comportamiento sísmico no lineal asociados a diferentes períodos de recurrencia. También se deben utilizar espectros de diseño para diferentes niveles de amortiguamiento. Se plantea la difícil tarea de convertir estos conceptos teóricos en normas de diseño cuantificables. Esto lo debería realizar un grupo responsable de especificar los movimientos sísmicos de diseño y los niveles de confiabilidad estructural (*LR Ruiz, 2000*).

Los períodos de retorno a los que se asocian los diferentes niveles de desempeño, para el caso que ejemplifica este criterio, se escogieron arbitrariamente, de modo que dieran lugar a resultados razonables, y no representan valores que hayan sido obtenidos de una manera probabilista, ya que esto queda fuera del propósito y del alcance de esta tesis.

2.4 Curvas de desempeño objetivo

Como se mencionó anteriormente, 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. Una forma de expresar los objetivos de desempeño estructural puede ser como se muestran en la *figura 2.3* (Collins y Stojadinovic, 2000).

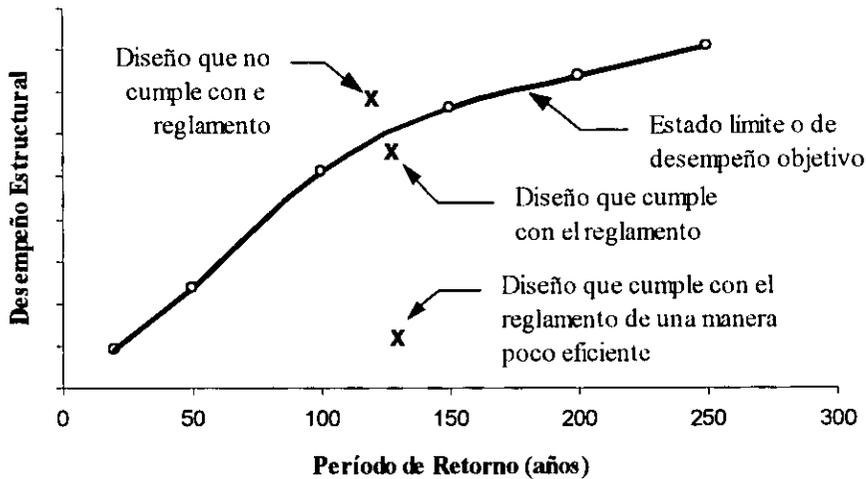


Figura 2.3. Curva de desempeño objetivo

En el eje vertical se muestra una medida del desempeño estructural. Esta medida puede ser, conceptualmente, cualquier respuesta estructural observada cuantitativamente (i.e. deformaciones, demandas de ductilidad, etc.), que pueda ser medida directamente en estructuras reales y que pueda ser también evaluada analíticamente con una exactitud aceptable usando modelos computacionales habituales. En el eje horizontal se muestran diferentes períodos de retorno de los sismos de diseño, los cuales pueden ser definidos en función de los eventos sísmicos esperados durante la vida útil de la estructura. Cada punto específico de la *curva de desempeño objetivo* deberá ser fijado por el grupo encargado de escribir el código de diseño sísmico. Por lo tanto, la forma de la curva depende de las medidas tolerables de la respuesta especificadas por el código.

Para garantizar que una estructura cumpla con todos los niveles de desempeño estructural durante su vida útil de una manera eficiente, ésta tendrá que tener una *curva de desempeño estructural* que esté ligeramente por debajo de la *curva de desempeño objetivo* para todos los niveles de la respuesta estructural. En otras palabras, 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" realizado en ésta. La calidad del diseño local comprende el diseño y detallado de elementos que soportan cargas (tales como vigas, columnas, muros de cortante) y sus conexiones. Un buen diseño local asegura que los elementos estructurales pueden soportar deformaciones laterales significativas y deformaciones cíclicas sin perder su habilidad para soportar cargas gravitacionales. Un buen diseño local también significa que los elementos estructurales sean capaces de redistribuir las cargas que actúan en ellos cuando éstos fluyen.

Por las razones mencionadas anteriormente, la *curva de desempeño estructural* no puede ser determinada sin hacer un estudio detallado de la respuesta estructural o de un análisis probabilista.

Una forma más sencilla de revisar si la estructura cumple con los niveles de desempeño especificados, es realizar algunas revisiones solamente en algunos puntos para verificar que la *curva de desempeño estructural* no sea rebasada. Para evitar que se presente el caso como el que se muestra en la *figura 2.4* donde existe una región intermedia donde la curva de desempeño estructural está por encima de la curva de desempeño objetivo, se deben revisar tres o más diferentes puntos para verificar que no se rebasen los requerimientos de los reglamentos del diseño por desempeño.

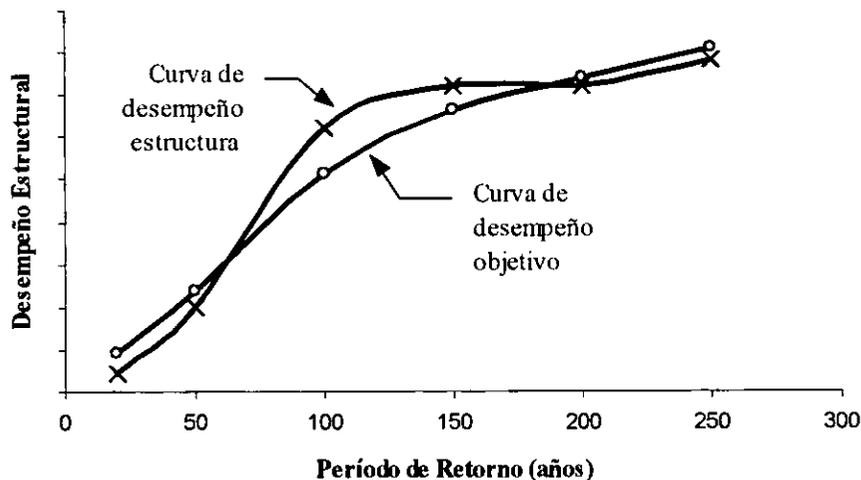


Figura 2.4. Curva de desempeño estructural que no cumple con el nivel de desempeño objetivo

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. Es necesario realizar más investigaciones para poder proveer mas información acerca de las características generales de las *curvas de desempeño estructural* para diferentes grupos de sistemas estructurales. Una vez que se tenga conocimiento de esto, se tendrán las herramientas para formular *curvas de desempeño objetivo* para diferentes tipos de sistemas estructurales. Esto conducirá a los diseñadores a realizar diseños más seguros y económicos.

Capítulo

3

MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En general los reglamentos de diseño sísmico (incluyendo el RCDF-1993) establecen procedimientos para el diseño y revisión de la seguridad de acuerdo con el criterio de diseño por resistencia. Este implica que se debe cumplir que la suma de los efectos de todas las cargas nominales multiplicadas por sus factores de carga no exceda la resistencia nominal multiplicada por su factor de resistencia. Además, se debe verificar que la respuesta no exceda ciertos estados límite de servicio (distorsiones de entrepiso, efectos de vibraciones, etc). En el caso de que éstos no se satisfagan se procede a aumentar la resistencia y rigidez de los miembros estructurales hasta que se cumpla con los requisitos de desplazamientos tolerables que se establecen en las normas.

3.1 Criterio comúnmente utilizado en México para el diseño del refuerzo con disipadores

En nuestro país los requisitos para el diseño de edificios con disipadores implican respetar las especificaciones del reglamento de diseño sísmico de la localidad de interés. Para el caso del Distrito Federal se deben respetar las especificaciones del Reglamento de Construcciones vigente (RCDF-1993). Esto implica respetar conceptos como los siguientes: valor del coeficiente de comportamiento sísmico (Q), que toma en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura, el sismo de diseño, los valores de las cargas vivas de diseño, etc. Por otro lado, es práctica común verificar que la demanda de ductilidad de los disipadores histeréticos no exceda su ductilidad disponible, según estudios de laboratorio. En México no existen especificaciones sobre las pruebas de laboratorio que deben hacerse a los disipadores.

El criterio empleado para el diseño de estas estructuras es uno basado en la resistencia lateral (como lo recomienda el RCDF-1993) que además estipula que se verifique que los desplazamientos máximos relativos de entrepiso no rebasen cierto valor (0.006 ó 0.012 de la altura del entrepiso, según sea el caso). También se verifica que las ductilidades de los disipadores y del conjunto estructural sean menores que cierto valor (para los disipadores ADAS se adopta una ductilidad disponible de aproximadamente 6, y para el conjunto estructural la demanda de ductilidad global aceptada es entre 1.5 y 2.5).

En general se realizan dos tipos de análisis: uno dinámico modal espectral, en donde la estructura se representa en tres dimensiones, y otro no lineal paso a paso en el tiempo, en donde la estructura se representa mediante modelos bidimensionales. Para el análisis espectral se adopta un espectro no lineal asociado a cierta demanda de ductilidad y a un amortiguamiento de 5% o bien un espectro lineal con amortiguamiento elevado (*LR Ruiz y Badillo, 2000*).

3.2 Métodos de análisis de edificios con disipadores según el FEMA-273

Los procedimientos de análisis para reforzar edificios con disipadores de energía propuestos por el FEMA-273, 1997 (Federal Emergency Management Agency) son los siguientes.

Métodos de análisis estáticos

□ **Método estático lineal**

Diseño por fuerzas sísmicas

□ **Método estático no lineal**

Análisis del empujón (push-over)

Métodos de análisis dinámicos

□ **Método dinámico lineal**

Método basado en el espectro de respuesta.

Método basado en el análisis de historias en el tiempo.

□ **Método dinámico no lineal**

Método basado en el análisis de historias en el tiempo.

El criterio de análisis que se propone en esta tesis es una variante del *método basado en el análisis de historias en el tiempo*.

En este *método basado en historias en el tiempo* el modelo de análisis es similar al que se utiliza para estructuras sin disipadores. El modelo matemático debe incluir el comportamiento no lineal tanto de la estructura como de los disipadores de energía. En este método los desplazamientos de diseño se establecen a través del análisis dinámico usando historias de movimiento del terreno.

La respuesta calculada puede ser altamente sensible a las características de movimientos del terreno específicos; por lo tanto, se recomienda realizar el análisis con mas de un registro sísmico.

El FEMA-273 recomienda que el análisis de historias en el tiempo debe hacerse 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) que sean registros de historias en el tiempo de no menos de tres movimientos sísmicos que sean representativos del lugar en cuestión. 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 (por ejemplo, el desplazamiento en un nivel específico, la distorsión máxima de entrepiso, la fuerza en un miembro, etc.) para determinar el diseño. Si se usan siete o más pares de registros de movimientos horizontales para el análisis de historias en el tiempo se usa la respuesta promedio del parámetro de interés para realizar el diseño.

Debido a que los modelos numéricos se afectan directamente por los efectos de la respuesta del material inelástico, las fuerzas internas calculadas serán aproximaciones razonables de las que se pudieran presentar realmente en una estructura durante el sismo de diseño.

Las historias de aceleración deben ser congruentes con los movimientos sísmicos de diseño en cuanto a magnitud, distancia focal y tipo de mecanismo de falla. Cuando no existan suficientes registros obtenidos mediante instrumentos sísmicos, se podrán usar simulaciones de historias de aceleración en el tiempo.

Para analizar una estructura mediante el método dinámico no lineal se debe considerar que el comportamiento de la estructura en general tiene degradación de rigidez y resistencia ante ciclos alternados de carga (especialmente cuando se trata de una estructura de concreto reforzado), ya que se pueden cometer errores considerables al calcular la respuesta si no se toman en cuenta dichas consideraciones.

El tipo de análisis que se usa en este trabajo es el dinámico no lineal de estructuras bidimensionales basado en el análisis de las historias en el tiempo usando un sistema equivalente de un grado de libertad. Este sistema trata de representar el desplazamiento lateral del último nivel de un sistema de varios grados de libertad. A partir de éste pueden estimarse los desplazamientos laterales de todos los niveles y la distorsión máxima de entrepiso de dicho sistema.

Capítulo

4

CALIBRACIÓN DEL MÉTODO PARA FORMULAR SISTEMAS EQUIVALENTES DE 1GDL

4.1 Investigaciones sobre el uso de sistemas equivalentes

La solución exacta de un análisis dinámico es posible solamente para estructuras relativamente simples cuando la variación carga-tiempo y la relación fuerza-desplazamiento son funciones matemáticas convenientes. Por estas razones es prudente, al menos para propósitos de diseño práctico, adoptar métodos aproximados, los cuales permitan rapidez en los análisis de una estructura compleja con una aproximación aceptable. Estos métodos usualmente requieren que se idealicen en algún grado tanto la estructura como las cargas. Una manera de simplificar el problema es representar los sistemas de varios grados de libertad mediante sistemas equivalentes de un grado de libertad.

El concepto de sistema equivalente no es nuevo, varias metodologías se han propuesto en la literatura (El Saïidi y Sozen, 1979; Qi y Moehle, 1991; Bonacci, 1994; Collins, Wen y Foutch 1995, etc).

Qi y Moehle (Qi 1991) desarrollaron un estudio analítico de las características de la respuesta del desplazamiento inelástico de sistemas equivalentes de un grado de libertad (*SEIGDL*). Estos sistemas fueron sometidos a excitaciones sísmicas para lograr, mediante formas prácticas, estimar los valores máximos del desplazamiento de sistemas de varios grados de libertad mediante sus *SEIGDL*. El método para estimar el desplazamiento inelástico de sistemas de varios grados de libertad a partir de *SEIGDL* se extendió para estimar la distorsión máxima de entrepiso que un edificio puede experimentar ante la acción de un sismo.

Los modelos de sistemas equivalentes de un grado de libertad que se presentan en el estudio de Qi y Moehle intentan representar los desplazamientos y las resistencias de edificios de varios niveles. Para llevar a cabo esta representación se realizaron algunas suposiciones necesarias para definir la masa, la resistencia y la rigidez equivalentes.

Los sistemas elásticos de varios grados de libertad se convierten fácilmente a *SEIGDL* por medio de las propiedades de ortogonalidad de los modos. Sin embargo, si se presenta la respuesta inelástica es necesario hacer una aproximación más general.

Para entender cómo un *SEIGDL* representa la respuesta de una estructura de varios grados de libertad bajo excitaciones sísmicas primero se revisa la respuesta de un *SEIGDL* idealizado.

Qi y Moehle proponen que para convertir un sistema de varios grados de libertad a un *SEIGDL* se suponga una forma del vector que se usa como vector de forma constante $\{\phi\}$ que corresponda a la deflexión que ocurre aproximadamente al 1 % del desplazamiento en el nivel de azotea dividido entre la altura total de la estructura (Δ_{azotea}/H). Este vector de forma corresponde a la forma de deflexión bajo la acción de cargas laterales estáticamente aplicadas y gradualmente distribuidas en forma de triángulo inverso. La forma del vector se normaliza con respecto al nivel de azotea del marco.

Una vez que se aplican las cargas laterales estáticas, se obtiene una curva carga-desplazamiento. Con el propósito de idealizar esta curva, es necesario definir dos puntos, los cuales corresponden al punto de fluencia y al estado de resistencia última. El estado de resistencia última se define como el desplazamiento máximo y su correspondiente resistencia que se espera desarrolle la estructura. Se

recomienda que el punto de fluencia se determine encontrando el punto de intersección de una línea tangente a la porción inicial de la curva carga-desplazamiento con la línea tangente de la curva carga-desplazamiento a aproximadamente 1% de la distorsión global. Esto se hace para que pueda modelarse el período elástico del sistema. Este punto de fluencia debe definir una fuerza de fluencia tal, que el área debajo de la curva bilineal idealizada y la curva calculada (obtenida directamente del análisis estático no lineal) tengan áreas iguales. Esto significa que se preserva la capacidad de absorción de energía.

La fuerza equivalente de fluencia se define como el producto punto del vector de forma y el vector de cargas que causa la fluencia de la estructura.

Para mostrar la validez de los modelos de los *SEIGDL*, se hicieron varios análisis de la respuesta en el tiempo ante excitaciones sísmicas de éstos y sus correspondientes sistemas de varios grados de libertad. Los resultados obtenidos en el cálculo de desplazamientos de los *SEIGDL* se asemejan con una exactitud razonable a las respuestas de desplazamiento obtenidas en el nivel de azotea de marcos de varios grados de libertad analizados en este estudio.

Existen varias ventajas si se usa el modelo equivalente de un grado de libertad. Primera, la derivación del sistema equivalente puede expresarse matemáticamente de una manera consistente. Segunda, el período del sistema equivalente se aproxima al período fundamental elástico de la estructura de varios grados de libertad en exactamente la misma forma que lo hace el método de Rayleigh modificado. Tercera, el *SEIGDL* reproduce los desplazamientos del sistema de varios grados de libertad en el nivel de azotea (este punto es más conveniente que ningún otro punto de la estructura).

En un estudio más reciente *Collins, Wen y Foutch (1995)* proponen una metodología aproximada de análisis. Ésta se deriva de metodología propuesta por Qi y Moehle mencionada en los párrafos anteriores. Esta metodología usa los resultados de un análisis estático no lineal llamado "push-over" (del empujón) para desarrollar modelos de *SEIGDL* equivalentes de una estructura de varios grados de libertad.

El objetivo del análisis estático no lineal es el de permitir llevar a cabo una evaluación aproximada de las demandas de deformación en elementos críticos, hacer notar características indeseables, tales como discontinuidades en la resistencia y la rigidez y sobrecargas en elementos potencialmente frágiles, hacer notar regiones donde se tengan grandes demandas de deformación que requieren un detallado adecuado, además de proporcionar estabilidad global del sistema estructural. El diagrama fuerza estática-deformación que se obtiene del análisis "push-over", proporciona un método conveniente (aunque

aproximado) de visualizar el problema inelástico. Se reconoce que estos tipos de análisis no son del todo perfectos, pero ayudan a proporcionar una idea de la calidad sismo-resistente que posee la estructura.

El criterio que se está proponiendo en esta tesis está basado en el estudio de *Collins et al (1995)*. A continuación se hace descripción completa y detallada de este método.

4.1.1 Metodología del sistema equivalente

Ecuaciones para el modelo equivalente de un grado de libertad.

Es común idealizar a los marcos planos como sistemas de varios grados de libertad cuya masa se considera concentrada en cada nivel. La ecuación que describe el movimiento de una de varios grados de libertad sujeta a movimiento horizontal en la base puede escribirse como:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + \{R\} = -[M]\{1\}u_g \quad (4.1)$$

donde $[M]$ es la matriz de masa (se supone diagonal), $\{u\} = \{u(t)\}$ es el vector de desplazamientos laterales en cada piso, $[C]$ es la matriz de amortiguamiento, $\{R\} = \{R(t)\}$ es el vector de fuerza restauradora, $\{1\}$ es un vector con todos los componentes iguales a uno, y $u_g = u_g(t)$ es el desplazamiento del suelo. Los puntos en la parte superior significan la derivada respecto al tiempo.

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

Para desarrollar un modelo equivalente de un grado de libertad, se deben hacer algunas suposiciones sobre el vector de desplazamientos $\{u\}$, y el vector de fuerzas restauradoras $\{R\}$. Supongamos que el vector $\{\Psi_i\}$ representa un perfil de desplazamiento lateral de la estructura, el cual se normaliza de manera que la componente de $\{\Psi_i\}$ correspondiente al desplazamiento de azotea sea de valor unitario. Con esta suposición, el vector de desplazamientos laterales en la ecuación (4.1) puede representarse como $\{u(t)\} = \Psi_i D(t)$. El vector $\{\Psi_i\}$ puede obtenerse basándonos en los resultados de un análisis estático "push over" de la estructura de varios grados de libertad. Este análisis se lleva a cabo mediante un incremento gradual

de una distribución de fuerzas laterales prescritas $\{f\}$, las cuales se normalizan tal que se presente un cortante basal unitario. En cualquier estado del análisis "push-over" la distribución de fuerzas aplicadas se representa por $V\{f\}=\{Vf\}$, donde V es el factor de escala el cual físicamente representa el cortante basal.

Debido a que el factor de fuerza restauradora $\{R\}$ en la ecuación (4.1) puede interpretarse como la fuerza nodal estática asociada con el desplazamiento nodal $\{u\}$, puede suponerse que $\{R\}$ se representa por el mismo vector de fuerzas usado en el análisis "push-over", es decir $\{R\}=V\{f\}$.

Sustituyendo $\{R\}$ y $\{u\}$ en la ecuación (4.1) tenemos que:

$$[M]\{\Psi_i\}\ddot{D} + [C]\{\Psi_i\}\dot{D} + V\{f\} = -[M]\{1\}u_g \quad (4.2)$$

Durante el análisis "push-over", se registra la variación de V con respecto de D , y se grafica V contra D . En general, la curva resultante de puede representarse como:

$$V = KG(D) \quad (4.3)$$

Donde K es un escalar que representa la pendiente de la porción inicial de la curva y $G(D)$ es la 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 bi-lineal, entonces:

$$G(D) = D \quad \text{para } D \leq D_y \quad (4.4.a)$$

$$G(D) = D_y + \alpha_H(D - D_y) \quad \text{para } D > D_y \quad (4.4.b)$$

donde α es la relación de rigidez posterior a la fluencia respecto a la rigidez inicial y D_y es el desplazamiento global de fluencia obtenido de la gráfica de V contra D .

Sustituyendo la ecuación (4.3) en la ecuación (4.2):

$$[M]\{\Psi_i\}\ddot{D} + [C]\{\Psi_i\}\dot{D} + KG(D)\{f\} = -[M]\{1\}u_g \quad (4.5)$$

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

$$\{\Psi_2\}^T [M] \{\Psi_1\} \ddot{D} + \{\Psi_2\}^T [C] \{\Psi_1\} \dot{D} + KG(D) \{\Psi_2\}^T \{f\} = -\{\Psi_2\}^T [M] \{1\} u_g \quad (4.6)$$

Si definimos.

$$M^* = \{\Psi_2\}^T [M] \{\Psi_1\} \quad (4.7.a)$$

$$C^* = \{\Psi_2\}^T [C] \{\Psi_1\} \quad (4.7.b)$$

$$K^* = K \{\Psi_2\}^T \{f\} \quad (4.7.c)$$

$$L^* = \{\Psi_2\}^T [M] \{1\} \quad (4.7.d)$$

$$P^* = L^*/M^* \quad (4.7.c)$$

$$(\omega^*)^2 = K^*/M^* \quad (4.7.d)$$

$$C^*/M^* = 2\xi\omega^* \quad (4.7.e)$$

Entonces la ecuación (2.8) queda:

$$M^* \ddot{D} + C^* \dot{D} + K^* G(D) = -L^* u_g \quad (4.8)$$

Después de dividir entre M^* :

$$\ddot{D} + 2\xi\omega^* \dot{D} + (\omega^*)^2 G(D) = -P^* u_g \quad (4.9)$$

La ecuación (4.9) puede interpretarse como la ecuación de movimiento para un oscilador de un grado de libertad con frecuencia lineal elástica inicial ω^* y relación de amortiguamiento ξ . La excitación para el sistema equivalente se obtiene al escalar el acelerograma real con el factor $P^* = L^*/M^*$.

En la ecuación anterior el vector $\{\Psi_2\}$ no se definió explícitamente. Hay al menos dos posibles formas de elegir este vector. La primera es considerar $\{\Psi_2\} = \{\Psi_1\}$, entonces la ecuación resultante del sistema de un grado de libertad es consistente con la ecuación del sistema de un grado de libertad equivalente, que se deriva de usar el principio del trabajo virtual ([Clough y Penzien, 1975](#)). Sin embargo, en este caso,

el término $K^*G(D)$ de la ecuación (4.8) no representa el cortante basal debido a que K^* no es igual a K . Si se usa $\{\Psi_2\} = \{1\}$, entonces $K^* = K$ y $K^*G(D)$ corresponde al cortante basal V .

Cálculo de la Relación de Distorsiones Máximas de Entrepiso.

En el modelo del sistema equivalente de un grado de libertad (*SE1GDL*) se supone un perfil de desplazamientos constante normalizado, descrito por el vector $\{\Psi_1\}$ correspondiente a un desplazamiento de azotea igual al 1% de la altura. Basados en esta suposición, el vector de desplazamientos laterales de los niveles de entrepiso es igual a $\{u(t)\} = \{\Psi_1\}D(t)$, y el vector de desplazamientos máximos de los niveles de entrepiso es $\{u_{max}\} = \{\Psi_1\}D_{max}$. La relación de distorsiones de entrepiso resultante en cualquier nivel "i" puede definirse en términos de los desplazamientos del piso "i" encima del nivel y del piso "i-1" debajo de dicho nivel.

$$\gamma_i = \frac{u_{max,i} - u_{max,i-1}}{h_i} = \frac{D_{max} [\Psi_{1,i} - \Psi_{1,i-1}]}{h_i} \quad (4.10)$$

donde γ_i es la relación de distorsiones de entrepiso y h_i es la altura del nivel "i". La relación máxima de distorsiones de entrepiso entre todos los niveles es:

$$\gamma_{max} = D_{max} \left\{ \frac{[\Psi_{1,i} - \Psi_{1,i-1}]}{h_i} \right\}_{max} \quad (4.11)$$

La relación de distorsión global γ_G , se define como:

$$\gamma_G = \frac{D_{max}}{H} \quad (4.12)$$

donde H es la altura total del edificio. Multiplicando el lado derecho de la ecuación (4.11) por γ_G / γ_G y sustituyendo la ecuación (4.12) por γ_G en el denominador, resulta la siguiente expresión, la cual depende de la relación de distorsiones de entrepiso y la relación de distorsiones globales.

$$\gamma_{\max} = \frac{D_{\max} \left[\frac{\Psi_{1,i} - \Psi_{1,i-1}}{h_i} \right]_{\max}}{\frac{D_{\max}}{H}} \gamma_G = H \left[\frac{\Psi_{1,i} - \Psi_{1,i-1}}{h_i} \right]_{\max} \gamma_G = \beta_{LG} \gamma_G \quad (4.13)$$

donde el factor β_{LG} se basa en el perfil de desplazamientos supuesto, usado para obtener el modelo del *SEIGDL*. Este nos proporciona una relación aproximada entre la respuesta de desplazamientos predicha por el modelo del *SEIGDL* y la relación de distorsiones de entrepiso de la estructura de varios grados de libertad. Para el cálculo de las distorsiones de entrepiso sólo se considera el desplazamiento lateral de los niveles de entrepiso. No se considera la flexión general del edificio. Por esta razón este método no aplica en el caso de edificios esbeltos, ya que la flexión general es muy importante en este tipo de edificios.

En lo que a continuación se presenta se calibra un método orientado a obtener el comportamiento dinámico no lineal de edificios convencionales y con disipadores de energía, mediante sistemas equivalentes de un grado de libertad (*SEIGDL*). La finalidad del sistema equivalente es representar adecuadamente el desplazamiento lateral del último nivel y la distorsión relativa de entrepiso máxima del marco de múltiples grados de libertad (*MGDL*). Además, se hace ver la importancia de considerar en el análisis la degradación de los elementos estructurales de concreto reforzado. La calibración del método se lleva a cabo comparando la respuesta del sistema *MGDL* y la respuesta del sistema equivalente de *1GDL*.

4.2 Características del marco estructural en estudio

Para hacer la calibración del método útil para formular sistemas equivalentes de un grado de libertad se analizan dos marcos de concreto reforzado de 10 niveles y tres crujeías. Se supone que forman parte de un edificio de planta cuadrada. Uno de ellos es un *marco convencional* que cumple con los lineamientos de diseño del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1993 (RCDF-93) para marcos dúctiles ($Q=4$). El otro marco es un *marco reforzado*, que resulta de colocarle disipadores de energía al *marco convencional*.

El marco estructural seleccionado (convencional) tiene un periodo inicial de 1.03s y se supone ubicado en el terreno blando de la ciudad de México, cerca de la estación SCT. El diseño del marco convencional se detalla en *Silva (1993)*. Las dimensiones y la geometría del marco se muestran en la tabla 4.1. y en la *figura 4.1*.

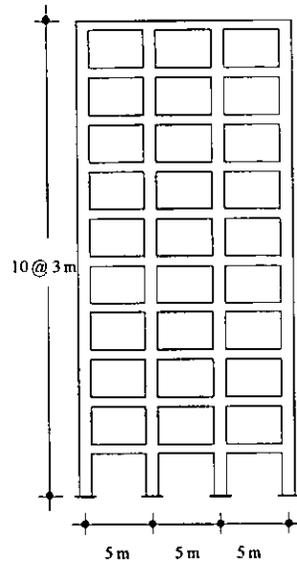


Figura 4.1. Geometría del marco en estudio

Nivel	Columnas (cm)	Trabes (cm)
1 a 4	56 × 56	35 × 75
5 a 6	54 × 54	
7 a 8	50 × 50	
9 a 10	42 × 42	

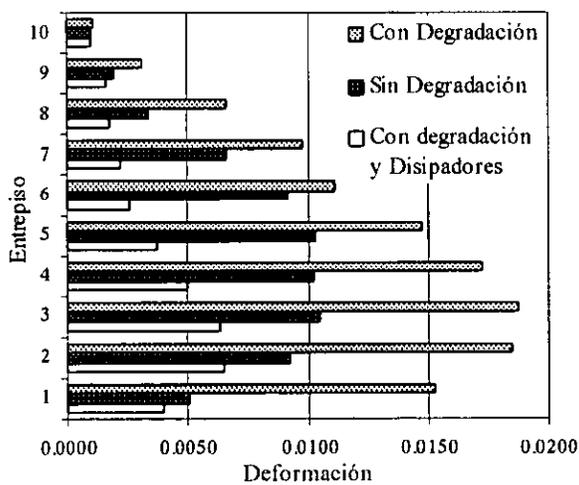
Tabla 4.1. Dimensiones de las secciones transversales del marco

4.3 Importancia de considerar la degradación de rigidez

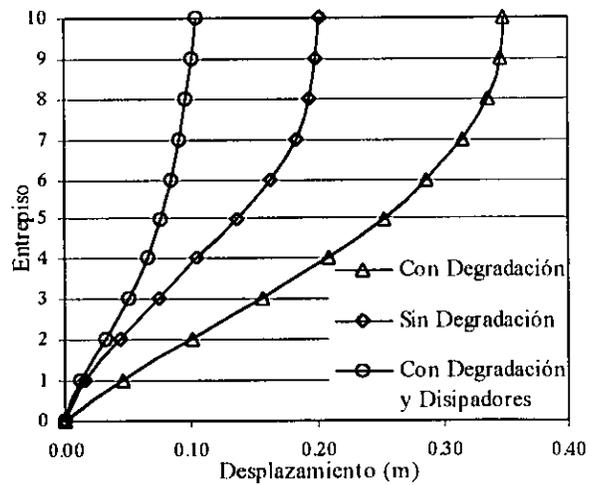
En la actualidad, la filosofía de diseño sismorresistente permite a las estructuras incursionar en el intervalo de comportamiento no lineal durante la acción de sismos severos. Como resultado de esta filosofía de diseño, la resistencia lateral de diseño en las estructuras es menor, y en algunos casos mucho menor, que la resistencia necesaria para mantener a la estructura en el intervalo de comportamiento elástico durante eventos sísmicos intensos. Generalmente la reducción de fuerzas debida a la capacidad de disipación de energía histerética de una estructura se considera en el diseño sismorresistente por medio de factores de reducción de resistencia que se utilizan para reducir las ordenadas del espectro elástico de diseño. En la estimación de la capacidad de resistencia lateral mínima necesaria para asegurar un adecuado control de las deformaciones inelásticas durante movimientos sísmicos intensos es necesaria

una buena estimación de los factores de reducción de resistencia, estimación que no será del todo confiable si no se considera la degradación de rigidez. Esto puede traer como consecuencia diseños inadecuados, que pueden llevar a que las estructuras diseñadas con ellos presenten daños importantes después de un sismo intenso.

Las figuras 4.2 a y b muestran las deformaciones de entrepiso y los desplazamientos totales (obtenidos con el sismo SCTEW85) del marco que tiene degradación y de aquel que no tiene degradación de rigidez. En la figura 4.2 a se puede observar que cuando se considera la degradación de rigidez (modelo de Takeda extendido con parámetros $\alpha=0.4$, $\beta=0.1$ y $N=1.0$) las distorsiones de los cinco entrepisos inferiores son mayores que 0.012; sin embargo, cuando no se considera la degradación entonces la deformación máxima de entrepiso es de 0.0104. Esto significa que en el primer caso la estructura no cumpliría con las recomendaciones del RCDF-93 y en el segundo caso sí las cumpliría.



a) Deformaciones de entrepiso



b) Desplazamientos totales

Figura 4.2. Respuestas del marco en estudio

Para realizar el análisis de la estructura se usó el programa *Drain-2D* (Kanaan y Powell, 1973), ya que al momento de realizar el estudio, éste era la única herramienta con que se contaba, que considerara algún tipo de degradación (ya fuera de rigidez o de resistencia) de los elementos de concreto reforzado. Se usa el modelo de degradación de rigidez de Takeda extendido porque es el único modelo de degradación con que cuenta dicho programa. Se usan los parámetros de degradación de rigidez $\alpha=0.4$, $\beta=0.1$ y $N=1.0$ para el modelo de Takeda extendido. Estos valores fueron los que se usaron en un estudio realizado

por Powell (Powell 1975) para verificar la correspondencia entre la respuesta de un modelo experimental de un marco de concreto reforzado de dos niveles y una crujía y un modelo analítico que representa a dicho marco de concreto reforzado en el cual se usa el modelo de degradación de rigidez de Takeda extendido.

Para tratar de explicar la gran diferencia entre los resultados que se obtienen al realizar el análisis del modelo del edificio que no considera la degradación de rigidez con el que si la considera (figura 4.2), se elaboraron los espectros de resistencia constante para el sismo de SCTEW85. Estos se presentan en las figuras 4.3. Se observa que al utilizar el modelo de degradación de Takeda extendido con los parámetros ya mencionados, la respuesta es mayor y en algunos casos mucho mayor con respecto a si no se considera la degradación de rigidez (modelo bilineal) hasta un período de 2.5 s. A partir de este período las respuestas son muy similares o si hay alguna diferencia, ésta es mínima. La mayor diferencia entre los dos análisis se presenta en 0.9 s, en donde el aumento en la respuesta llega a ser hasta en un 90% usando el modelo de Takeda extendido con respecto al modelo bilineal.

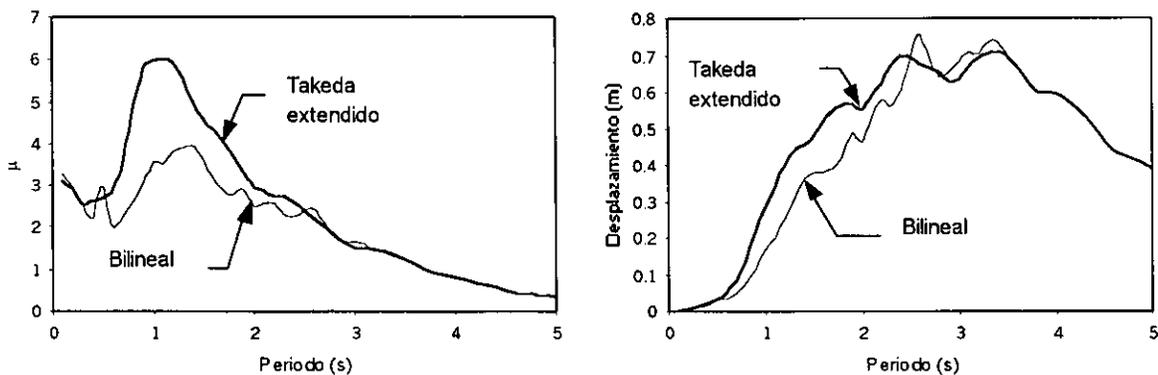
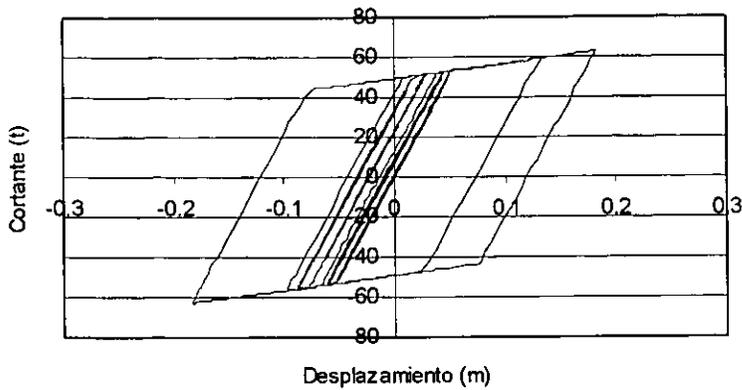
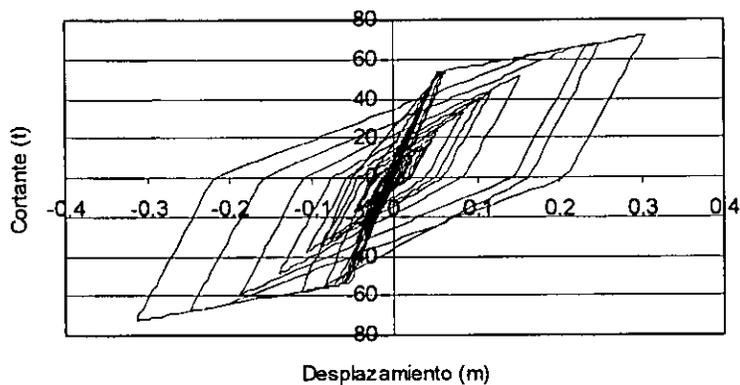


Figura 4.3. Espectros de resistencia constante para el sismo SCTEW85 para los modelos comportamiento histérico de Takeda extendido y bilineal.

El aumento en la respuesta del marco en estudio cuando se usa el modelo de Takeda extendido se debe a que cuando se presenta la degradación de rigidez, el marco por un lado incrementa su periodo hacia aceleraciones espectrales mayores, y por otro lado el modelo constitutivo considerado (*Takeda extendido*) hace que se disipe menor cantidad de energía, ya que los lazos de histéresis se vuelven más estrechos (ver figura 4.4). Si embargo, al considerar la degradación de rigidez, la respuesta puede variar, dependiendo del modelo de comportamiento histérico que se esté usando.



a) Modelo bilineal



b) Modelo de Takeda extendido

Figura 4.4. Modelos de comportamiento histerético usados en el análisis del marco en estudio

Puesto que en la realidad los elementos de concreto reforzado presentan degradación de rigidez cuando se someten a cargas dinámicas alternadas, se optó por utilizar el modelo que considera este efecto.

Las distorsiones que presenta el edificio son mayores que las máximas permisibles (ver *figura 4.2a*) por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-93). Por esta razón es necesario reforzar el *marco convencional*.

Para tener mayores bases acerca de lo que se menciona en los párrafos anteriores, se revisó un artículo de *Miranda y Ruiz (1998)*. Estos autores hacen ver la influencia que tiene la degradación de rigidez en las demandas de resistencia lateral de estructuras en suelos blandos. De ahí se concluyó lo siguiente:

- Los factores de reducción de resistencia para estructuras con degradación de rigidez y con períodos menores que 0.6 veces el período predominante del terreno, son en general, menores que los de estructuras sin degradación de rigidez. Esto tiene importantes implicaciones prácticas, ya que significa que las estructuras de período corto que puedan tener degradación de rigidez deben ser diseñadas para fuerzas laterales mayores que las estructuras que no presenten degradación de rigidez, lo que quiere decir que en este intervalo de períodos la degradación de rigidez es muy importante y no puede ni debe despreciarse.

- Para estructuras con períodos cercanos o mayores que el período predominante del terreno, los factores de reducción de resistencia de estructuras con degradación de rigidez son mayores que los correspondientes a estructuras sin degradación. Esto implica que las estructuras en este intervalo de períodos y que pueden tener degradación de rigidez podrían diseñarse con resistencia ligeramente menores a las correspondientes a estructuras sin degradación de rigidez. Desde el punto de vista práctico esto significa que es conservador, en este intervalo de períodos, utilizar los factores de reducción derivados de estudios de sistemas sin degradación de rigidez para estructuras que puedan tener dicha degradación.

4.4 Obtención del refuerzo con el método comúnmente utilizado

Los disipadores seleccionados para este refuerzo trabajan a través de la plastificación del acero. El número de disipadores instalados fue tal que el *marco reforzado* cumpliera con las especificaciones del RCDF-93 en cuanto a deformaciones máximas permisibles y que además las demandas de ductilidad tanto de los disipadores como del marco fuesen aceptables. El proceso de refuerzo se detalla en *Segovia (1997)*.

El procedimiento seguido por Segovia para obtener el número de disipadores que se necesitan para que la estructura cumpla con los requerimientos del reglamento es el siguiente. Se realiza un análisis no lineal de la estructura de múltiples grados de libertad (*MGDL*) proponiendo un número de disipadores y una distribución de éstos a través de la altura del edificio. Luego se verifica que las distorsiones de entrepiso y las demandas de ductilidad no rebasen el límite permisible. De no ser así se repite este procedimiento hasta que las condiciones de diseño se encuentren cerca de los límites permisibles.

Como se puede observar en la *figura 4.2a*, las distorsiones del marco convencional (considerando la degradación de rigidez) rebasan el límite que marca el RCDF-93. Al colocar los disipadores de energía se logra una reducción considerable de la respuesta estructural de marco. Las distorsiones se reducen hasta en casi una tercera parte para los entrepisos donde se tenían las distorsiones más grandes.

En este caso se ve la efectividad de usar los disipadores de energía para reducir la respuesta de la estructura. Sin embargo el procedimiento utilizado es un procedimiento iterativo que consume una gran cantidad de tiempo. En la *figura 4.5* se muestra el arreglo final de los disipadores de energía del marco en cuestión.

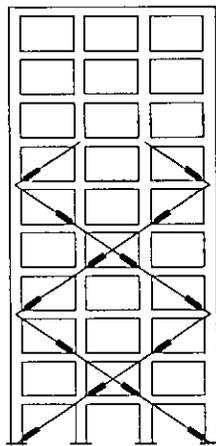


Figura 4.5. Arreglo final de los disipadores del edificio de 10 niveles (Segovia, 1997)

4.5 Criterio de equivalencia entre el SMGDL y el SE1GDL

En lo que sigue se aplica el criterio de equivalencia a los siguientes tipos de marcos:

1. *Sistema convencional.* En donde se considera la degradación de rigidez de los elementos de concreto reforzado.
2. *Sistema con disipadores de energía.* Este marco se obtiene al instalar disipadores de energía al *sistema convencional*. En este sistema con disipadores se considera la degradación de rigidez de los elementos de concreto reforzado. Además se supone que los disipadores de energía funcionan a través de la deformación plástica de sus componentes con comportamiento histerético estable sin ningún tipo de degradación.

4.5.1 Sistema convencional

El método que se usa para formular los modelos equivalentes de *sistemas convencionales* es una adaptación de la formulación de trabajo virtual desarrollado por *Collins, Wen y Foutch (LW 1995)*. Para llevar a cabo este análisis se idealiza a los sistemas de *MGDL* como marcos planos cuya masa se considera concentrada en cada nivel.

Siguiendo la metodología expuesta en el capítulo anterior se obtienen las propiedades M^* , C^* , K^* , L^* , $(\omega^*)^2$, P^* , C^*/M^* , del sistema equivalente (ver ecuaciones 4.7 a-e). Los parámetros α_H (la relación de rigidez de posfluencia) y D_y (desplazamiento global de fluencia) que aparecen en la ecuaciones (4.4.a) y (4.4.b) del capítulo anterior, se calculan con las siguientes expresiones propuestas por *Badillo, Silva y Ruiz (LB 1998)*.

$$D_y = \frac{2A - V_u D_u}{K D_u - V_u} \quad (4.14)$$

$$\alpha_H = \frac{V_u - K D_y}{K(D_u - D_y)} \quad (4.15)$$

donde las siguientes son propiedades obtenidas a partir de la curva cortante basal-deformación de azotea V-D:

A = área bajo la curva

V_u = fuerza cortante última

D_u = desplazamiento último

K = rigidez inicial

El punto de fluencia D_y así como la relación de la rigidez de posfluencia α_H se determinan encontrando el punto de intersección de una línea tangente a la porción inicial de la curva cortante basal-deformación de azotea con la línea tangente de la rigidez de posfluencia de la misma curva. Esto se hace obteniendo la rigidez inicial del sistema, y fijando la resistencia y el desplazamiento último del mismo. Para garantizar que la capacidad de absorción de energía de las dos curvas sea igual, el punto de fluencia debe definir una resistencia de fluencia tal que el área debajo de la curva bilineal idealizada y la curva calculada tengan áreas iguales. Una vez que se tiene el desplazamiento de fluencia, la rigidez de posfluencia puede obtenerse sin mayores complicaciones, tal como lo indica la ecuación 4.15.

4.5.2 Sistema con disipadores de energía

Cuando el marco tiene disipadores de energía, su sistema equivalente está formado por dos elementos en paralelo. El primer elemento representa al marco de concreto reforzado. Dicho elemento debe considerar el posible deterioro de sus propiedades. El segundo elemento representa al sistema disipador. Este debe tener un comportamiento histerético estable. Cada elemento tendrá sus propias características de rigidez y de resistencia como se ilustra en la *figura 4.6*.

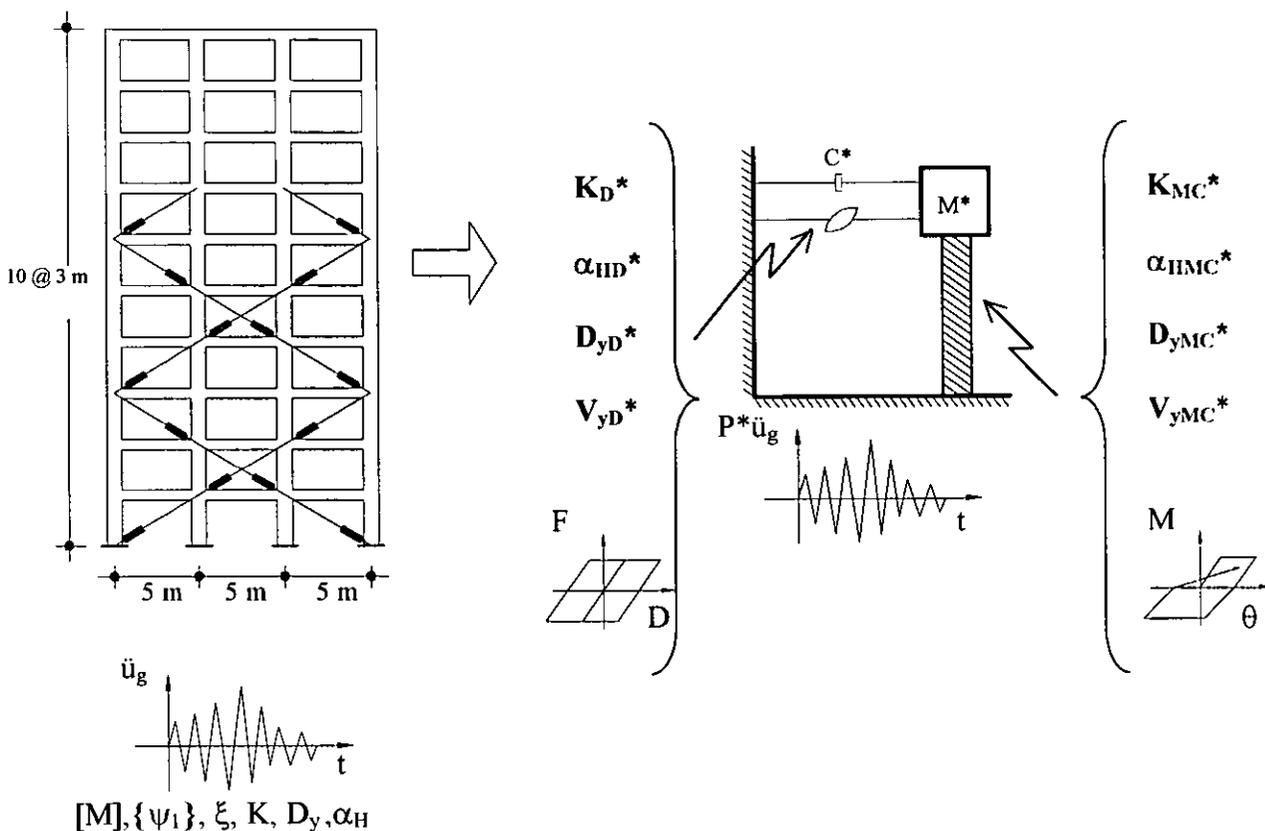


Figura 4.6. Marco con disipadores y su sistema equivalente

Para obtener el sistema equivalente de un grado de libertad es necesario realizar los siguientes dos análisis estáticos no-lineales:

1. *Sistema convencional (marco sin reforzar)*. Este marco es en el que aún no están instalados los disipadores de energía sísmica. De este análisis se obtiene una curva cortante basal desplazamiento lateral que se denominará $(V-D)_{MC}$. La pendiente de la porción inicial de esta curva se denomina K_{MC} .

2. Sistema con disipadores de energía (marco reforzado). De este análisis se obtiene una curva cortante basal desplazamiento lateral que se denominará $(V-D)_{MR}$. La pendiente de la porción inicial de esta curva se denomina K . Con este análisis se obtiene el vector $\{\Psi_1\}$ necesario para determinar las propiedades del sistema equivalente.

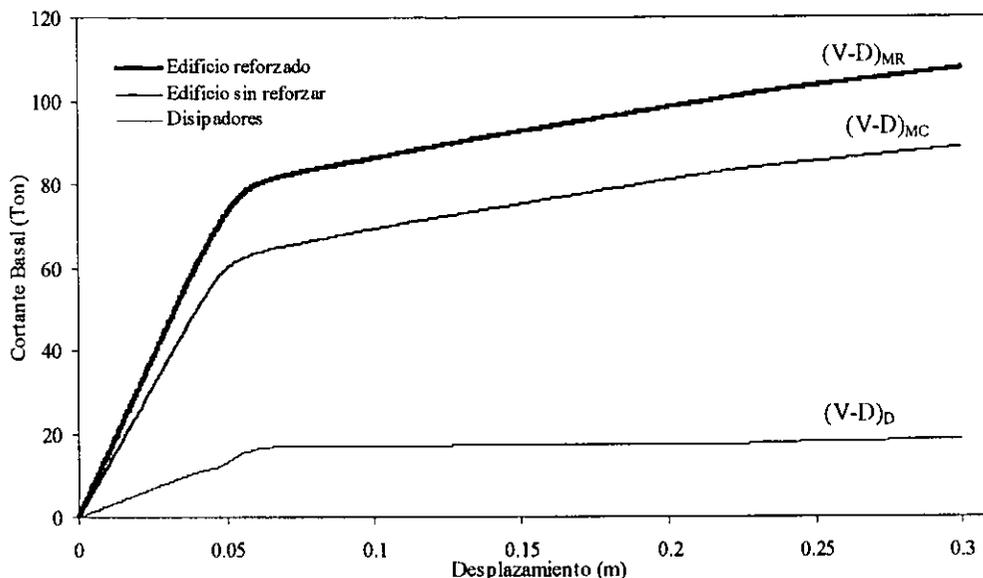


Figura 4.7. Curva cortante basal-desplazamiento de azotea del edificio reforzado, del edificio sin reforzar y de relación cortante-desplazamiento de los disipadores

La diferencia de estas dos curvas proporciona un diagrama cortante-desplazamiento lateral que se denomina $(V-D)_D$ que proporciona información sobre la capacidad de resistencia y deformación del sistema disipador (figura 4.7). La pendiente de la porción inicial de esta curva se denomina K_D . La masa M^* y el coeficiente de amortiguamiento C^* se obtienen con las ecuaciones (4.7.a) y (4.7.b). La rigidez del sistema equivalente al marco con disipadores puede expresarse como:

$$K^* = K\{\Psi_1\}^T\{f\} = (K_{MC} + K_D)\{\Psi_1\}^T\{f\} = K_{MC}\{\Psi_1\}^T\{f\} + K_D\{\Psi_1\}^T\{f\} = K_{MC}^* + K_D^* \quad (4.16)$$

K_{MC}^* y K_D^* son las rigideces de los elementos equivalentes (ver figura 4.6). Las deformaciones de fluencia D_{yMC} y D_{yD} , así como las relaciones de rigidez de posfluencia α_{HMC}^* y α_{HD}^* , de cada elemento se obtienen con las expresiones 4.14 y 4.15 usando los valores de A , V_u , D_u y K asociados a las gráficas correspondientes $(V-D)_{MC}$ y $(V-D)_D$. Las fuerzas de fluencia de cada elemento V_{yMC}^* y V_{yD}^* se obtienen con las siguientes expresiones:

$$V_{yMC}^* = K_{MC}^* D_{yMC} \quad (4.17)$$

$$V_{yD}^* = K_D^* D_{yD} \quad (4.18)$$

Si se observan con detenimiento las curvas de la *figura 4.7* puede pensarse que los disipadores fluyen después que los elementos del marco de concreto. Esto nos llevaría a pensar que se está actuando contra la filosofía de diseño donde se supone que los disipadores deben de fluir antes para tratar de disipar la mayor cantidad de energía y tratar de que el marco de concreto no incurra en el intervalo no lineal.

Por esto en la *figura 4.8* se muestra la secuencia de fluencia de los disipadores y de las trabes del marco en función del desplazamiento del nivel diez (las columnas no se articulan). Se observa que antes de que ocurra un desplazamiento de 0.04m habían fluido cuatro disipadores y se había formado una sola articulación plástica en una trabe. Hasta que se presenta un desplazamiento igual a 0.05m, habían fluido 10 disipadores y 7 trabes. Aproximadamente entre el intervalo de 0.05 y 0.054m fluyeron en forma simultánea ocho trabes y un disipador. La pendiente de las curvas de la *figura 4.8* es una medida de la rapidez con la aparece el comportamiento no-lineal en las trabes y disipadores. Mediante este tipo de análisis se puede detectar si el orden de la formación de articulaciones plásticas en los elementos estructurales es conveniente y se puede aprovechar esta información para, en caso necesario, modificar el diseño.

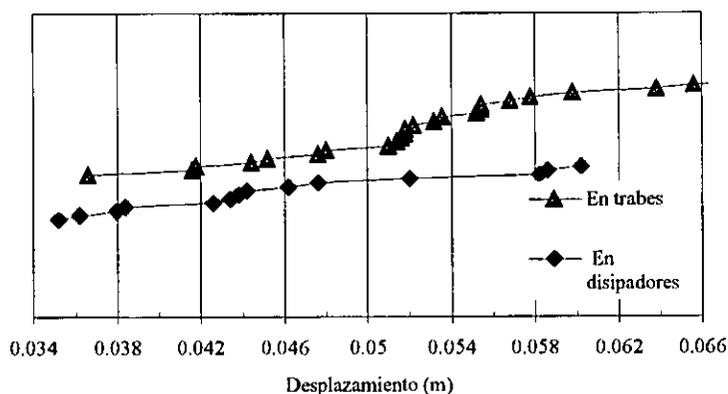


Figura 4.8. Secuencia de aparición de articulaciones plásticas en disipadores y en elementos estructurales.

La mejoría en la respuesta del marco tiene que ver con el aumento en la capacidad de disipación de energía, tal como se observa en la *figura 4.9*, donde se muestran las demandas de tres de los disipadores colocados en las diagonales de los entrepisos 1, 4 y 7. Estas figuras muestran que las demandas son aceptables en los entrepisos inferiores mientras que los disipadores del entrepiso 7 disipan poca energía. Debido a esto, no se colocaron disipadores en los entrepisos superiores edificio. Sin embargo hay que reconocer que dicha mejoría en la respuesta del marco, obviamente también tiene que ver con el incremento de rigidez y resistencia que provoca la introducción de los disipadores en el marco.

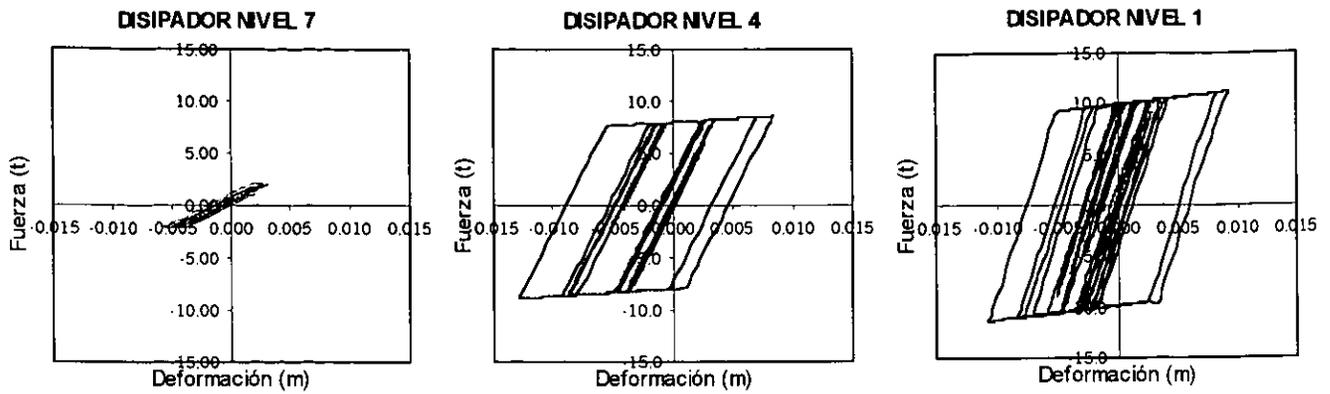


Figura 4.9. Comportamiento hysterético de los disipadores colocados en los entrepisos 7, 4 y 1

4.6 Parámetros de degradación equivalentes

Como se vio en las páginas anteriores el considerar la degradación de rigidez, para ciertos casos, puede ser muy importante. Por esto es necesario conocer el comportamiento hysterético con degradación de rigidez del sistema convencional en conjunto, ante cargas alternadas. Para ello se propone que se apliquen desplazamientos armónicos laterales a la estructura, similar a lo que se realiza en las pruebas pseudo-dinámicas en un laboratorio (usando una pared de reacción o algo equivalente) con desplazamientos laterales controlados mediante actuadores que empujan a la estructura horizontalmente en sus diferentes pisos.

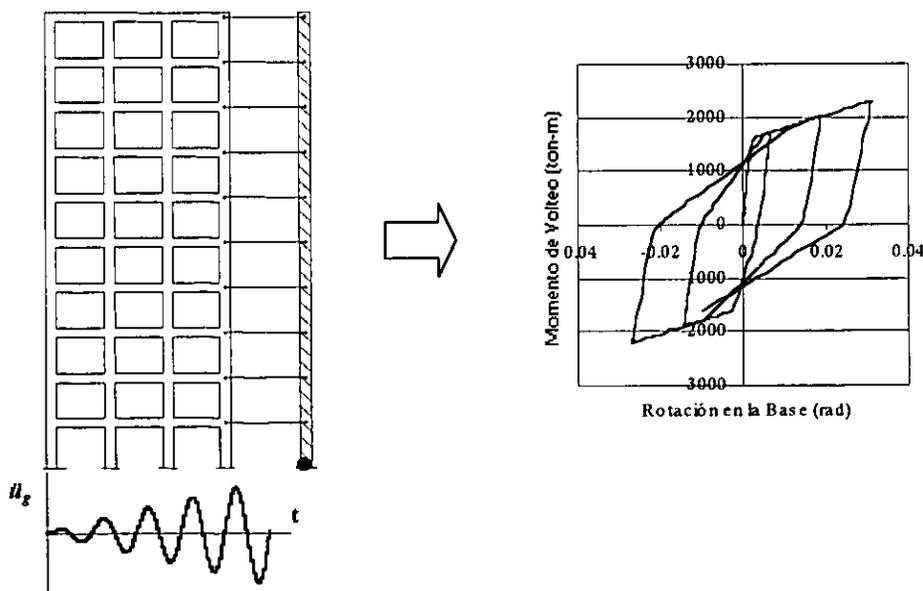


Figura 4.10. Representación esquemática para obtener los parámetros de degradación equivalentes

El tipo de comportamiento histerético que se presenta en el sistema de *MGDL* (representado a la derecha de la *figura 4.10*), se supone similar al que se presenta en el extremo inferior del elemento vertical de un sistema equivalente de *1GDL* cuando este se somete a excitaciones sísmicas.

Una vez que se ha hecho el análisis con las suposiciones que se mencionan en los párrafos anteriores y habiendo obtenido una gráfica donde se observe la relación momento-rotación como la de la *figura 4.10*, se procede a calcular los parámetros de degradación α y β del sistema equivalente de *1GDL*, tal como se muestra en la *figura 4.11* (modelo de Takeda extendido).

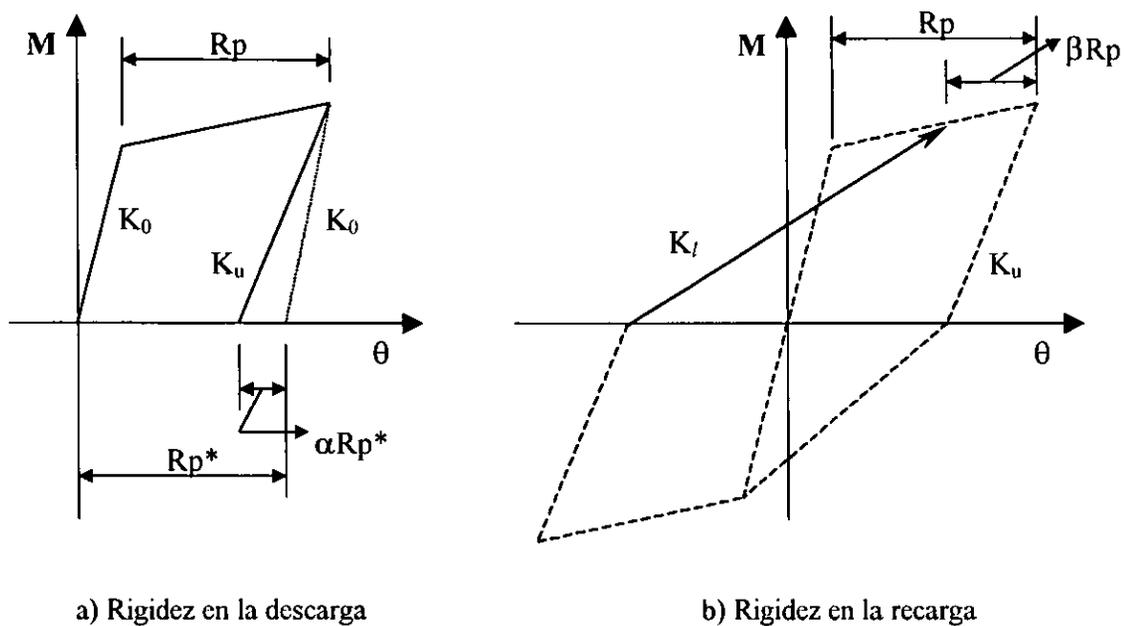


Figura 4.11. Obtención de los parámetros α y β a partir de la relación momento-rotación para el modelo de Takeda extendido

4.7 Obtención de los sistemas equivalentes

Enseguida se obtienen dos sistemas equivalentes de *1GDL*. Uno correspondiente al *marco convencional* y el otro al *marco reforzado*. El sistema equivalente al *marco reforzado* considera que existe degradación en el elemento que representa a la estructura de concreto reforzado y que no existe degradación en el elemento que representa al disipador equivalente.

Los análisis estáticos no-lineales de los marcos se llevaron a cabo con el programa de análisis estructural *Drain-2DX* (Prakash, et al 1993). En este estudio se utilizó como patrón de fuerzas estáticas laterales {f} la distribución de fuerzas sísmicas de diseño del *marco convencional* basadas en el Reglamento de Construcciones Del Distrito Federal (RCDF-93). El patrón de fuerzas {f} también puede obtenerse de otras maneras, como por ejemplo de un análisis modal espectral.

En la *figura 4.7* se presentan los resultados del análisis estático no-lineal del *marco convencional* y del *marco reforzado*. Obsérvese que las curvas finalizan cuando la distorsión global es de 1%, que en este caso corresponde a un desplazamiento lateral de 30cm del décimo nivel. La curva que corresponde al *marco convencional* se denota en la figura con $(V-D)_{MC}$ y la que corresponde al *marco reforzado* con $(V-D)_{MR}$. Al restar las ordenadas de ambas curvas se obtiene el diagrama $(V-D)_D$ que representa el sistema disipador instalado en el *marco reforzado*. Este se indica en la figura con la línea más delgada. En la figura se observa que el sistema disipador incrementa aproximadamente un 25% tanto la rigidez lateral como la resistencia total del *marco convencional*.

En la tabla 4.2 se listan los datos de las curvas mostradas en la *figura 4.7*.

Parámetro	$(V-D)_{MC}$	$(V-D)_{MR}$	$(V-D)_D$
Área (A)	20.96 ton-m	25.70 ton-m	4.68 ton-m
Rigidez inicial de la curva	1256.25 ton/m	1532.87 ton/m	276.62 ton/m
Desplazamiento último (D_u)	0.30 m	0.30 m	0.30 m
Cortante basal último (V_u)	89.20 ton	108.00 ton	18.72 ton

Tabla 4.2. Propiedades de las curvas V-D de la gráfica 4.7

4.7.1 Cálculo de los parámetros de los sistemas equivalentes

La metodología indica que hay que hacer un análisis estático no lineal “push-over” para obtener los *SEIGDL*. Éste tipo de análisis se realizó partiendo de un estado esforzado de la estructura, producto de la aplicación de las cargas gravitacionales. Se utilizó como patrón de fuerzas estáticas laterales {f} la distribución de fuerzas sísmicas de diseño basadas en el RCDF-93. Estos análisis se realizaron con el

programa Drain-2DX. En un análisis push-over que permanece solamente en el intervalo elástico, el vector $\{\Psi_i\}$ es constante en cualquier parte del análisis. En un análisis push-over no lineal, este vector deja de ser constante a partir del punto donde los elementos estructurales sobrepasan su límite de fluencia. La metodología sugiere que se tome $\{\Psi_i\}$ cuando la distorsión global de la estructura es igual al 1%.

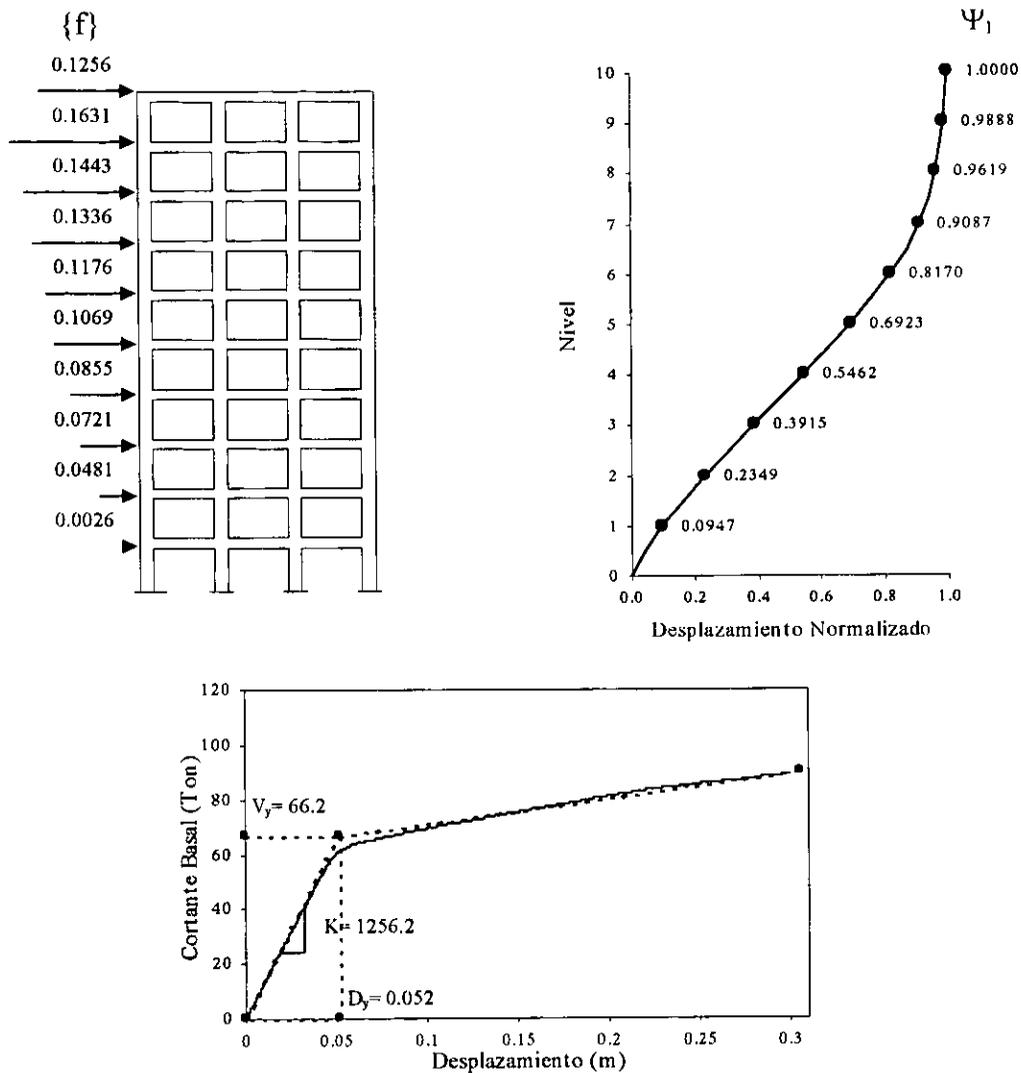


Figura 4.12. Datos y resultado del análisis estático no lineal "push-over" para el cálculo de los parámetros del modelo no lineal equivalente del marco convencional

En las figuras 4.12 y 4.13 se muestran el patrón de cargas, la curva cortante basal-desplazamiento, y el perfil de desplazamientos normalizado para el marco convencional y el marco reforzado. La curva V-D del es aproximada a una curva bilineal.

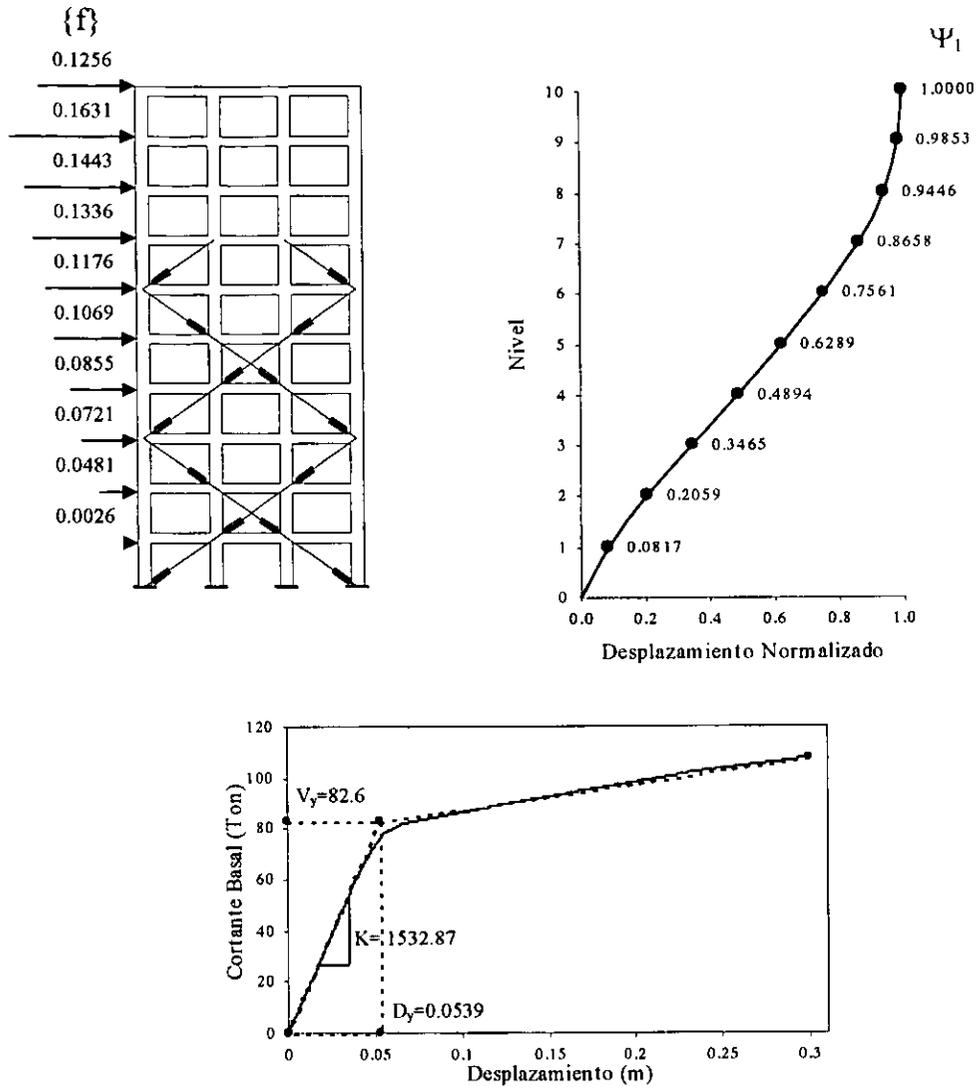


Figura 4.13. Datos y resultado del análisis estático no lineal “push-over” para el cálculo de los parámetros del modelo no lineal equivalente del marco reforzado

Se observa en las figuras 4.12 y 4.13 que el patrón de fuerzas estáticas laterales $\{f\}$ es el mismo para el marco convencional y para el marco reforzado, y que los vectores $\{\Psi_i\}$ resultantes de aplicar este vector hasta un desplazamiento del 1% de la altura son diferentes. Esto se debe a la contribución en la rigidez de los disipadores que se colocaron en los primeros siete entrepisos del marco reforzado.

En la tabla 4.3 se presentan los parámetros del sistema equivalente al marco convencional y al reforzado. Para el primero se usan las ecuaciones (4.7), (4.14) y (4.15). Para el segundo se utilizan las ecuaciones (4.7), (4.16), (4.17) y (4.18).

Parámetro	Marco Convencional (Ψ_1) _{MC}	Marco Reforzado (Ψ_1) _{MR}
M*	28.9336 ton s ² /m	28.9336 ton s ² /m
K*	1009.567 ton/m	1185.2168 ton/m
ω^*	5.9057 rad/s	6.67 rad/s
ζ	0.05	0.05
$2\zeta\omega^*$	0.5906 rad/s	0.6671 rad/s
L*	36.1431 ton s ² /m	34.2298 ton s ² /m
P*	1.2485	1.2852
D _y *	0.0527 m	0.0539 m
V _y *	53.26ton	63.88 ton
α_H^*	0.0736	0.0672

Tabla 4.3. Parámetros de los sistemas equivalentes de un grado de libertad

Donde M* representa la masa, K* a la rigidez, ω^* a la frecuencia, α^* es la relación de la rigidez de posfluencia, ζ es la fracción del amortiguamiento crítico del sistema equivalente. El parámetro L* sirve para obtener el parámetro P*, el cual representa un factor de escala que hay que aplicar al acelerograma que excita al sistema de un grado de libertad equivalente.

Para este caso, el amortiguamiento del sistema del *marco reforzado* se consideró igual al del *marco convencional* (5% del amortiguamiento crítico).

Una vez que se tienen los parámetros de estas dos curvas de los *marcos convencional y reforzado*, se calcula la diferencia de éstas y se obtiene una curva que nos proporciona información sobre la capacidad de deformación y resistencia del sistema disipador. Con esta curva calculamos los parámetros del sistema disipador equivalente.

En la tabla 4.4 se muestran los parámetros del sistema disipador equivalente así como también los parámetros del elemento que representa al marco de concreto. La suma de éstos dos marcos da como resultado al *marco reforzado*.

Parámetro	Elemento que representa al marco de concreto reforzado (Ψ_1) _{MR}	Disipador Equivalente (Ψ_1) _{MR}
M*	28.9336 ton s ² /m	-----
K*	971.33 ton/m	213.8795 ton/m
D _y *	0.0527 m	0.0583 m
V _y *	51.19 ton	12.4735 ton
α_H *	0.0736	0.039

Tabla 4.4. Valores de parámetros del sistema equivalente con disipadores

Como se puede observar en la tabla 4.4 los valores de K* y V_y* del elemento que representa al marco de concreto reforzado son diferentes a los que se obtuvieron en la tabla 4.3. Esto se debe a que, aunque los valores reales (obtenidos del push over) son los mismos en ambos casos, los vectores (Ψ_1)_{MC} y (Ψ_1)_{MR}, utilizados para el cálculo de los parámetros equivalentes, son diferentes (debido a la contribución en la rigidez de los disipadores en el *marco reforzado*).

Para la obtención de los parámetros de degradación de rigidez equivalentes del modelo *Takeda extendido*, se le introduce a la base de la estructura una excitación del tipo senoidal. La estructura se restringe de tal forma que solo se presente en ésta la configuración deformada asociada al primer modo. Esto se hace para obtener un ciclo histerético de la estructura completa. A partir de este ciclo se obtienen los valores de los parámetros de degradación equivalentes como se mencionó en los párrafos anteriores (ver *figura 4.10*). Para este caso los parámetros de degradación equivalentes son iguales a $\alpha^* = 0.0714$ y $\beta^* = 0.392$.

4.8 Calibración del método

Para evaluar la aproximación con que los modelos equivalentes propuestos representan la respuesta no lineal inelástica del sistema de múltiples grados de libertad, se estudia la correlación que existe entre la respuesta del *marco convencional* y del *marco reforzado* con la respuesta de los respectivos sistemas

equivalentes. La respuesta en estudio es el desplazamiento lateral del nivel diez (nivel de azotea) y la distorsión máxima de entrepiso obtenidos de un análisis dinámico no lineal ante un conjunto de acelerogramas simulados.

4.8.1 Análisis dinámico no lineal

El análisis dinámico no lineal de estructuras de concreto reforzado es una tarea compleja, en la cual intervienen procedimientos sobre la modelación de la estructura en forma global, la modelación de sus elementos estructurales, la modelación del comportamiento histerético de estos elementos, el cálculo de la respuesta en el tiempo por medio de la integración paso a paso de la ecuación de movimiento, etc.

Desde hace varias décadas, varios investigadores se han dedicado a desarrollar herramientas de análisis dinámico no lineal de estructuras, logrando así distintos niveles de éxito en el cálculo aproximado de la respuesta de estructuras sujetas a sismos. Prueba de esto es la gran cantidad de programas de cómputo que hacen este tipo de análisis. Los programas comúnmente utilizados en México para estos análisis son SAP2000, ETABS-6, Drain-2D, Drain-2DX, Ruamoko e IDARC5.

En nuestro caso, para realizar la calibración propuesta, tanto el sistema de múltiples grados de libertad como su correspondiente sistema equivalente de un grado de libertad se modelaron en el programa *Drain-2D* (□ Kanaan y Powell, 1973).

4.8.2 Modelación de la estructura

En general, cuando a un edificio de concreto reforzado se somete a una excitación sísmica intensa, ocurren vibraciones en el intervalo no lineal. La necesidad de hacer un análisis tridimensional no lineal es evidente, particularmente para estructuras no simétricas o con distribuciones de cargas asimétricas. Desafortunadamente, el análisis tridimensional no lineal de estructuras, aunque posible, es complejo. En esta tesis se acepta la hipótesis de modelar a la estructura de una manera bidimensional.

Debido a las consideraciones hechas en los párrafos anteriores, la metodología para obtener los sistemas equivalentes de un grado de libertad y el criterio de refuerzo de edificios con disipadores de energía sísmica, que a partir de ellos se genera, estará sujeto a estas limitaciones. **La aplicación de este criterio para estructuras no simétricas o con distribuciones de carga asimétricas debe ser consideración de estudios posteriores, que tomen en cuenta esas irregularidades.**

Para hacer la modelación en el programa Drain-2D, la estructura se idealiza como un ensamble plano de elementos discretos conectados en los nudos. Cada nudo posee tres grados de libertad, dos de traslación y uno de rotación. La masa de la estructura se concentra en los nudos.

El programa Drain-2D utiliza el método directo de rigideces para el ensamble de la matriz de rigidez. La respuesta dinámica se determina por integración paso a paso con la hipótesis de aceleración constante durante cada paso. Este programa tiene la ventaja que dentro de sus elementos cuenta con uno que considera la degradación de rigidez. Por esta razón la estructura se modela en este programa y no con el programa Drain-2DX (que se usó para el análisis estático no lineal), ya que este programa solo considera en sus elementos modelos de comportamiento histerético tipo bilineal sin degradación de rigidez ni resistencia, por lo tanto no es capaz de representar los aspectos principales de la degradación de rigidez del concreto reforzado.

Dicho programa trata de subsanar esta deficiencia proponiendo un elemento “viga-columna de fibras”. Este elemento presenta un modelo de comportamiento histerético del tipo bilineal con degradación de rigidez. El modelar la estructura con este elemento es excesivamente complejo, y utilizarlo implicaría un incremento en el tiempo de ejecución en comparación al utilizado, además de ser un elemento poco estudiado y utilizado en la literatura. El manual del programa sugiere que se calibre este elemento con resultados disponibles de pruebas experimentales, lo cual está fuera del propósito y alcance de esta tesis.

4.8.3 Hipótesis y consideraciones para el análisis

A continuación se describen las hipótesis y consideraciones que se emplearon para el análisis de las estructuras.

- No se consideraron efectos de la interacción suelo-estructura, por lo cual los apoyos de la estructura se consideran como empotramientos perfectos.
- Se analiza únicamente un marco interior de la estructura debido a la simetría en planta y elevación del edificio (*SMGDL*),
- Para el estudio se utiliza una familia de 30 acelerogramas con propiedades similares a la del SCTEW85. Éstos pueden considerarse como representativos de sismos que pueden presentarse en el sitio de la SCT correspondiente a la zona del lago de la Ciudad de México.

4.8.4 Características de los sismos simulados

La familia de sismos que se utilizó fueron simulados por *Alamilla (1997)* 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 el que la intensidad y el contenido de frecuencias cambian durante el temblor. El movimiento del terreno se especifica por varios parámetros y se representa por procesos aleatorios modulados en frecuencia y amplitud. En la *figura 4.14* y *4.15* se presentan los espectros elásticos de pseudoaceleración para 5% de amortiguamiento de cada uno de los 30 sismos simulados.

Con el fin de ahorrar tiempo de cómputo, solamente se considera el tiempo necesario para conservar el 90% de la intensidad de los sismos simulados. La fase intensa de cada acelerograma se tomó de la curva normalizada de intensidad de *Arias (1970)* de cada sismo (I_A), que es la acumulación de energía del acelerograma dada por :

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^T a(t)^2 dt \quad (3.5)$$

donde $a(t)$ es la aceleración en el tiempo y T es la duración total del sismo.

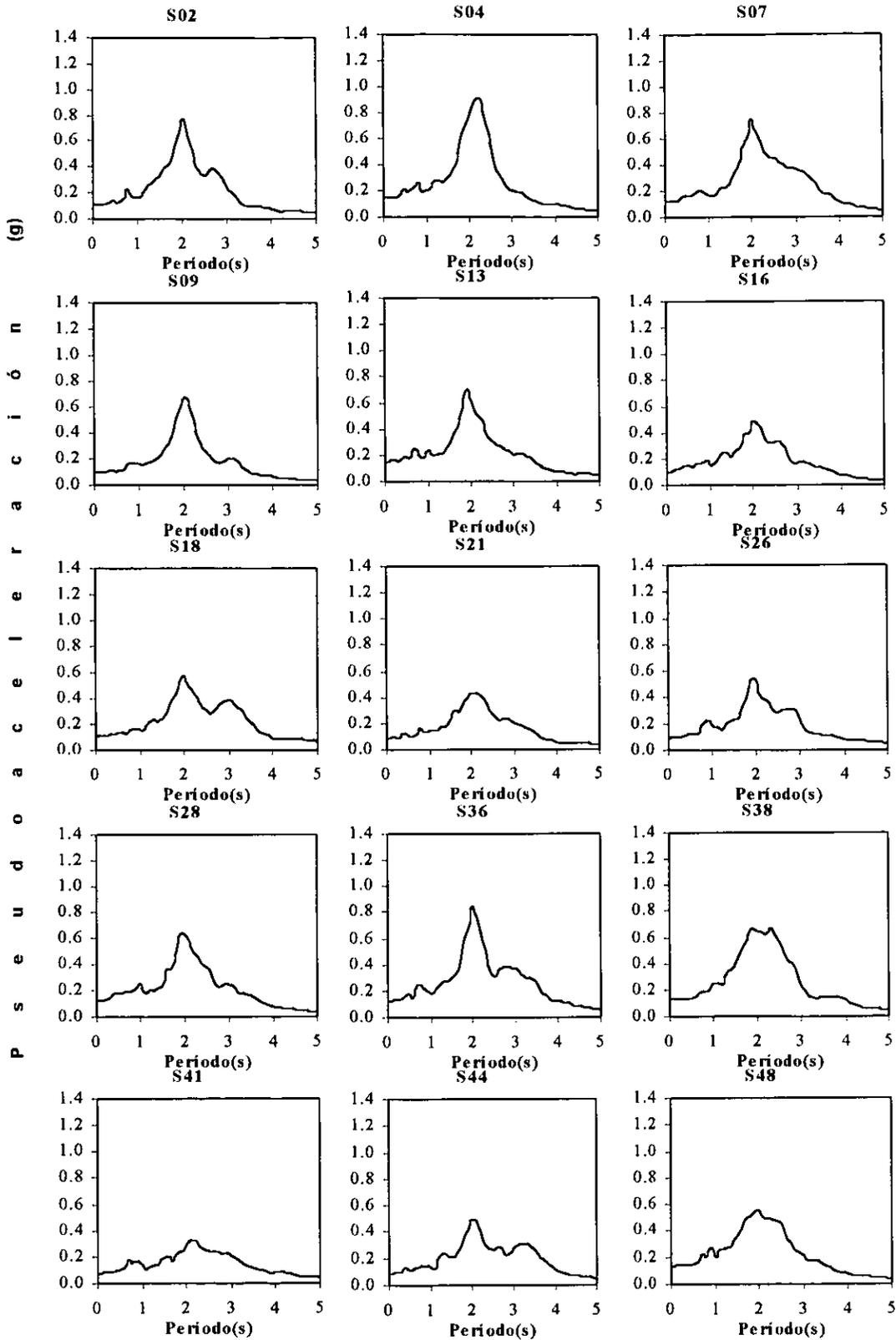


Figura 4.14. Espectros elásticos de pseudoaceleración de los sismos simulados para 5% de amortiguamiento.

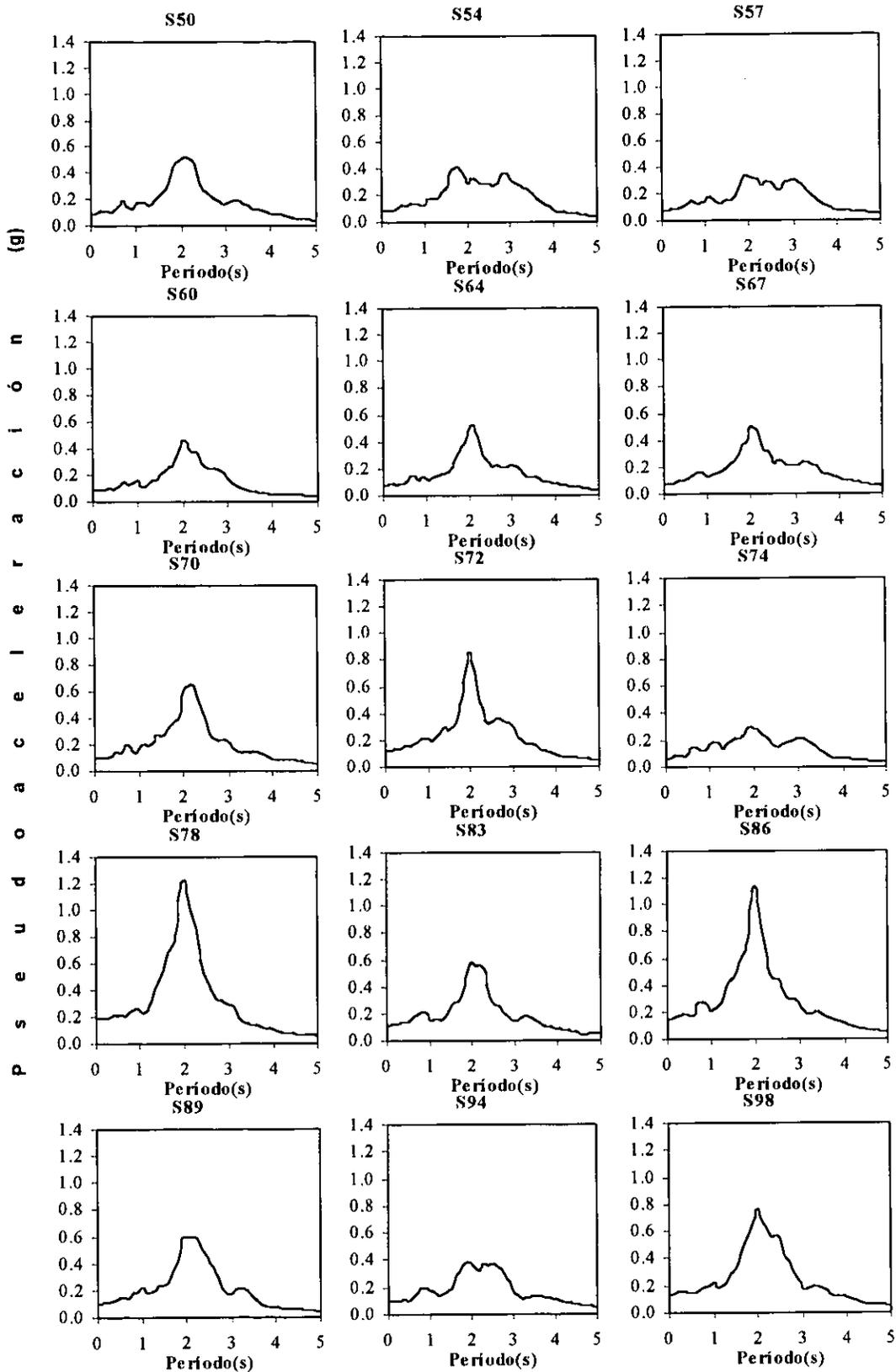


Figura 4.15. Espectros elásticos de pseudoaceleración de los sismos simulados para 5% de amortiguamiento.

4.8.5 Resultados de la calibración

En las *figuras 4.16 y 4.17* se muestra la comparación de los desplazamientos máximos totales y las deformaciones máximas de entrepiso correspondientes al marco *convencional*, y al *marco reforzado*. La respuesta corresponde a sistemas de *MGDL* y sus respectivos sistemas equivalentes, excitados con los 30 sismos simulados.

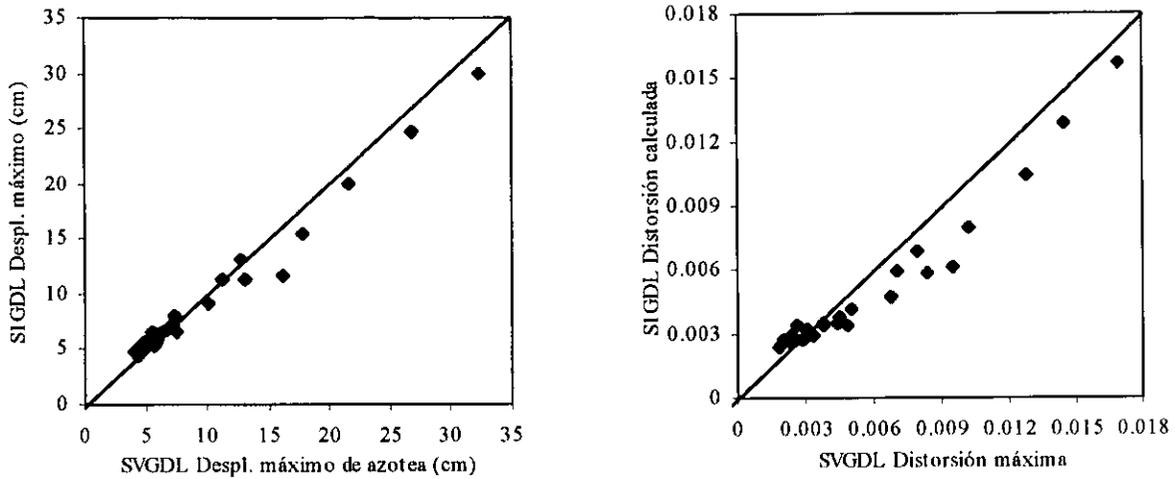


Figura 4.16. Comparación de los desplazamientos y distorsiones máximas de entrepiso del *SMGDL* y su correspondiente *SIGDL* del marco convencional.

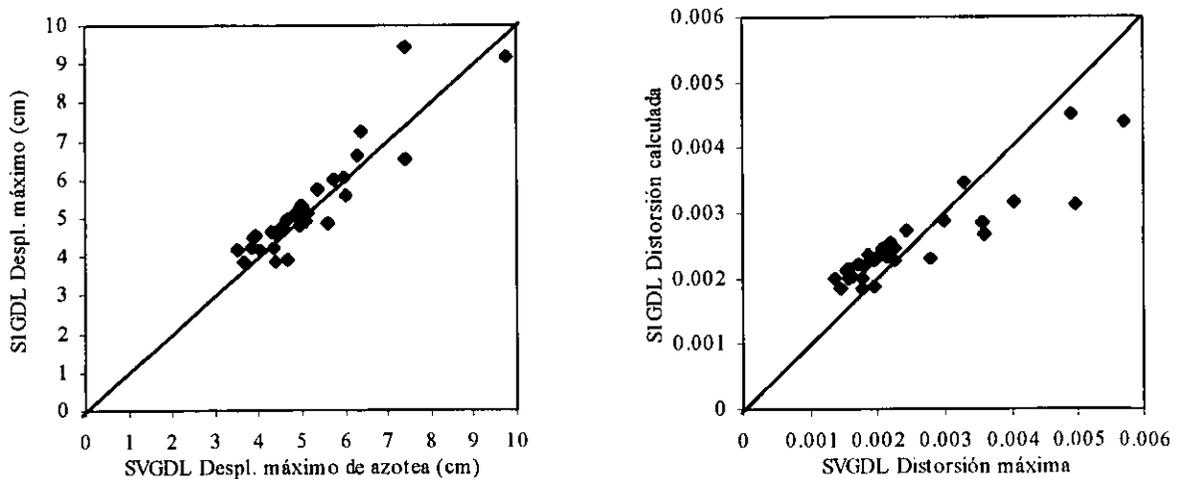


Figura 4.17. Comparación de los desplazamientos y distorsiones máximas de entrepiso del *SMGDL* y su correspondiente *SIGDL* del marco reforzado con disipadores de energía sísmica.

El error relativo promedio considerando las 30 respuestas para cada caso se muestran en la siguiente tabla:

	Marco Convencional	Marco Reforzado
Desplazamiento Máximo	8.06 %	8.2 %
Distorsión Máxima	17.15 %	18.61 %

Tabla 4.5. Errores relativos promedio.

A partir de las *figuras 4.16, 4.17* y de la tabla 4.5 se observa que se obtienen errores mayores en el cálculo de las distorsiones de entrepiso. Esto se debe a que se uso un mismo perfil de desplazamientos laterales (Ψ_i) para calcular estas distorsiones para los 30 acelerogramas. En los casos en donde el sismo genera un perfil de desplazamientos diferente del supuesto, la magnitud del error en las distorsiones será mayor que en los casos en los que el perfil que genere el sismo se parezca al supuesto. El error en el cálculo de las distorsiones máximas depende de la intensidad de la excitación. Se puede concluir que la aproximación es buena para fines prácticos. Sin embargo esta aproximación se puede mejorar. Esto se puede llevar a cabo, si se logra que el factor β_{LG} represente de una manera más adecuada la configuración deformada de la estructura que se puede presentar durante un sismo (la cual puede ser muy diferente a la obtenida con el push over).

Capítulo

5

CRITERIO DE DISEÑO SISMICO PARA REFORZAR EDIFICIOS CON DISIPADORES DE ENERGIA

En el presente capítulo se plantea un criterio de refuerzo con disipadores de energía utilizando conceptos de diseño por desempeño. Para llevar a cabo este objetivo, se utiliza el método para representar sistemas de múltiples grados de libertad (*MGDL*) mediante sistemas equivalentes de un grado de libertad (*SEIGDL*) descrito en el capítulo anterior. Se estima el refuerzo de la estructura usando estos *SEIGDL* y posteriormente se transforma el sistema equivalente en uno de *MGDL*. El refuerzo más adecuado de la estructura se selecciona con base en ciertos criterios de aceptación que resultan de analizar la respuesta del *SEIGDL* asociada a diferentes períodos de retorno. Dado que los análisis referentes al diseño de los disipadores se hacen con un sistema muy simple, el tiempo de cómputo se reduce considerablemente con respecto al que se ocuparía si se trabajase con el sistema completo.

El criterio de diseño a partir de *SEIGDL* que aquí se plantea se inspira en métodos propuestos en la

literatura para el diseño de sistemas estructurales convencionales (Ll Fajfar et al, 1988, Fajfar 1998; Krawinkler, 1992). En el presente trabajo se plantea realizar el análisis paso a paso de un *SEIGDL* formado por un elemento (que representa al marco original) que sufre degradación de rigidez, mas otro elemento (que representa al sistema disipador) sin degradación de sus propiedades mecánicas. Además, aquí se plantean condiciones de diseño que son adecuadas para sistemas que incluyen disipadores de energía.

5.1 Metodología de análisis

Se propone realizar el diseño del refuerzo del marco según los siguientes pasos:

- a) Determinar el *SEIGDL* del marco que se quiere reforzar (figura 5.1). Esto se hace siguiendo el procedimiento descrito en el capítulo anterior para el *marco convencional* (marco sin refuerzo).

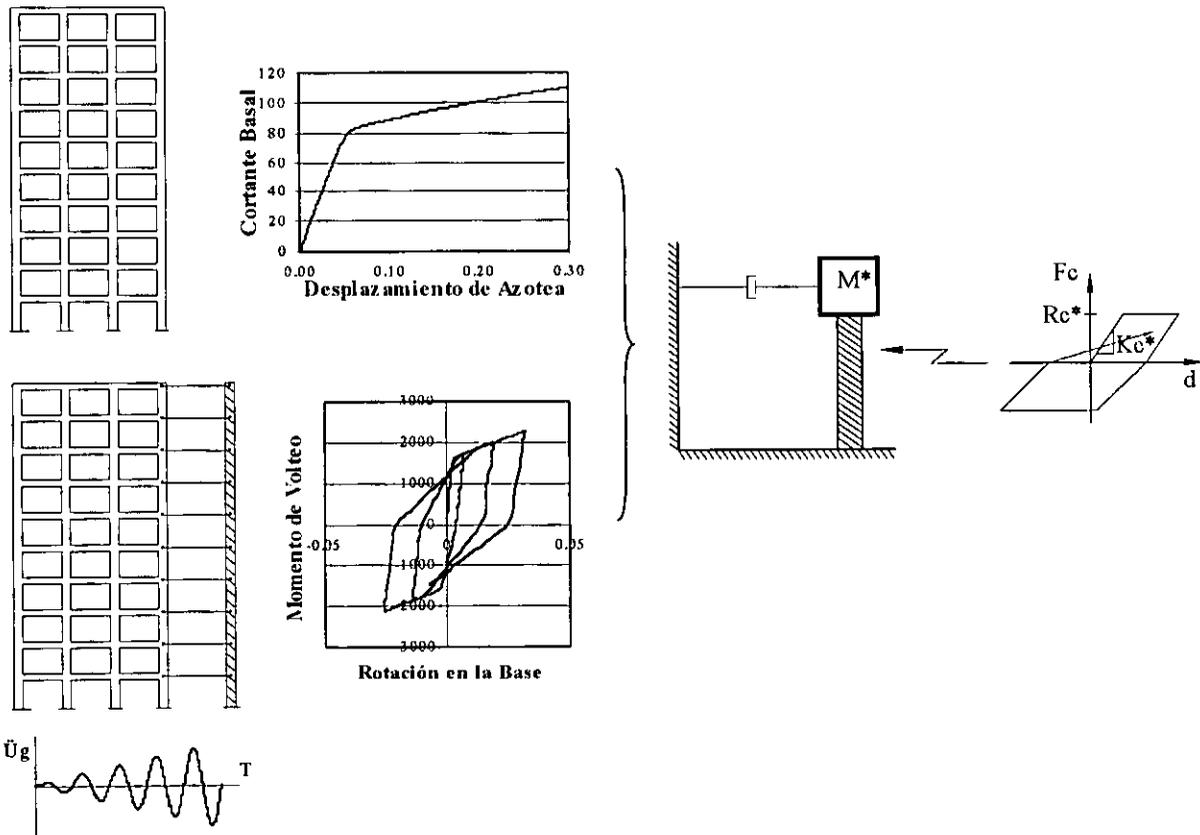


Figura 5.1. Representación del criterio para encontrar el *SEIGDL* mediante un análisis del empujón (“push over”), considerando además la degradación de rigidez de los elementos estructurales ante cargas cíclicas

- b) Añadir al *SEIGDL* convencional un elemento disipador de energía con rigidez lateral K_d y resistencia R_d (figura 5.2). El valor inicial de K_d se supondrá directamente proporcional a la rigidez del sistema K_c^* , es decir $K_d = a_0 K_c^*$.

Las relaciones entre las propiedades mecánicas correspondientes a los componentes del sistema combinado están dadas por las relaciones adimensionales $a_0 = K_d/K_c^*$ y $b_0 = R_d/R_c^*$. Nótese que se considera que el elemento disipador no presenta degradación de rigidez ni de resistencia, mientras que el elemento que representa a la estructura de *MGDL* sí presenta dicho deterioro.

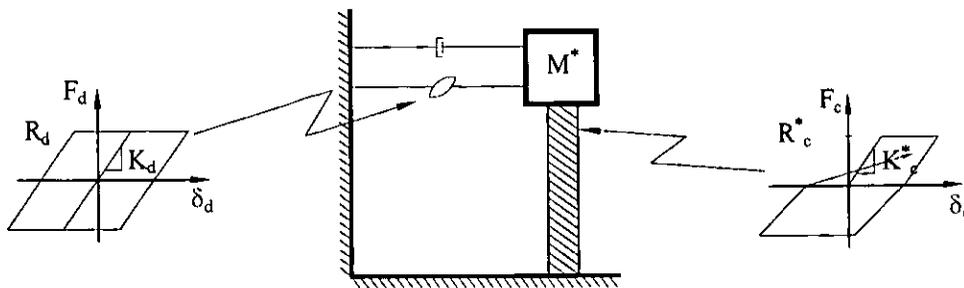


Figura 5.2. Sistema equivalente mas elemento disipador de energía.

- c) El sistema estructural resultante se excita con un conjunto de sismos con propiedades estadísticas similares a las del sismo de diseño asociado a distintos periodos de recurrencia (p.ej. 50, 100, 200, 500 años, etc). La respuesta dinámica se determina mediante análisis paso a paso en el tiempo. Las variables que interesan de los resultados del análisis son los valores asociados a ciertas probabilidades de excedencia de las siguientes respuestas:

- 1) Distorsión máxima de entrepiso $(\delta/h)_{\text{máx}}$
- 2) Demanda de ductilidad del sistema disipador $(\mu_d)_{\text{máx}}$

Por otro lado también interesa el cortante que se desarrolla en la base de la estructura $(V_B)_{\text{máx}}$ obtenido mediante un análisis push over.

- d) Suponer diferentes valores de la relación de rigideces a_0 . Esta variable se relaciona con la relación de resistencias b_0 de la siguiente manera:

$$\alpha_0 = b_0 (\delta_{yc} / \delta_{yd}) \quad (5.1)$$

donde δ_{yc} y δ_{yd} son las deformaciones de fluencia de los elementos que representan al marco convencional y a los sistemas disipadores de energía, respectivamente. La relación R_d/K_d se supone que permanece constante durante el proceso de diseño. Su valor se determina por las dimensiones de los componentes del sistema disipador y por las propiedades mecánicas de sus materiales. Como consecuencia, al dar un valor de a_0 se determina el valor de b_0 .

El diseño preliminar del sistema es función de sólo un parámetro independiente (a_0). Cada valor de este parámetro determinará las características del *SEIGDL* combinado (marco convencional equivalente más elemento disipador equivalente) por analizar.

Los resultados de la respuesta dinámica del análisis paso a paso ante una excitación sísmica dada, para cierto período de recurrencia del sismo, pueden representarse en una gráfica como la de la *figura 5.3*. El eje horizontal presenta valores del parámetro a_0 . El eje vertical del lado izquierdo de la figura muestra los valores de las distorsiones máximas de entrepiso (δ/h), mientras que la demanda de ductilidad μ_d puede leerse en el eje vertical de la derecha.

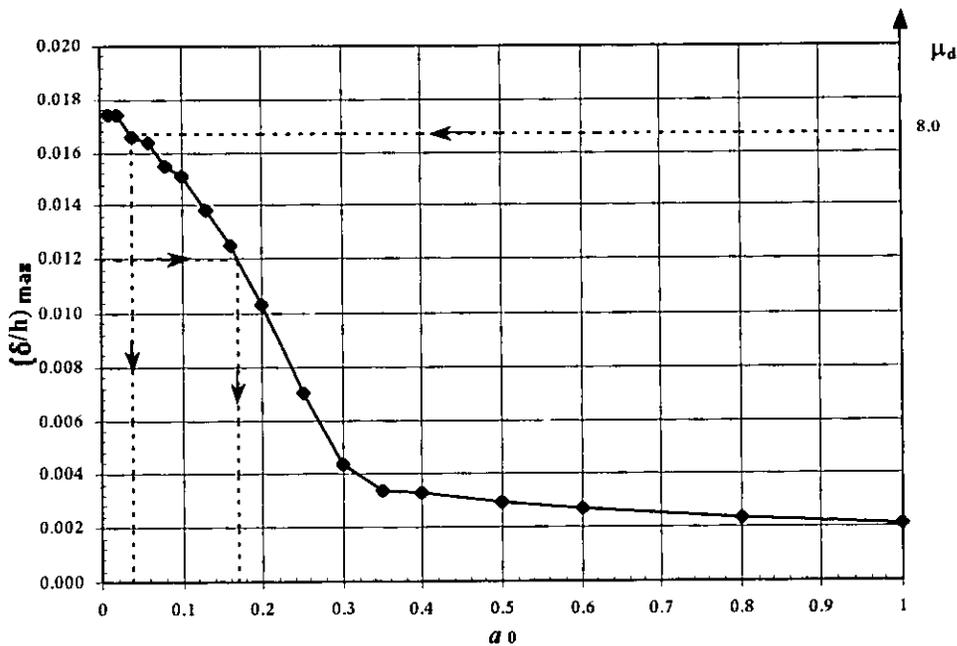
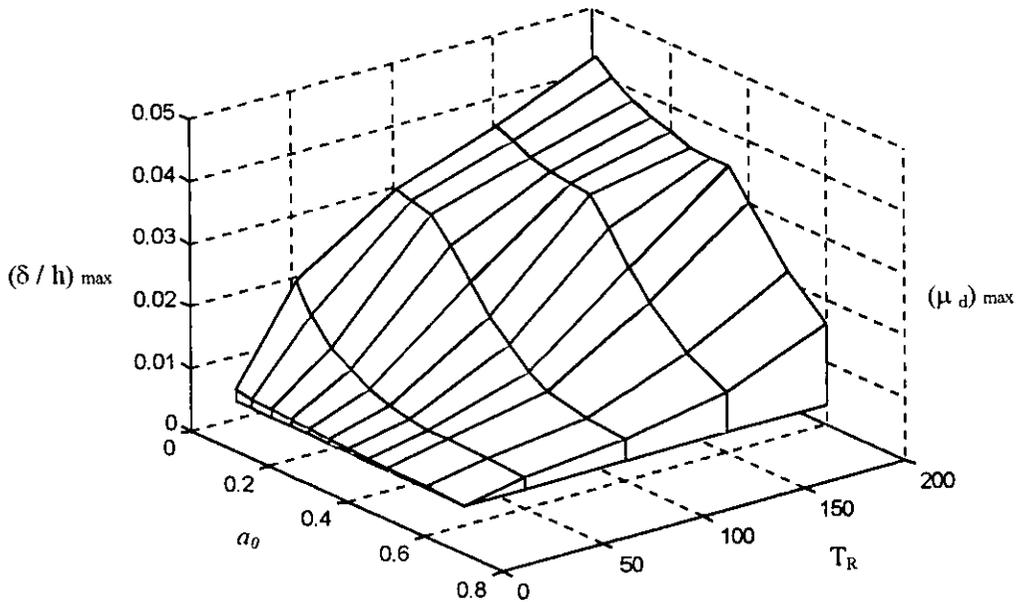
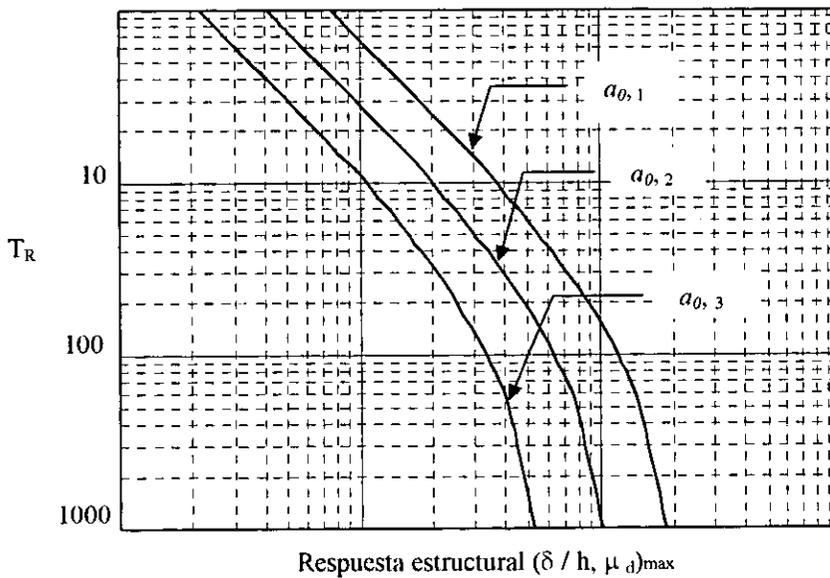


Figura 5.3 Respuestas del *SEIGDL* combinado para distintos valores de a_0 para un período de recurrencia dado del sismo de diseño

e) Las respuestas de interés (mencionadas en el inciso c) se asocian a una probabilidad de excedencia para distintos periodos de recurrencia de la excitación y a diferentes niveles de refuerzo y se pueden representar mediante gráficas como las siguientes:



a) Representación tridimensional (superficie de desempeño)



b) Representación bidimensional

Figura 5.4 Respuestas del SEIGDL con sistema disipador asociadas a una probabilidad de excedencia para distintos valores de a_0 y distintos periodos de recurrencia

En las *figuras 5.4* los ejes están asociados a períodos de recurrencia (T_R), distorsión máxima de entrepiso (δ / h) o ductilidad desarrollada en el sistema disipador (μ_d). A medida que el valor de a_0 aumenta, también se incrementa la rigidez del sistema disipador (ya que $a_0 = K_d / K_c^*$).

- f) 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 por el código en un cierto período de recurrencia T_R de la excitación. En otras palabras, el valor más grande de a_0 que resulte de las diferentes variables de interés (condiciones de diseño) será el que se considere para el diseño en el marco real.
- g) Las relaciones entre el nivel de respuesta permitida y período de recurrencia deben estar especificadas por los códigos. Esta es una laguna en el conocimiento que deberá llenarse en el futuro. Para el caso ejemplo que se aplica en el siguiente capítulo se supusieron de manera arbitraria ciertos valores de períodos asociados a determinados valores de respuestas permisibles. Dichas relaciones se adoptaron solamente para fines de ilustrar el método de diseño propuesto; sin embargo, no deberán tomarse como valores de diseño para ningún otro caso.
- h) Transformar el *SEIGDL* al sistema de *MGDL*. En este paso se deben tomar decisiones sobre la variación espacial de las propiedades mecánicas de los disipadores a lo alto del edificio. En este artículo se propone que la distribución inicial se realice de la siguiente manera: 1) Colocar disipadores solo en los niveles en los que las distorsiones de entrepiso sean mayores que las permitidas por el código de diseño. 2) La rigidez de los disipadores se supone como proporcional a la rigidez de entrepiso promedio del sistema de varios grados de libertad sin refuerzo, es decir $K_d = a_0 K_c \text{ promedio}$.

Una vez que se obtiene la rigidez de los disipadores propuestos para cada entrepiso, se procede a determinar el número de disipadores necesarios para proporcionar dicha rigidez.

- i) Obtener la respuesta del sistema de *MGDL* con disipadores y verificar que se cumplan las condiciones de diseño mencionadas anteriormente. El análisis del sistema con disipadores se realiza mediante un análisis paso a paso en el tiempo. A partir de los resultados de este análisis 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.

En el capítulo siguiente se ilustra paso a paso el método antes expuesto. Este se aplica para el diseño del refuerzo del edificio analizado en el capítulo anterior.

Capítulo

6

APLICACIÓN DEL CRITERIO PROPUESTO A MARCOS ESTRUCTURALES

El criterio propuesto en los capítulos anteriores se aplica en lo que sigue a un marco estructural.

6.1 Características del marco por analizar

El marco que analizamos es de concreto reforzado de 10 niveles y tres crujías. Sus características se mencionaron en el capítulo 3. Este marco es el mismo que se usó para hacer la calibración del método para formular sistemas equivalentes de *IGDL* (*marco convencional*). Se opta por reforzar este marco debido a que las distorsiones que presenta el edificio son mayores que las permitidas por el RCDF-93 ante la acción del sismo SCTEW-85.

6.2 Obtención del sistema equivalente con disipadores

En primer lugar se determina el *SEIGDL* del marco que se quiere reforzar según el inciso (a) del procedimiento que se describe en el capítulo 4. Como el marco que se usa para este ejemplo es el mismo que se usó para hacer la calibración del método para formular sistemas equivalentes de *IGDL* (*marco convencional*), los parámetros de la barra en flexión que representa al marco sin refuerzo son los mismos que se obtuvieron para ese caso. Estos se muestran en la tabla 6.1.

Parámetro	Elemento de Concreto Reforzado
M^*	28.9336 t-s ² /m
K_{MC}^*	1009.567 t/m
D_{yMC}^*	0.0527 m
V_y^*	53.26 t
M_y^*	1597.94 t-m
α_H^*	0.0736
Area, A_{MC}^*	9.816 m ²
Inercia, I_{MC}^*	8.031 m ⁴
α	0.0714
β	0.3917

Tabla 6.1. Parámetros de la barra en flexión que representa al *marco convencional*

Para obtener estas propiedades se hicieron las siguientes consideraciones:

- La longitud de la barra en flexión es igual a la altura del edificio $L=30$ m.
- La sección de la barra en flexión se considera cuadrada.

Para obtener los datos del sistema disipador equivalente se hicieron las siguientes consideraciones:

- $D_{yD}^* = D_{yMC}^*$
- Longitud del disipador equivalente $L_D = 10$ m.
- $E = 2.1 \times 10^7$ ton/m²

A_0	K_D^* (Disipadores) (t-m)	V_{yD}^* (Disipadores) (t)	A_D^* (Disipadores) (m ²)	σ_{yD}^* (Disipadores) (t/m ²)	K^* (Global) (t-m)	ω^* (Global) (rad/s)	$2\xi\omega^*$ (Global)
0.01	10.0956	0.532	4.807E-06	110733	1019.66	5.9364	0.59364
0.05	50.4782	2.662	2.404E-05	110733	1060.04	6.0529	0.60529
0.1	100.9565	5.323	4.807E-05	110733	1110.52	6.1953	0.61953
0.15	151.4347	7.985	7.211E-05	110733	1161.00	6.3345	0.63345
0.2	201.9129	10.647	9.615E-05	110733	1211.48	6.4708	0.64708
0.25	252.3911	13.309	1.202E-04	110733	1261.96	6.6042	0.66042
0.3	302.8694	15.970	1.442E-04	110733	1312.43	6.7350	0.67350
0.35	353.3476	18.632	1.683E-04	110733	1362.91	6.8633	0.68633
0.4	403.8258	21.294	1.923E-04	110733	1413.39	6.9892	0.69892
0.5	504.7823	26.617	2.404E-04	110733	1514.35	7.2345	0.72345
0.6	605.7388	31.941	2.884E-04	110733	1615.30	7.4718	0.74718

Tabla 6.2. Propiedades del *SEIGDL* reforzado para diferentes relaciones de a_0

donde:

a_0 = cociente de la rigidez del sistema disipador a la rigidez del *marco convencional*

K_D^* = rigidez del sistema disipador equivalente y está dada por la relación $K_D^* = a_0 K_{MC}^*$

K_{MC}^* = rigidez del *SEIGDL* del *marco convencional*

V_{yD}^* = cortante de fluencia del sistema disipador equivalente

σ_{yD}^* = esfuerzo de fluencia del sistema disipador equivalente

K^* y ω^* = rigidez y frecuencia del *SEIGDL* con disipadores

Se obtienen las propiedades del *SEIGDL* con refuerzo para diferentes relaciones de a_0 .

Una vez que se tienen los diferentes *SEIGDL*, éstos se excitan con un conjunto de sismos escalados a diferentes periodos de retorno. Esto se hace con la finalidad de obtener la respuesta del sistema equivalente para diferentes niveles de desempeño asociados a diferentes periodos de retorno.

6.3 Excitación sísmica

Para realizar este estudio se utilizaron catorce acelerogramas. Uno de ellos es el registro obtenido en la estación de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes el día 19 de septiembre de 1985. Los trece restantes son simulados a partir de este registro tal como se describió en la sección 4.8.4 del capítulo 4.

Por otro lado, se suponen conocidas las tasas de excedencia de aceleraciones espectrales máximas para el sitio en estudio (Esteva y Díaz, 1989). Dicha información se utiliza para escalar cada uno de los sismos simulados a diferentes niveles de intensidad. Se consideró que el contenido de frecuencias y que la duración de los movimientos no cambiaban al variar la intensidad. Sin embargo en un estudio real se debería de tomar en cuenta esto.

6.3.1 Tasas de excedencia de intensidades

El peligro sísmico en un sitio puede presentarse mediante la tasa de excedencia por unidad de tiempo de cada valor de intensidad. Dicha tasa es igual al número medio de temblores por unidad de tiempo (años) cuyas intensidades en el sitio de interés exceden de un valor dado. Las tasas de excedencia de una intensidad dada pueden obtenerse en términos de las tasas de generación de diversas magnitudes en las fuentes sísmicas cercanas, de acuerdo con la siguiente ecuación (Esteva y Díaz, 1989).

$$v(y) = \int_{m_1}^{m_2} -\frac{\partial \lambda(m)}{\partial m} P(Y > y|m) dm \quad (6.1)$$

donde:

$v(y)$ = la tasa de ocurrencia en el sitio de interés de temblores con intensidades mayores o iguales a y , producidos por un proceso sísmico dado.

m_1 y m_2 = los extremos inferior y superior del intervalo de magnitudes involucrado en el proceso sísmico de interés.

$P(Y > y|m)$ = la probabilidad condicional de que un temblor de magnitud m y coordenadas focales desconocidas ocasione una intensidad mayor o igual que y en el sitio de interés.

$\lambda(m)$ = la tasa de ocurrencia de temblores con magnitudes iguales o mayores a m , asociados con un proceso sísmico desarrollado con una fuente dada.

El valor esperado de la tasa de ocurrencia de sismos con intensidades mayores o iguales que un valor y dado, puede expresarse por una función de la forma (Esteva y Díaz, 1989):

$$v(y) = Ky^{-r} \left[1 - \left(\frac{y}{y_M} \right)^\varepsilon \right], \text{ para } y \leq y_M \quad (6.2)$$

$$v(y) = 0, \quad \text{para } y > y_M \quad (6.3)$$

donde:

y_M = la frontera superior de las intensidades que pueden ocurrir en el sitio de interés.

r y ε = parámetros que definen la forma de la distribución de intensidades.

K = factor de escala.

El valor “ y ” puede ser el valor máximo de la aceleración o velocidad del suelo, la ordenada del espectro de respuesta para un período dado, el máximo valor de la ordenada del espectro de respuesta o valores esperados de las ordenadas anteriores.

El valor de “ y ” se puede tomar de varias formas. Entre ellas se encuentra el valor máximo de la ordenada espectral y el valor máximo de la aceleración del suelo. En este trabajo “ y ” se tomó como el valor máximo de la ordenada del espectro de respuesta. Esta se utilizó para escalar cada uno de los catorce sismos utilizados a diferentes períodos de retorno (T_R).

A partir de los valores obtenidos de las curvas de intensidad-recurrencia para terreno blando en el D.F. se encontraron los valores de los parámetros r , K y ε de la ecuación 6.2, resultando la expresión para el sitio de interés de la siguiente forma (Esteva y Díaz, 1989):

$$v(y) = 24 y^{-1.26} \left[1 - \left(\frac{y}{290} \right)^{0.56} \right] \quad (6.4)$$

En la curva correspondiente a la *figura 6.1* se muestra la representación gráfica de ésta expresión.

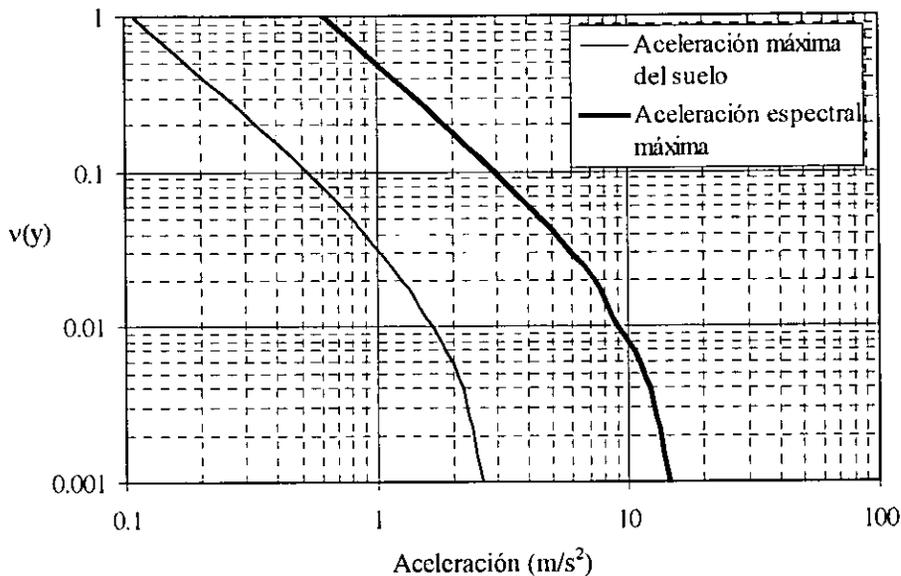


Figura 6.1. Curvas intensidad-recurrencia para terreno blando en el D.F. (Esteva y Díaz, 1989)

6.3.2 Sismos escalados a diferentes períodos de retorno

El procedimiento para escalar los sismos a un período de retorno dado consistió en determinar la máxima aceleración espectral esperada asociada a un período de retorno dado (tabla 6.3).

Una vez calculada la aceleración espectral de la curva correspondiente de la *figura 6.1*, se obtiene el factor de escala para cada sismo, calculando el cociente entre dicha aceleración obtenida y la ordenada espectral máxima de cada sismo.

Período de retorno $T_R = 1/v(y)$ (años)	Aceleración del suelo máxima esperada (cm/seg ²)	Aceleración espectral máxima esperada (cm/seg ²)
1000	266	1450
250	218	1225
200	207	1150
150	190	1070
100	168	905
50	126	725
20	79	450

Tabla 6.3. Aceleraciones máximas esperadas para terreno blando en el D.F.

Los períodos de retorno que se usan en el ejemplo que se trata en esta tesis son: 250, 200, 150, 100, 50 y 20 años.

Una vez que se tienen las aceleraciones máximas espectrales para cada período de retorno y que se obtuvieron los factores de escala, se multiplican por ellos el acelerograma y el espectro de cada sismo. Los espectros correspondientes a los catorce sismos escalados para cada período de retorno se muestran en la *figura 6.2*.

6.4 Cálculo de las respuestas

Los *SEIGDL* para las diferentes relaciones de a_0 se excitan con los sismos escalados para cada período de retorno. Se obtiene el desplazamiento máximo del *SEIGDL*. Este se transforma para obtener las deformaciones de entrepiso máximas y con ellas se obtiene la demanda de ductilidad de los disipadores. Para hacer esta transformación se siguen los pasos que se mencionaron en el capítulo 4 en la sección 4.1.1 (ecs. 4.10 - 4.13).

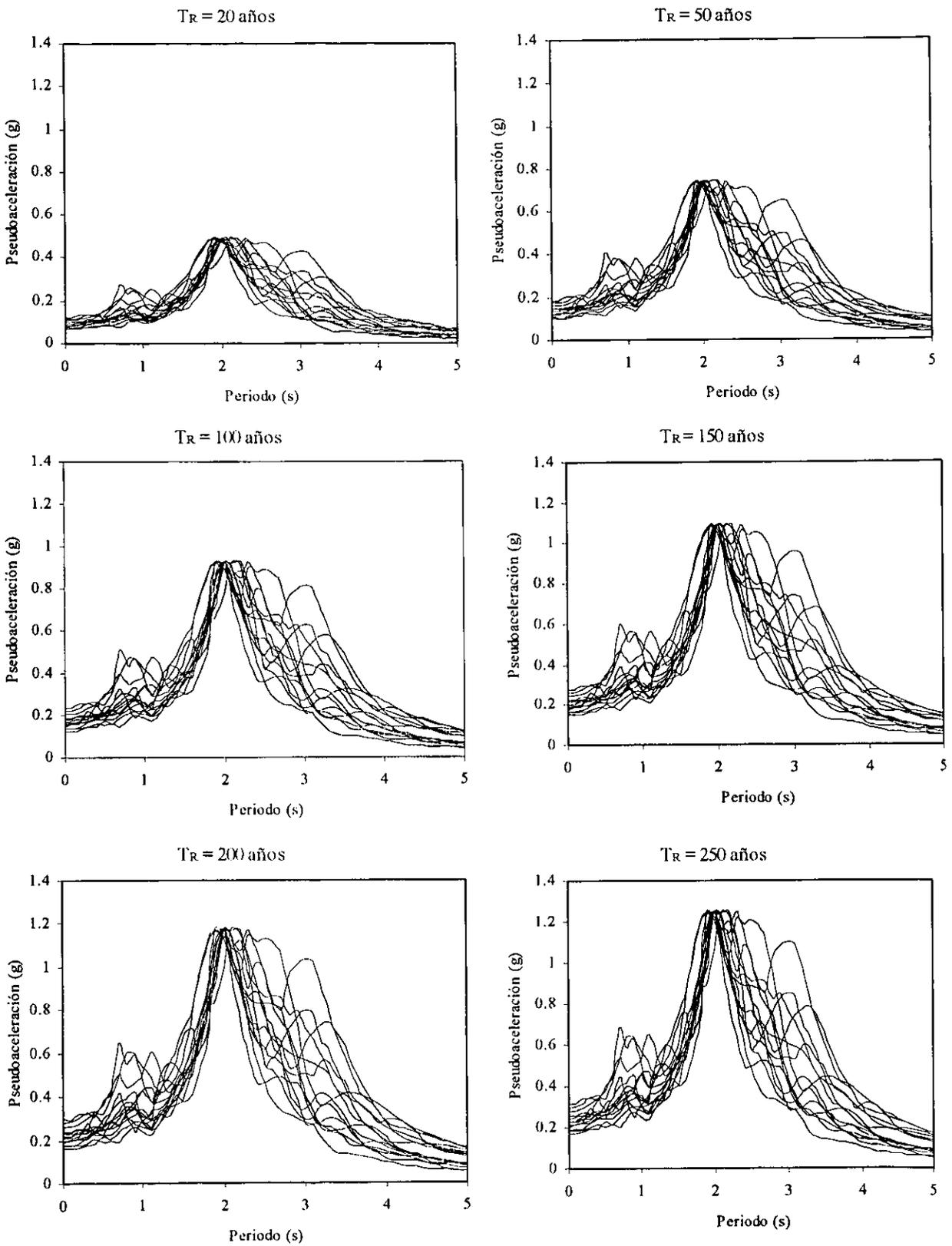


Figura 6.2. Espectros elásticos para 5% de amortiguamiento de los 14 sismos escalados correspondientes a diferentes periodos de retorno

Para cada *SEIGDL*, suponiendo una relación de a_θ , se obtiene la respuesta asociada a cada uno de los sismos utilizados. Por lo tanto, para cada sismo se obtiene una gráfica como la que se mostró en la *figura 5.3* del capítulo 5. *En las figuras 6.3 a - f* se muestran las respuestas de los *SEIGDL* para períodos de retorno de 20, 50, 100, 150, 200 y 250 años respectivamente.

Una vez que se tiene la respuesta de los *SEIGDL* excitados con los catorce sismos, se calcula la respuesta asociada a una probabilidad de excedencia. Se debe hacer un análisis de optimación para obtener la probabilidad de excedencia óptima a la que se deba asociar la respuesta. Sin embargo, para el caso de ejemplificar este criterio, se usó una probabilidad de excedencia seleccionada de una manera arbitraria del 2%, ya que realizar un análisis de optimación queda fuera del alcance de esta tesis.

Para obtener la respuesta de los *SEIGDL* asociada a una probabilidad de excedencia se ajusta una curva de distribución de probabilidades a los histogramas que resultan para cada relación de a_θ en cada gráfica.

Para obtener la curva de distribución de probabilidades que mejor representa los valores obtenidos se hace la prueba de distribuciones de la chi-cuadrada. Esta prueba considera una muestra de n valores observados de una variable aleatoria y compara las frecuencias n_1, n_2, \dots, n_k observadas de los histogramas para diferentes intervalos k con las frecuencias e_1, e_2, \dots, e_k que se obtienen de suponer una distribución de probabilidades teórica. Para decidir qué distribución de probabilidades se aproxima más a distribución de la muestra que se tiene, se hace la comparación entre los valores que arroja la ecuación (6.4) para cada función de distribución de probabilidades propuesta, y se escoge la función que da un valor menor.

$$\sum_{i=1}^k \frac{(n_i - e_i)^2}{e_i} \tag{6.4}$$

Como resultado de hacer esta prueba, se obtuvo que para el caso tratado en esta tesis la función distribución de probabilidades que más se asemeja a la muestra, es de tipo lognormal. Con esta función de distribución se obtiene la respuesta asociada a una probabilidad de excedencia de 2%.

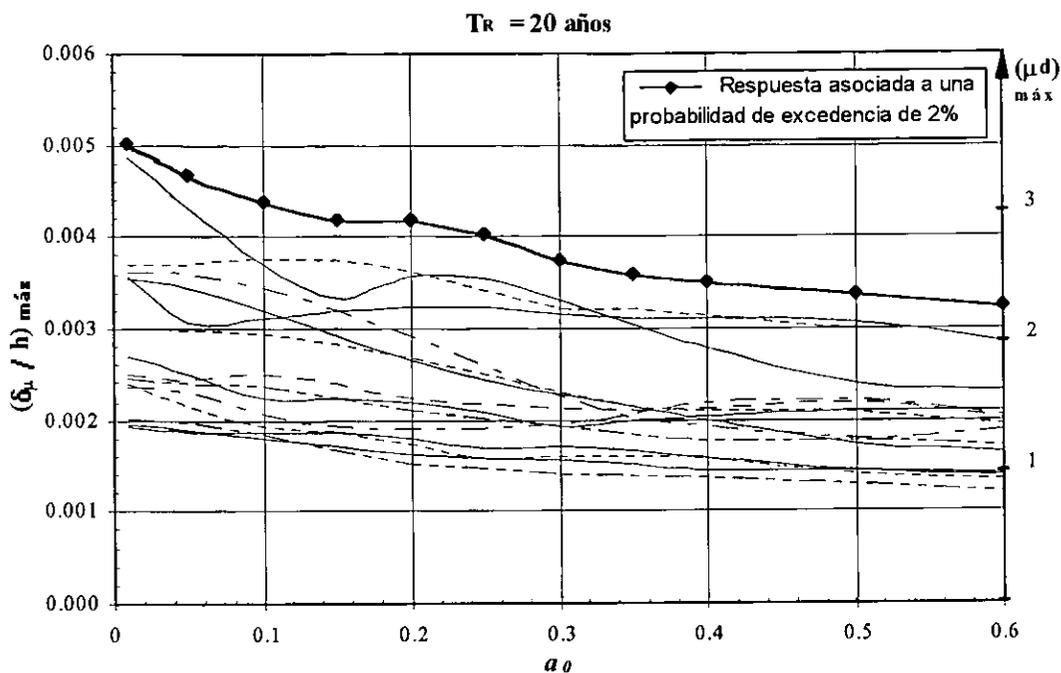


Figura 6.3a. Respuesta de los *SEIGDL* para diferentes relaciones de a_0 y su respuesta asociada a una probabilidad de excedencia de 2%. Sismos escalados. $T_R = 20$ años

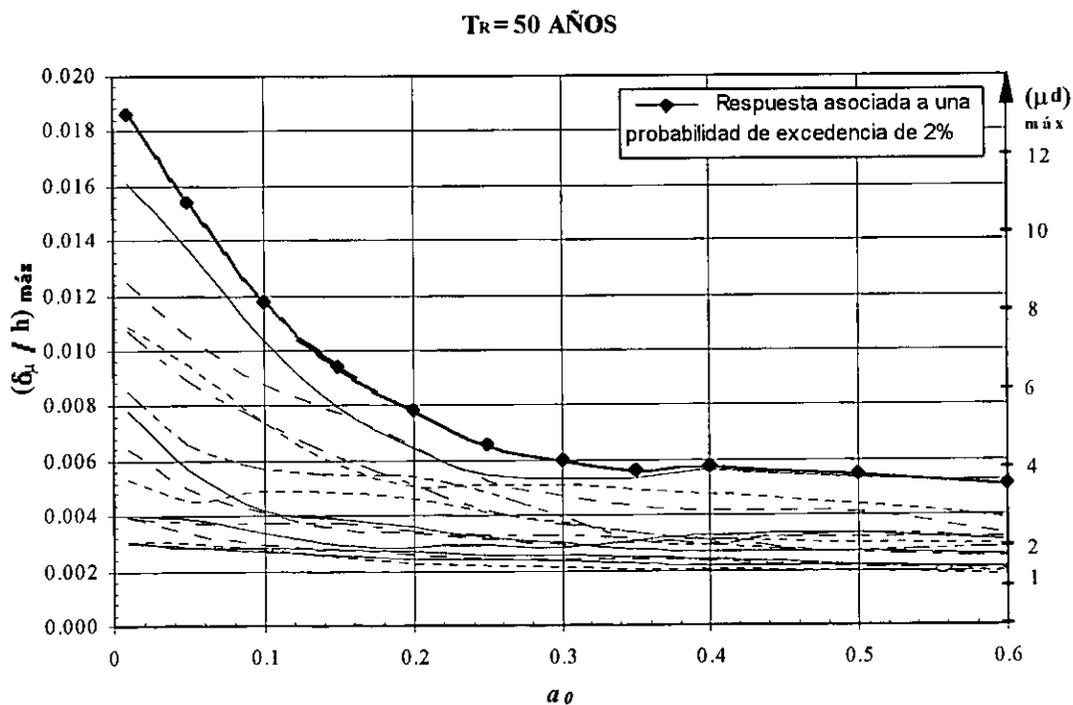


Figura 6.3b. Respuesta de los *SEIGDL* para diferentes relaciones de a_0 y su respuesta asociada a una probabilidad de excedencia de 2%. Sismos escalados. $T_R = 50$ años

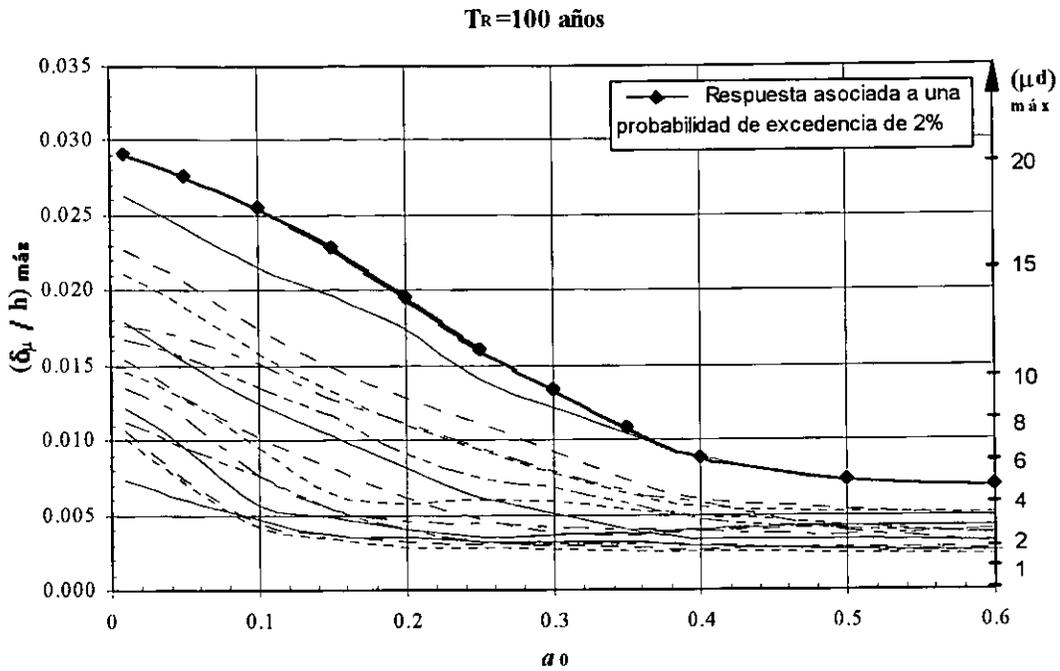


Figura 6.3c. Respuesta de los SEIGDL para diferentes relaciones de a_0 y su respuesta asociada a una probabilidad de excedencia de 2%. Sismos escalados. $T_R = 100$ años

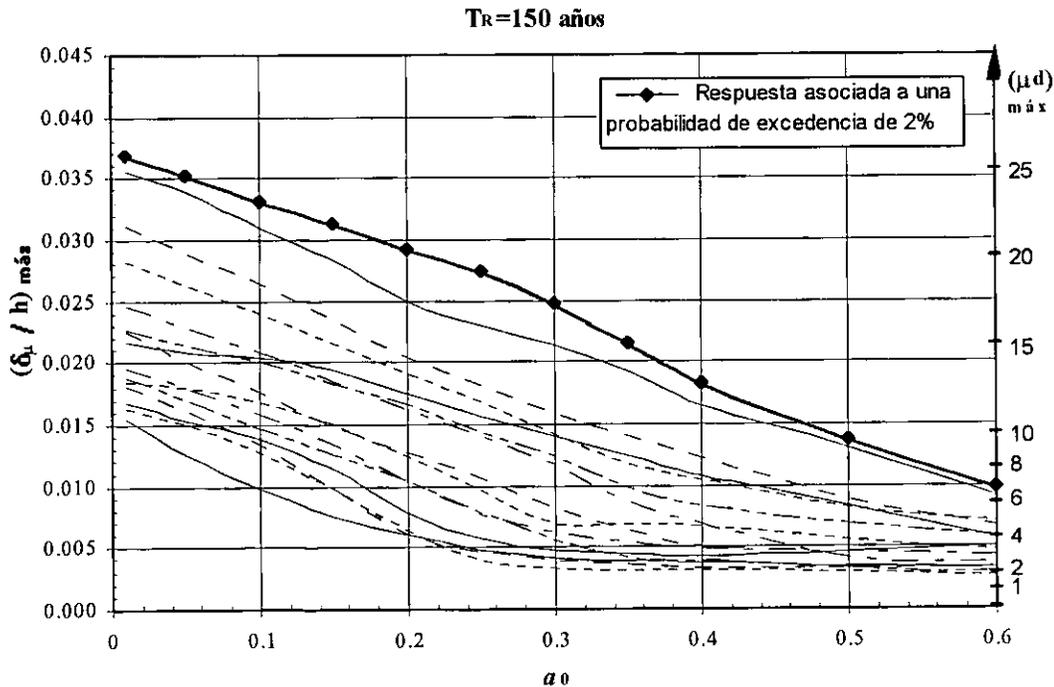


Figura 6.3d. Respuesta de los SEIGDL para diferentes relaciones de a_0 y su respuesta asociada a una probabilidad de excedencia de 2%. Sismos escalados. $T_R = 150$ años

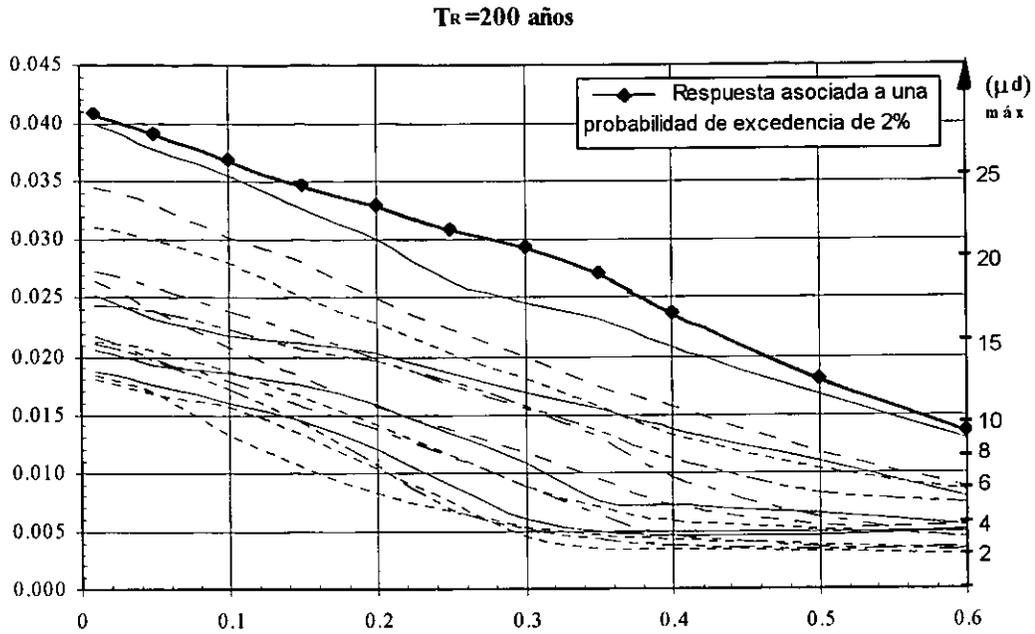


Figura 6.3e. Respuesta de los SEIGDL para diferentes relaciones de a_0 y su respuesta asociada a una probabilidad de excedencia de 2%. Sismos escalados a un $T_R = 200$ años

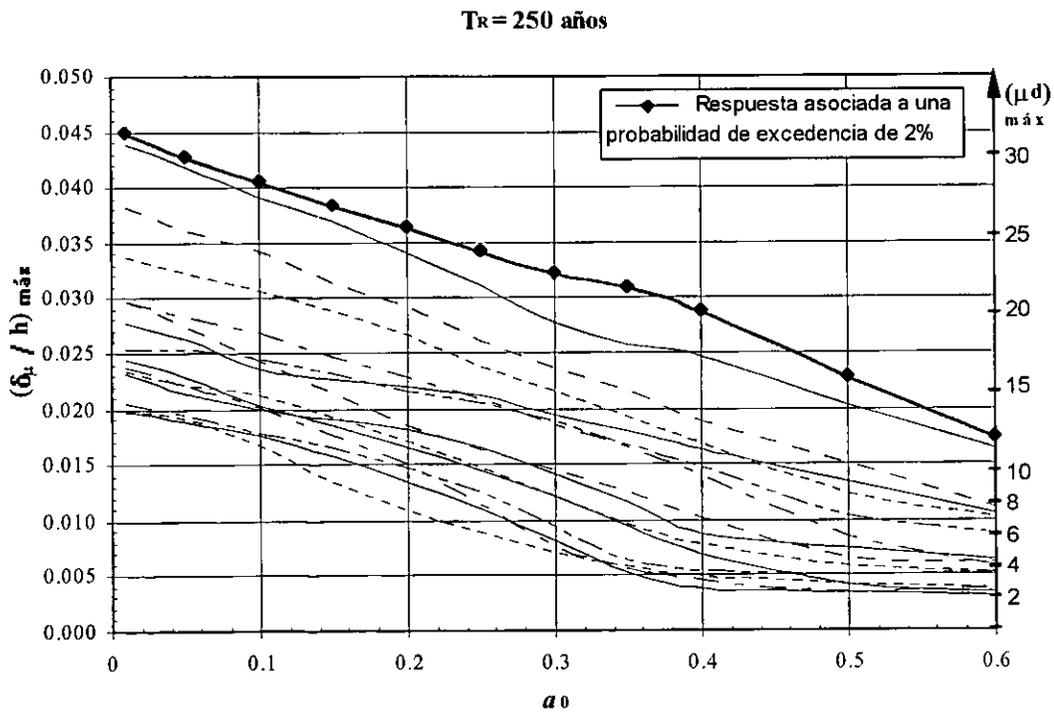


Figura 6.3f. Respuesta de los SEIGDL para diferentes relaciones de a_0 y su respuesta asociada a una probabilidad de excedencia de 2%. Sismos escalados a un $T_R = 250$ años

Las *figuras 6.3* pueden presentarse en una sola gráfica tridimensional. Esto se hace en la *figura 6.4*. En los ejes horizontales de esta gráfica se representan las relaciones de a_0 y los periodos de retorno. Los ejes verticales corresponden a distorsiones de entrepiso y demandas máximas de ductilidad de los disipadores. La superficie representada en esta figura (6.4) la llamamos “superficie de desempeño”.

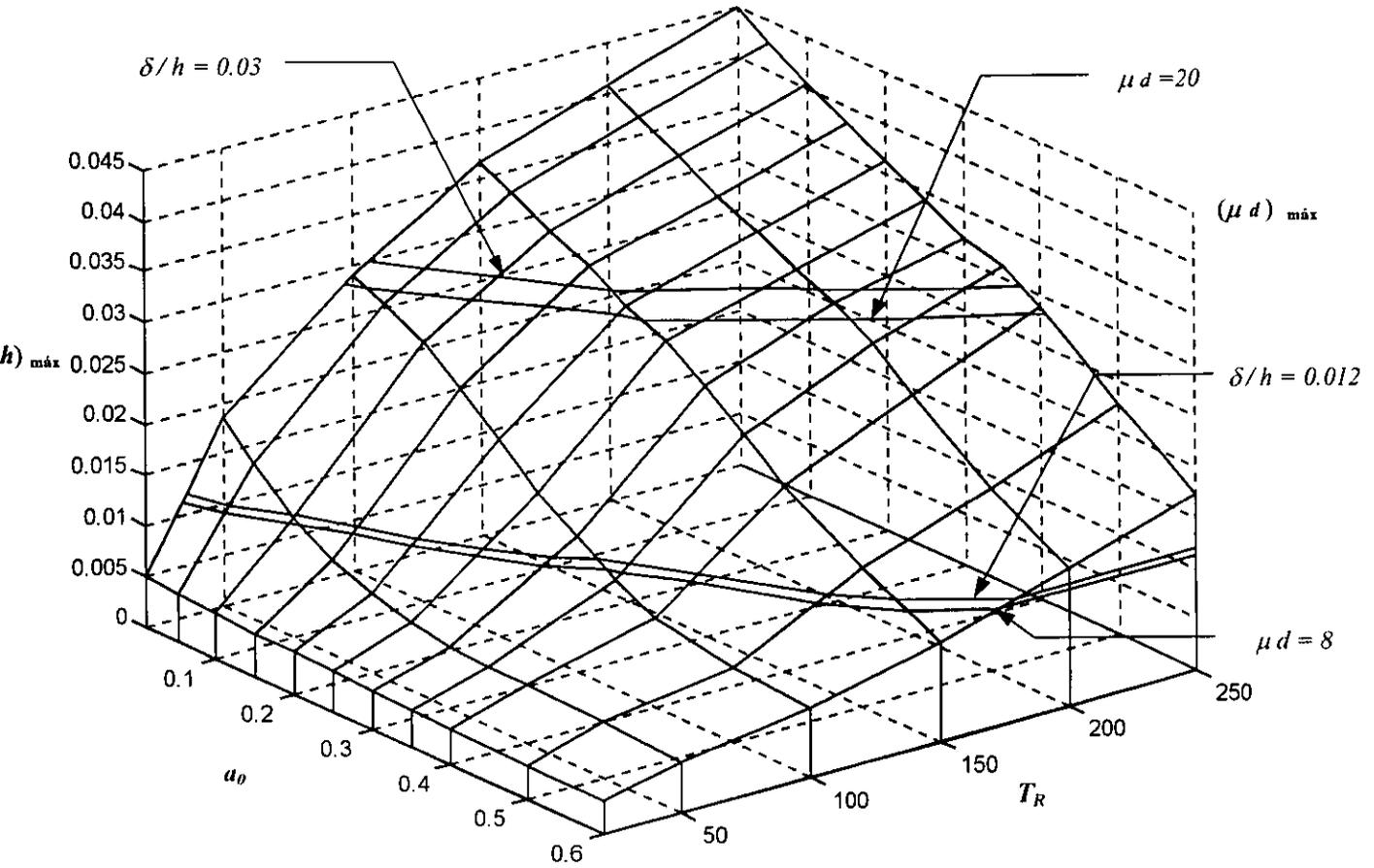


Figura 6.4. Superficie de desempeño

En la *figura 6.4* se trazan las intersecciones de la superficie de desempeño con cuatro planos que representan las condiciones de aceptación a las que estará sujeto el diseño de los sistemas disipadores. Estas variables están relacionadas con la distorsión máxima de entrepiso y a la demanda de ductilidad del sistema disipador asociadas a dos periodos de recurrencia. Esto se explica con detalle más adelante.

Se hace notar que las variables que representan las condiciones de diseño y los periodos de retorno que se plantean para este caso, son exclusivamente para ejemplificar el criterio que se presenta en esta tesis, sin que esto quiera decir que se estén recomendando o proponiendo para su uso en otro estudio o en la práctica.

Los valores que se proponen para este ejemplo se presentan en la tabla 6.4.

Período de retorno (años)	$(\delta / h)_{m\acute{a}x}$	$(\mu_d)_{m\acute{a}x}$
50	0.012	8
150	0.030	20

Tabla 6.4. Parámetros que representan las variables de diseño

Se obtienen cuatro valores de a_0 . El valor de a_0 que se selecciona como más adecuado es el valor más grande de a_0 ya que este valor cumple las cuatro variables o condiciones de diseño.

Para obtener el valor de a_0 en la *gráfica 6.4* se entra a ésta por el eje horizontal asociado a T_R . Se selecciona primero un valor de período de recurrencia. Esto define un plano vertical y una curva plana en su intersección con la superficie de desempeño. Luego se sigue por dicha curva hasta intersectar con alguno de los parámetros de diseño $(\delta / h$ ó $\mu_d)_{m\acute{a}x}$ que marcan las condiciones de aceptación. Una vez que se obtiene este punto se puede obtener el valor de a_0 correspondiente.

Otra forma de representar estos resultados en una gráfica bidimensional de la forma que se muestra en las *figuras 6.5*. En estas figuras se muestran curvas de respuesta estructural correspondientes a probabilidad de excedencia de 0.02 para temblores con diferentes periodos de recurrencia asociadas a diferentes relaciones de a_0 .

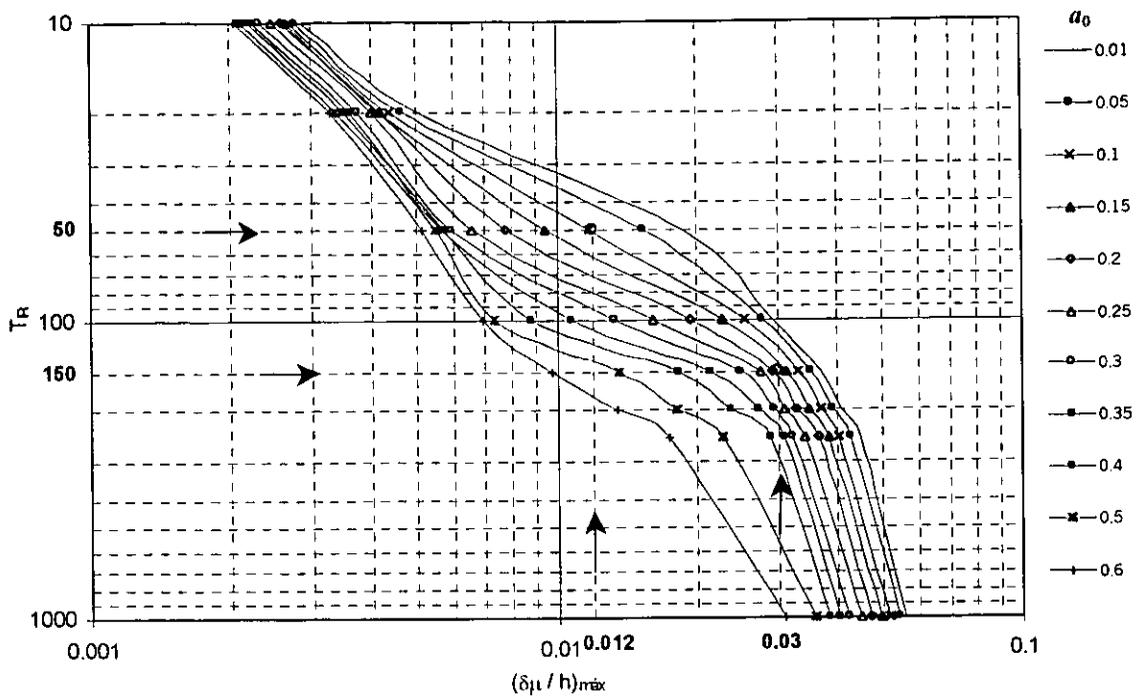


Figura 6.5a. Curvas de distorsión correspondientes a probabilidad de excedencia de 0.02 para temblores con distintos períodos de recurrencia

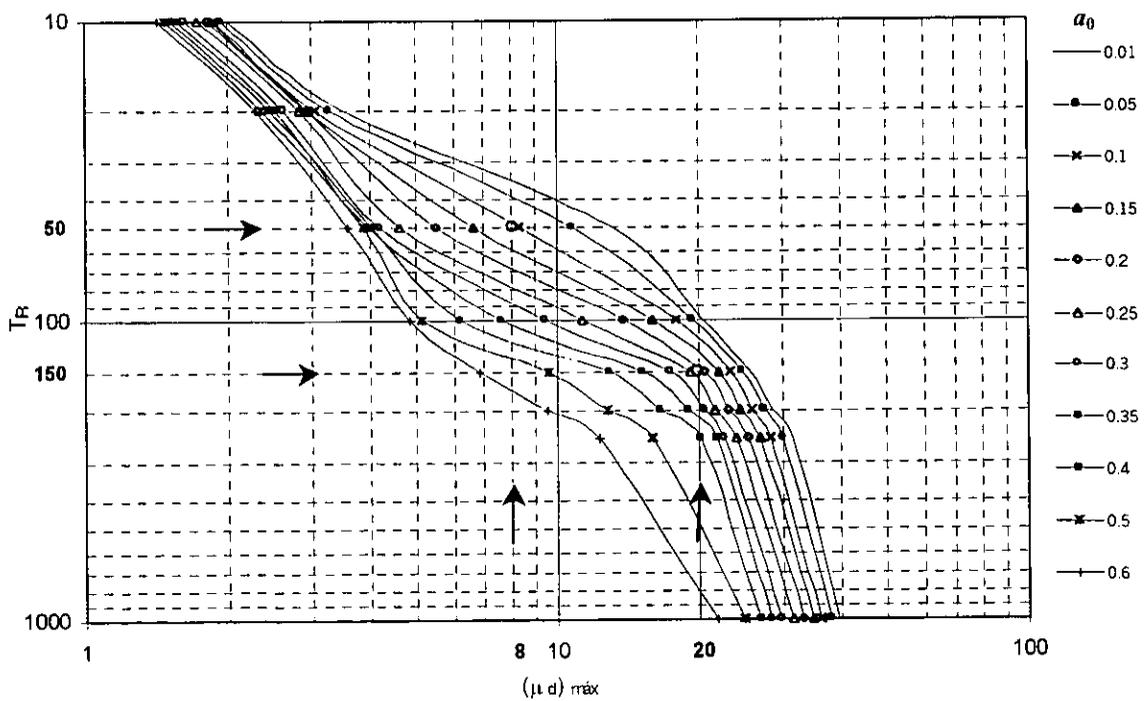


Figura 6.5b. Curvas de demanda de ductilidad correspondientes a probabilidad de excedencia de 0.02 para temblores con distintos períodos de recurrencia

Para obtener el valor de a_0 en las *gráficas 6.5* se entra a éstas con el valor del periodo de recurrencia y al mismo tiempo con una de las variables de diseño (δ / h ó μ_d). En el punto donde se intersecten estas dos líneas se determina el valor de a_0 que satisface las condiciones de diseño. Para nuestro ejemplo los valores de a_0 que resultan se muestran en la tabla 6.5.

a_0			
$T_R = 50$ años		$T_R = 150$ años	
$(\delta / h)_{\text{máx}} = 0.012$	0.1	$(\delta / h)_{\text{máx}} = 0.03$	0.18
$(\mu_d)_{\text{máx}} = 8$	0.11 (rige)	$(\mu_d)_{\text{máx}} = 20$	0.22 (rige)

Tabla 6.5. Valores de a_0 obtenidos a partir de las gráficas 6.4 y 6.5

En la tabla 6.5 se observa que, para un período de retorno de 50 años, el valor de a_0 que se obtuvo para la demanda de ductilidad del disipador es mayor que el que se obtuvo para la distorsión máxima de entrepiso; por lo tanto el valor que rige para este período de retorno es el asociado a la demanda de ductilidad del disipador ($a_0 = 0.11$). Por otro lado, para el período de retorno de 150, años nuevamente el valor que rige es el asociado a la demanda de ductilidad del disipador ($a_0 = 0.22$). Por lo tanto si se quiere cumplir con los requisitos de diseño para ambos períodos de retorno se tendrá que suministrar al edificio un número de disipadores tal que cumplan con la relación $a_0 = 0.22$ (correspondiente a un $T_R = 150$ años).

6.5 Obtención del número de disipadores en el SMGDL y análisis de la respuesta del edificio reforzado

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

Se colocan disipadores solo en los niveles en los que las distorsiones de entrepiso sean mayores a las permitidas por el código de diseño vigente. Para este ejemplo sólo se colocarán disipadores hasta el nivel

6 ya que como se vio en la *figura 4.2a* del capítulo 4, las distorsiones de entrepiso del edificio, cuando se excitó a éste con el sismo SCTEW-85 eran solo rebasadas hasta ese nivel.

La rigidez de los disipadores se supone proporcional a la rigidez de entrepiso promedio del sistema de varios grados de libertad sin refuerzo, es decir $K_d = \alpha_0 K_{c \text{ promedio}}$. Para este caso:

$$K_d = 0.22 K_{c \text{ promedio}}$$

En la tabla 6.6 se presentan las propiedades mecánicas de cada elemento disipador para este trabajo (Aguirre y Sánchez, 1992).

Propiedades mecánicas de los disipadores	
K_{axial}	568.15 t-m
E	2.1E7 t/m ²
D_y	0.0036 m
L	5.8309 m
σ_y	13204 t/m ²

Tabla 6.6. Propiedades mecánicas de los disipadores

Una vez que se tiene la rigidez de entrepiso de los disipadores, y conociendo las propiedades mecánicas de cada disipador, se calcula el número de éstos por cada nivel. En la tabla 6.7 se muestra el número de disipadores por diagonal. Se colocan 2 diagonales por nivel tal como lo muestra el arreglo de los disipadores de la *figura 6.6*.

Rigidez promedio del marco	α_0	Rigidez de los disipadores por nivel	Número de disipadores por diagonal
24081.47 t-m	0.22	5297.92 t-m	7

Tabla 6.7. Número de disipadores en el sistema de MGDL

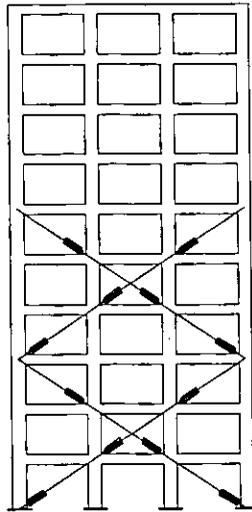


Figura 6.6. Arreglo final de los disipadores

El marco de varios grados de libertad reforzado se excita con el sismo más crítico (que introduce más demanda en la estructura) del conjunto de catorce sismos que se usaron para obtener la respuesta asociada a una probabilidad de falla de 2% para los dos períodos de retorno (50 y 150 años) que se consideran como de diseño. Esto se hace para verificar que la respuesta sea lo más adecuada posible para comprobar la aplicabilidad del criterio que se propone.

Las respuestas que resulten del análisis deben ser ligeramente menores o estar muy cerca de los límites que marcan las condiciones de diseño. Si los límites son rebasados, obviamente el criterio no está cumpliendo su objetivo ya que estaríamos cayendo del lado de la inseguridad. Si las respuestas se encuentran muy por debajo de los límites, se está sobreestimando la respuesta en el *SEIGDL*, lo cual nos está llevando a proponer una solución demasiado conservadora.

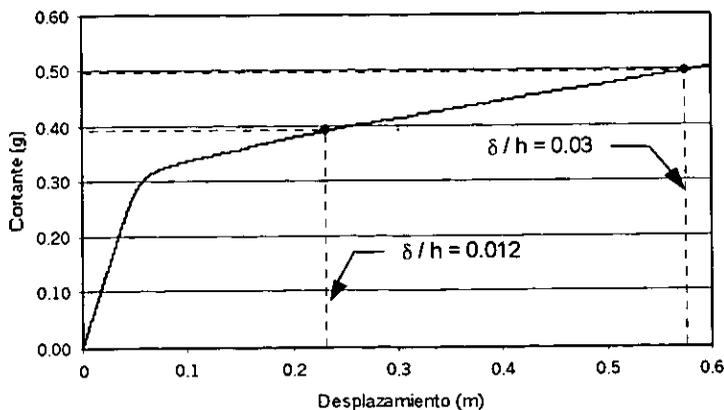
En la tabla 6.8 se muestran los valores que arrojó el análisis del marco reforzado para los sismos asociados a los períodos de retorno de 50 y 150 años. Se observa que la respuesta asociada a la ductilidad de los disipadores, en comparación con las distorsiones máximas de entrepiso, es más cercana a los valores propuestos de las condiciones de diseño (ver tabla 6.4). La razón de esto es que en ambos períodos de retorno la condición de diseño que rige es la demanda de ductilidad de los disipadores. Esto quiere decir que al cumplir con el requerimiento de diseño para las demandas de ductilidad automáticamente se está cumpliendo con el requerimiento de diseño para las distorsiones de entrepiso. Sin embargo esto no significa que se cumpla para todos los casos que se presenten. La condición de

diseño que gobierne sobre la estructura es más bien función de las características del edificio y de los disipadores que se estén usando en el análisis en cuestión.

Nivel	$T_R = 50$ años		$T_R = 150$ años	
	$(\delta / h)_{\text{máx}}$	$(\mu_d)_{\text{máx}}$	$(\delta / h)_{\text{máx}}$	$(\mu_d)_{\text{máx}}$
10	0.0011	-----	0.0022	-----
9	0.0019	-----	0.0062	-----
8	0.0023	-----	0.0124	-----
7	0.0028	-----	0.0152	-----
6	0.0021	1.74	0.0155	12.73
5	0.0030	2.50	0.0171	13.99
4	0.0047	3.87	0.0194	15.87
3	0.0068	5.59	0.0216	17.67
2	0.0074	6.05	0.0215	17.64
1	0.0047	3.87	0.0182	14.89

Tabla 6.8. Respuesta del sistema de *MGDL* asociada a las variables de diseño

Por último, se revisa que el cortante basal resistente máximo (V_B), obtenido mediante un análisis push over asociado a los niveles de distorsión propuestos ($\delta / h = 0.012$ y 0.03), no sea rebasado por el cortante asociado al sismo de diseño para los diferentes periodos de retorno (*figura 6.7*). Para el caso del marco reforzado que analizamos, el cortante resistente para cada nivel de distorsión es igual a:



$(\delta / h)_{\text{máx}}$	V_B
0.012 ($T_R=50$ años)	0.0391 g
0.03 ($T_R=150$ años)	0.0498 g

Figura 6.7. Cortante basal resistente del marco reforzado para diferentes niveles de distorsión

Se propone que el cortante de diseño esté asociado a los siguientes parámetros:

Período de retorno (años)	Demanda de ductilidad del marco reforzado (μ)
50	2
150	6

Tabla 6.9. Demanda de ductilidad del marco reforzado para diferentes TR

En la figura 6.8 se presentan los espectros de respuesta asociados a periodos de retorno de 50 y 150 años.

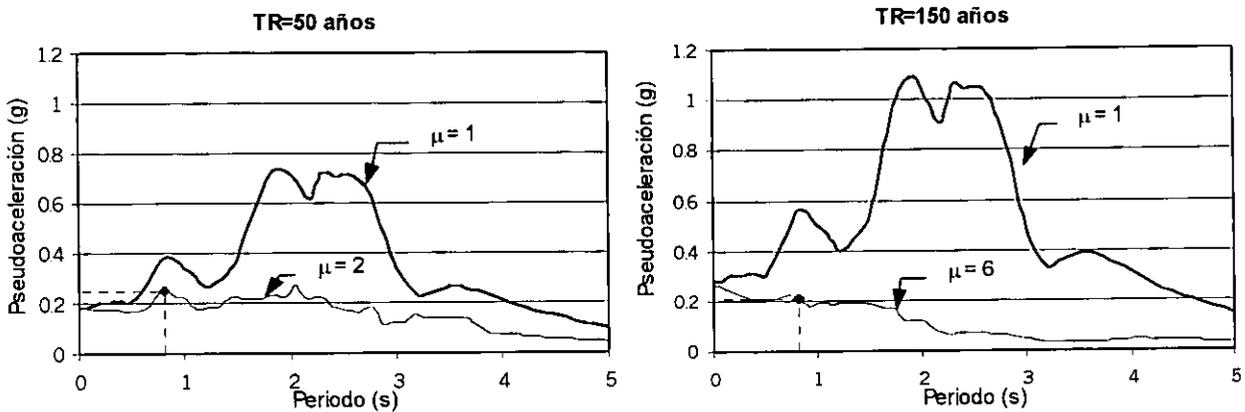


Figura 6.8. Espectros de respuesta para periodos de retorno de 50 y 150 años para $\mu = 2$ y $\mu = 6$, respectivamente

En la figura anterior se observa que la demanda no excede en ninguno de los dos casos para el periodo de 0.86s (que es el periodo del marco reforzado). Observamos que para un periodo de retorno de 50 años y una demanda de ductilidad de $\mu = 2$, el coeficiente sísmico demandado es 0.24 g y el resistente asociado a la distorsión correspondiente es igual a 0.391 g; mientras que para el periodo de retorno de 150 años y una demanda de ductilidad de $\mu = 6$, el coeficiente demandado es igual a 0.2 g y el resistente asociado a la distorsión correspondiente es igual a 0.498 g. Por lo tanto, el edificio es suficientemente resistente para soportar la demanda que introduce el sismo más crítico de los catorce utilizados en el análisis.

CONCLUSIONES

Las principales conclusiones de esta tesis son las siguientes:

1. Se ha propuesto un criterio de diseño basado en desempeño para el refuerzo de edificios con disipadores de energía. El criterio de diseño tiene potencial para usarse en el futuro. Sin embargo, deben hacerse todavía algunas consideraciones para que pueda tomarse como tal.
2. El criterio de refuerzo por desempeño basado en sistemas equivalentes de un grado de libertad que se propone en esta tesis arroja resultados confiables. La respuesta de la estructura que se usa para ejemplificar este trabajo se mantiene debajo de los límites de los niveles establecidos, por lo que podemos decir que el objetivo del diseño por desempeño se cumple.
3. El criterio de diseño propuesto en esta tesis (basado en *SEIGDL* con disipadores de energía) puede ampliarse, basándose en los mismos principios, para el refuerzo de estructuras con otro tipo de sistemas de refuerzo (incluyendo edificios soportados por aisladores sísmicos). También puede ampliarse para tomar en cuenta la condición de los elementos no estructurales y de los objetos que se encuentren contenidos dentro de las estructuras.
4. El comportamiento sísmico de marcos estructurales (*SMGDL*) reforzados con disipadores de energía puede estimarse razonablemente conforme a lo discutido en esta tesis a partir de sistemas equivalentes de un grado de libertad (*SEIGDL*). Esto es muy conveniente ya que al analizar sistemas equivalentes de *IGDL*, el tiempo de cómputo es mucho menor que el que se requeriría si se analizara en forma directa el conjunto estructural de múltiples grados de libertad con

disipadores. Es decir, se puede realizar el análisis de un gran número de estructuras en un tiempo de cómputo relativamente corto.

5. El *SEIGDL* con disipadores es capaz de representar los desplazamientos máximos, las distorsiones máximas de entrepiso y las demandas de ductilidad de los disipadores con errores relativos de menos del 20%.
6. Se deben hacer estudios adicionales para lograr una distribución óptima de los disipadores de energía que se introducen en los marcos estructurales a partir de los *SEIGDL*. Estrechamente relacionado a este problema se encuentra el de encontrar o desarrollar un método para transformar los resultados obtenidos de los *SEIGDL* en resultados que representen de una manera más adecuada la configuración deformada de la estructura que se puede presentar durante un sismo.
7. Los niveles de desempeño que proponen diferentes códigos están bien definidos cualitativamente, pero no en términos cuantitativos. En nuestro país se plantea la difícil tarea de convertir estos conceptos teóricos en normas de diseño cuantificables. Se ha propuesto que esto lo realice un grupo responsable de especificar los movimientos sísmicos de diseño y los niveles de confiabilidad estructural.
8. Es necesario realizar más investigaciones para poder proveer más información acerca de los *niveles de desempeño estructural* para diferentes grupos de sistemas estructurales. Una vez que se tenga conocimiento de esto, se tendrán las herramientas para formular *superficies o curvas de desempeño objetivo* para diferentes tipos de sistemas estructurales. Esto conducirá a los diseñadores a realizar diseños más seguros y económicos.

REFERENCIAS

Aguirre, M. Y Sánchez, R. "Structural seismic damper", Journal of Structural Engineering, ASCE, 118 (5) 1158-1171, 1992.

Alamilla, J. L. "Simulación de temblores en el valle de México mediante procesos estocásticos modulados en amplitud y frecuencia", Trabajo de tesis presentado en la DEPFI, UNAM, para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), Mayo 1997.

Arias, A. "A measure of earthquake intensity", Seismic design of nuclear power plants. Ed. R.J. HANSEN, M.I.T. Press, 1970.

Badillo, H., Silva, F. L. y Ruiz, S. E. "Sistemas de lgdl equivalentes a marcos estructurales con disipadores de energía", XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey, N.L., México, 1998.

Bonnacci, J.F. "Design forces for drift and damage control: a second look at the substitute structure approach", Earthquake Spectra, Volumen 10, núm. 2, 1994.

Clough, R. y Penzien, J. "Dynamics of Structures", Ed. McGraw Hill Book, New York, 1975.

- Collins Y.K., Wen Y.K. y Foutch D.A.* "Investigation of alternative seismic design procedures for standard buildings". Civil Engineering Studies, Structural Research Series, núm. 600, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana Champaign Urbana, Illinois, May 1995.
- Collins, Y. K y Stojadinovic, B.* "Limit states for performance-based design", Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand. Artículo núm. 0716, 2000.
- Esteva, L. y Diaz, O.* "Análisis probabilista del riesgo de daños por sismo en construcciones en México", Informe presentado al Instituto de Ingeniería, 1989.
- Fajfar, P.* "Trends in seismic design and performance evaluation approaches", Proc. XI European Conference on Earthquake Engineering, Paris, Francia, 237-250, 1998.
- Fajfar, P. y Fischinger, M.* "A seismic design procedure including energy concept". Proc. IX European Conference on Earthquake Engineering, 2, 312-321, 1990.
- Fajfar, P. y Fischinger, M.* "N2- A method for non-linear seismic analysis of regular buildings". Proc. IX WCEE, Tokyo-Kyoto. Vol V-III-115, 1988.
- FEMA 273 y 274.* BSSC, NEHRP Guidelines and commentaries for the seismic rehabilitation of buildings, 1997.
- Grigoriu, M., Ruiz, S. E. y Rosenblueth, E.* "Nonstationary models of seismic ground acceleration", Earthquake Spectra, 4, (3) 551-568, 1988.
- Kannan A. y Powell G.* "General purpose computer program for inelastic dynamic response of plane structures". University of California-Berkeley CA., Earthquake Engineering Research Center. Report No. UCB/EERC 73-6, 1973.
- Krawinkler, H. y Nassar, A.A.* "Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities", Elsevier Applied Science, 20-40, 1992.
- Lawson, R. S. y Krawinkler, H.* "Cumulative damage potential on seismic, ground motion", Proc. X European Conference on Earthquake Engineering, Vienna, Austria, 1994.

Limón L. A. "Análisis y diseño de marcos estructurales con disipadores de energía sísmica y sin ellos", Tesis para obtener el grado de Maestro en Ciencias con especialidad en Estructuras, ESIA, IPN, 1997.

Meli, R., Miranda, E. y Reyes, J.C. "Estudios sobre estados límites de servicio para el diseño sísmico de edificios", informe elaborado para la Secretaría de Obras y Servicios del Gobierno del Distrito Federal, CENAPRED, 1996.

Miranda, E. y Ruiz, J. "Influencia de la degradación de rigidez en las demandas de resistencia lateral de estructuras en suelos blandos", XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Monterrey, N.L., México, 1998.

Powell G.H. "Supplement to computer program Drain-2D", Department of Civil Engineering. University of California, Berkley California, 1975.

Prakash V., Powell G.H. y Campbell S. "Drain 2-DX base program description and user guide", Department of Civil Engineering. University of California, Berkley California, 1993.

Priestley, M.J.N. "Displacement-based approaches to rational to limits states design of new structures", Proc. XI European Conference on Earthquake Engineering, Paris, Francia, 317-338, 1998.

Qi, X, y Moehle J.P. "Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes". University of California-Berkeley, Earthquake Engineering Research, Center Report, No. UCB/EERC-91/02, Enero, 1991.

Reyes, J.C. "El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios". Trabajo de tesis presentada en la DEPMI, UNAM, para obtener el grado de Doctor en Ingeniería (Estructuras), 1999.

Ruiz E. "Análisis y Diseño de un Edificio de 20 Niveles con Disipadores de Energía Sísmica y sin ellos", Trabajo de Tesis Presentado en la Facultad de Ingeniería, UNAM, para obtener el Título de Ingeniero Civil, Septiembre 1995.

Ruiz, S. E. "Bases para la formulación de lineamientos para el diseño de refuerzo de edificios con disipadores de energía sísmica", informe elaborado para la Secretaría de Obras del Gobierno del Distrito Federal, Enero 2000.

- Ruiz, S. E. y Badillo, H.* "Diseño sísmico del refuerzo de edificios con disipadores de energía: algunos estudios y aplicaciones en México", Seminario 2000 Desastres sísmicos: Escenarios, seguridad y prevención en ciudades de países en desarrollo. Caracas, Venezuela, Febrero 2000.
- Saiidi, M. y Sozen M.* "Simple and complex models for nonlinear seismic response of reinforced concrete structures". University of Illinois at Urbana Champaign, Structural Research Series Report Núm. 465, 1979.
- SEAOC, Vision 2000* Performance based seismic engineering of buildings, I, Sacramento, California, 1995.
- Segovia M.I.* "Análisis de costos y de daño estructural de dos marcos estructurales reforzados", Trabajo de investigación I, 1997.
- Silva F.L.* "Criterio para diseño sísmico de estructuras con dispositivos disipadores de energía", trabajo de tesis presentado en la Facultad de Ingeniería, UNAM para obtener el título de Ingeniero Civil, Noviembre 1993.
- Yeh, C.H. y Wen, Y.K.* "Modeling of nonstationary earthquake ground motion and biaxial and torsional response of inelastic structures". Civil Eng. Studies. Structural Research Series Núm. 546, University of Illinois, Urbana, IL, 1989.

APÉNDICE A

ARCHIVO DE DATOS PARA EL PROGRAMA DRAIN 2-D. SMGDL MARCO CONVENCIONAL

START MODELO DE TAKEDA EXTENDIDO. MARCO CONVENCIONAL. SIN EFECTOS P-D. UNIDADES: T-m

44	8	4	1	10	10	2	0		
1		0		30					
2		5		30					
3		10		30					
4		15		30					
41		0		0					
42		5		0					
43		10		0					
44		15		0					
1	41	9	4	3					
2	42	9	4	3					
3	43	9	4	3					
4	44	9	4	3					
41	1	1	1	44					
1	4	1	2	3	4				
1	4	5	6	7	8				
1	4	9	10	11	12				
1	4	13	14	15	16				
1	4	17	18	19	20				
1	4	21	22	23	24				
1	4	25	26	27	28				
1	4	29	30	31	32				
1	4	33	34	35	36				
1	4	37	38	39	40				
1	9.94863			0		0	4	9.81	
5	13.56912			0		0	8		
9	13.75956			0		0	12		
13	13.95000			0		0	16		
17	14.05764			0		0	20		
21	14.16528			0		0	24		
25	14.22221			0		0	28		
29	14.27913			0		0	32		
33	14.27913			0		0	36		
37	14.27913			0		0	40		
1	6 2498		0.04			1.0			1
1		0	-2.94489			0	4		3
2		0	-4.57876			0	3		1
5		0	-3.79081			0	37		4
6		0	-6.29198			0	38		4
7		0	-6.29198			0	39		4
8		0	-3.79081			0	40		4
2500	0	0	0	SISMO DEL REGISTRO DE LA S.C.T. (SCTEWRE-85)					
0.45432119	.00420496								
50		0	0	0	0	0	0		

APÉNDICE B

ARCHIVO DE DATOS PARA EL PROGRAMA DRAIN 2-D. *SEIGDL* PARA UNA RELACIÓN DE $a_0 = 0.2$

```
START SISTEMA EQUIVALENTE AL MARCO CON DISIPADORES. CON DEGRADACIÓN. UNIDADES:T-m
3 3 0 1 0 1 2
1 0. 0.
2 -10. 30.
3 0. 30.
1 1 1 1 2
3 28.9336 1.
0 0 2498 0.04 1.24847 1.0
2500 0 0 0 SISMOS SIMULADOS A PARTIR DEL REGISTRO DE S.C.T.  $a_0=0.20$ 
0.64708
1 1 0 0 0 0 0 2 0 2 1 1
1 1 1
1 21000000. 0.039.61490E-5 110733.0 -110733.0
1 2 3 0 1 0 0
6 1 1 0 1 0 0
1 9086039. 11105536.2643856466.10 3. 0 0 0.07362 0.07362
1 0 0 0.0714 0.0714 0.3917 0.3917 1
1 1 1597.9 -1597.9
1 1 3 0 1 0 1 1 0 0
STOP
```

AGRADECIMIENTOS

- ❖ A la **Dra. Sonia E. Ruiz Gómez**, por sus consejos, su optimismo y su gran confianza puesta en mí. Por la dirección de este trabajo y por su gran apoyo que me brindo durante estos casi tres años, sin el cual no me hubiera sido posible realizar esta meta.

- ❖ Al **Dr. Luis Esteva Maraboto**, por sus siempre valiosos y oportunos comentarios, por hacernos ver las cosas de otra manera.

- ❖ Al **M.I. Francisco L. Silva González**, por su amistad y por su paciencia, por su orientación y su voluntad de siempre ayudar a los demás. Por ser como un hermano para mí y para los demás compañeros de cubículo.

- ❖ A mis sinodales **Ing. Santiago Loera Pizarro, Dr. Amador Terán Gilmore y Dr. Eduardo Reinoso Angulo**, por sus valiosas opiniones y comentarios para mejorar este trabajo.

- ❖ A los **integrantes del cubículo 213** del Instituto de Ingeniería, a los que están y a los que ya se fueron, por hacer más llevaderas las largas horas de trabajo, por su amistad y compañía.

- ❖ A mis maestros de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Zacatecas, **M.I. Arturo Maldonado Romero, Ing. Héctor Romo Guzmán e Ing. Carlos Martínez Sánchez**, quienes me impulsaron a tratar de lograr esta meta.

- ❖ A mis amigos y compañeros, **Pablo Sandoval, Mario Ocampo, Jaime Villa, Philipp Gamper, Guillermo Cervantes, Danny Arroyo, Bladimir Araujo, Raquel Machicao, Tiziano Perea, Adrián Cervantes, Alonso Barreiro y Mauricio Gallego**. Por su amistad y apoyo, que hicieron más llevadera mi estancia durante estos años de estudio.

- ❖ Al **M.I. Octavio García Domínguez**, por su apoyo durante mi estancia en la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

- ❖ Al **Instituto de Ingeniería de la UNAM** y su personal, especialmente a la **Coordinación de Mecánica Aplicada**, por permitirme hacer uso de sus instalaciones y por brindarme un sitio y un ambiente agradable de trabajo.

- ❖ A la **Ciudad de México**, por enseñarme a enfrentar mis miedos y temores.