



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN  
INGENIERÍA**

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE  
EDIFICIOS USANDO CONCEPTOS DE ENERGÍA**

**T E S I S**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**DOCTOR EN INGENIERÍA**

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

**EDÉN BOJÓRQUEZ MORA**

TUTORA:

**DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ**

CO-TUTOR:

**DR. AMADOR TERÁN GILMORE**



JUNIO 2007



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.

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Luis Esteva Maraboto  
Secretario: Dr. Roberto Meli Piralla  
Vocal: Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez  
1<sup>er</sup>. Suplente: Dr. Amador Terán Gilmore  
2<sup>do</sup>. Suplente: Dr. Orlando Javier Díaz López

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

**TUTOR DE TESIS:**

Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez

---

FIRMA

*A DIOS...*

# DEDICATORIA

A DIOS PORQUE GRACIAS A EL  
TODOS ESTAMOS AQUI Y DE EL  
SOMOS. CON EL TODO SIN EL NADA

A LA VIRGEN DEL ROSARIO POR  
ACOMPANARME Y CUIDARME  
SIEMPRE, EN TODOS LOS LUGARES  
QUE ME ENCONTRARA

A MIS PADRES ANA Y WILDO  
QUE MAS PUEDO DECIR A  
QUIENES LES DEBO TANTO, ES UNA  
VERDADERA DICHA QUE ESTEN A  
NUESTRO LADO, LOS AMO

A LA DRA. SONIA RUIZ POR SU  
APOYO INCONDICIONAL, SU  
PACIENCIA, COMPRENSIÓN, SUS  
CONSEJOS, COMPARTIR SUS  
CONOCIMIENTOS, Y POR TANTAS  
COSAS BUENAS QUE POSEE QUE NO  
TERMINARÍA POR DESCRIBIRLAS EN  
TAN CORTO ESPACIO Y CON MI POBRE  
VOCABULARIO, ESPECIALMENTE  
GRACIAS POR SU AMISTAD. ES UNA  
EXCELENTE PERSONA

A MI ABUELITA, MI  
HERMANA WILNYA Y MIS  
HERMANOS WILDO, OMAR Y JUAN  
CON TODO MI CARIÑO Y MI AMOR,  
POR TANTOS MOMENTOS QUE  
HEMOS VIVIDO UNIDOS, SIEMPRE  
APOYANDONOS UNOS A LOS OTROS  
Y QUE HAN SIDO  
FUNDAMENTALES PARA QUE YO  
ESTE AQUÍ. SON UN GRAN  
EJEMPLO, NO PUDE HABER  
TENIDO MEJORES HERMANOS,  
LOS AMO

**A LA UNAM, Y EL INSTITUTO DE INGENIERÍA** por permitirme hacer uso de sus instalaciones, y porque me permitieron recibir una formación no solo académica, sino deportiva, cultural, artística y en otros aspectos de la vida, siempre estaré agradecido con estas instituciones.

**A CONACYT Y LA DGEP** por el apoyo económico otorgado para la realización de mis estudios.

**A MIS SINODALES DR. AMADOR TERÁN GILMORE, DR. LUIS ESTEVA MARABOTO, DR. ROBERTO MELI PIRALLA, DR. ORLANDO JAVIER DIAZ LOPEZ** por la revisión de la Tesis que sirvió para enriquecerla, y por compartir un poco de sus tantos conocimientos y experiencias, no solo son grandes investigadores, también grandes personas.

**AL DR. ALFREDO REYES SALAZAR** por el gran apoyo que siempre me ha brindado siempre le estaré agradecido, y por su gran amistad.

**A TODOS LOS PROFESORES** que me han impartido clases, porque han sido pieza fundamental en mi formación, para que yo pudiera lograr esta meta más en mi Vida.

**A MI TIO, TIA, MADRINA, PADRINO Y LA FAMILIA** gracias por todo su apoyo, confianza y cariño siempre pueden contar conmigo, así como yo he contado con ustedes.

**A LOS DEL DEPA 302** ese departamento de donde tengo tanto recuerdos tan maravillosos que nunca olvidaré, y que fue como mi Hogar durante todo el tiempo que he estado ahí, viví momentos que siempre estarán presentes en mi Corazón, principalmente cada uno de ustedes siempre los llevaré donde quiera que vaya, pues de todos me llevo un hermoso recuerdo, gracias por su amistad y solo quiero terminar diciendo un par de palabras *“OTRO NIVEL”*.

**A LOS AMIGOS DEL INSTITUTO** porque enriquecieron y alegraron mi Vida con su presencia, compartiendo tantos momentos juntos que hicieron que mi estancia durante estos años fuera una grandiosa aventura, gracias a todos.

**A LILIANA Y SU FAMILIA** por el apoyo que me brindaron, y todos los momentos que compartimos juntos siempre les estaré agradecido, pues no hubiera sido lo mismo sin haberlos conocido.

**A LOS AMIGOS DEL CORO DE LA IGLESIA DEL CUC** con quienes tuve la dicha de cantar y compartir la palabra de Dios por más de 5 años, me llevo grandes recuerdos de cada uno de ustedes.

**A MIS ESTUDIANTES** quienes desarrollaron su trabajo de Tesis y su Verano Científico a mi lado, de quienes aprendí tanto y que contribuyeron en el desarrollo de mi Tesis, gracias por su apoyo.

**A MIS AMIGAS MISIONERAS SCALABRINI** quienes desde el primer momento me recibieron con una linda sonrisa, a pesar de ser un completo extraño me abrieron las puertas de su Hogar, pero más que nada de su gran Corazón.

**A VICTOR LOPEZ Y CARLOS SLIM** por apoyar a tantos jóvenes Guasavenses y de todo México en el fortalecimiento de su educación, que es la base para el futuro de una mejor Nación. Espero que cada día haya más personas como ustedes en este Mundo.

**A LOS PADRES DOMINICOS DE LA IGLESIA DEL CUC (ESPECIALMENTE AL PADRE DIDIER) Y A LOS PADRES FRANCISCANOS DE LA IGLESIA DEL CRISTO** por transmitirme y enseñarme la palabra de Dios, y poder permitirme conocer un poquito más de cerca a quien todo le debemos.

**A MIS AMIGOS CATEQUISTAS, A MIS NIÑOS DEL CATECISMO Y MIS NIÑOS DEL CORO** espero haberlos hecho tan felices como ustedes lo hicieron conmigo los quiero mucho a todos.

**A MIS AMIGOS DEL EQUIPO DE FUTBOL DEL INSTITUTO** por cada uno de los partidos que jugamos juntos, quizás no fuimos campeones, pero eso sí no cabe la menor duda que somos los subcampeones número uno.

**A LOS PROFESORES Y AMIGOS DE NAPOLES** por su apoyo y confianza, y porque su compañía hizo que no fuera nada difícil estar en un País tan lejos de mi gente, gracias.

A todas las personas que se han cruzado por mi camino y que he tenido la dicha de conocer, quizás no he mencionado a todos, pero tanto a los que mencioné como a los que no y que me han apoyado, siempre les estaré eternamente agradecido, **QUE DIOS LOS BENDIGA!!**.

# **EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICIOS USANDO CONCEPTOS DE ENERGIA**

## **INDICE**

### **INTRODUCCION**

#### **Capitulo 1. OBJETIVOS Y ORGANIZACION DE LA TESIS**

*OBJETIVOS GENERALES  
ORGANIZACION DE LA TESIS*

#### **Capitulo 2. LA ENERGIA HISTERETICA DISIPADA EN EL DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS**

*INTRODUCCION  
LIMITACIONES DE CRITERIOS DE DISEÑO BASADOS  
EN LIMITAR LOS DESPLAZAMIENTOS MAXIMAS DE ENTREPISO  
IMPORTANCIA DE LA ENERGIA HISTERETICA DISIPADA  
ENERGIA HISTERETICA NORMALIZADA  
ESPECTROS DE ENERGIA HISTERETICA NORMALIZADA CON TAFU*

#### **Capitulo 3. DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS BASADO EN CONFIABILIDAD USANDO LA ENERGIA HISTERETICA DISIPADA (CRITERIO I)**

*CRITERIO DE DISEÑO I  
Capacidad de energia histeretica normalizada  
Criterio de diseño propuesto  
EJEMPLO DE APLICACION  
DESEMPEÑO SISMICO DEL MARCO ESTRUCTURAL  
REFLEXIONES FINALES SOBRE EL CAPITULO 3*

#### **Capitulo 4. EL INDICE DE ACUMULACION LINEAL DEL DAÑO EN EL DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS**

*INTRODUCCION  
IMPORTANCIA DEL INDICE DE ACUMULACION LINEAL  
DEL DAÑO  
IMPORTANCIA DE LOS INDICES DE DAÑO SEGUN EL  
ESTADO LIMITE QUE SE TRATE*

*CAPACIDAD CICLICA DE MARCOS ESTRUCTURALES DE  
ACERO Y SUS CORRESPONDIENTES SIGL EQUIVALENTES  
ESPECTROS DE INDICE DE ACUMULACION LINEAL DEL  
DAÑO CON TAFU*

**Capitulo 5. DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS BASADO EN  
CONFIABILIDAD USANDO EL INDICE DE ACUMULACION LINEAL DEL  
DAÑO (CRITERIO II)**

*CRITERIO DE DISEÑO PROPUESTO  
EJEMPLO DE APLICACION  
REFLEXIONES SOBRE EL CAPITULO 5*

**Capitulo 6. COMPARACION DE LA CONFIABILIDAD DE LOS DISEÑOS  
OBTENIDOS AL APLICAR LOS CRITERIOS I Y II Y EL RCDF-2004**

*INTRODUCCION  
DISTORSIONES MAXIMAS DE ENTREPISO  
ENERGIA HISTERETICA NORMALIZADA  
INDICE DE ACUMULACION LINEAL DEL DAÑO*

**Capitulo 7. FACTIBILIDAD DEL DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS  
BASADO EN CONCEPTOS DE ENERGIA (DE LA TEORIA A LA PRACTICA  
PROFESIONAL)**

*INTRODUCCION  
ANALISIS DEL CRITERIO BASADO EN LA ENERGIA  
HISTERETICA NORMALIZADA*

**Capitulo 8. CONCLUSIONES**

**REFERENCIAS**

**APENDICE A.** *Algunos factores de transformacion entre  
SIGL y SMGL, correspondientes a ductilidades, a distorsiones  
maximas de entrepiso y a energia histeretica normalizada,*  
Bojorquez E y Ruiz SE, aceptado para el 3er Congreso  
Nacional de Ingenieria Sismica, Girona, España 2007.

**APENDICE B.** *Reliability-based evaluation procedure for  
the preliminary seismic design of steel structures, using  
energy concepts,* Bojorquez E, Ruiz SE y Teran-Gilmore A.  
**Articulo sometido a la Revista Engineering Structures.**

**APENDICE C.** *Confiabilidad sismica de varios edificios  
de acero (4 a 10 niveles) localizados en suelo blando  
de la ciudad de Mexico, diseñados con el RCDF-2004,*  
Bojorquez E, Diaz A, Ruiz SE y Garcia-Jarque F.  
**Articulo aceptado para la Revista de Ingenieria Sismica.**

## **RESUMEN**

En esta tesis se proponen dos criterios para el diseño sísmico de estructuras que consideran la confiabilidad estructural y la acumulación del daño estructural. El primer criterio utiliza espectros de ductilidad y de energía histerética normalizada con tasa anual de falla uniforme (TAFU), mientras que el segundo criterio utiliza espectros de índice de acumulación lineal del daño con TAFU.

En la primera parte de la tesis se estudian las limitaciones de las demandas máximas para garantizar un desempeño satisfactorio de las estructuras sujetas a sismos. Se observa el efecto del tiempo de duración del movimiento de los sismos en las estructuras, y se hace ver la importancia que puede tener la energía histerética en la respuesta sísmica de estructuras al ser normalizada con respecto a la resistencia y desplazamiento de fluencia. Se dan las herramientas necesarias tanto para obtener espectros de energía histerética normalizada con TAFU como para utilizar el primer criterio de diseño propuesto, el cual se aplica para diseñar un marco estructural de acero de ocho niveles y tres crujías. La respuesta estructural del marco se compara con la de una estructura diseñada con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-2004). Se observa que la estructura diseñada con el criterio aquí descrito tiene un mejor desempeño estructural, logrando una reducción importante en las distorsiones de entrepiso, parámetro utilizado por la mayoría de los códigos de diseño sísmico para medir el desempeño sísmico de las estructuras. Finalmente, en esta parte de la tesis se observa que para estructuras formadas de elementos con poca capacidad de disipación de energía es más adecuado hacer el diseño basado en el control de la energía disipada por comportamiento plástico, lo mismo sucede en el caso de estructuras con alta capacidad de disipación de energía por comportamiento plástico, sometidas a demandas sísmicas severas, tal como sucede en estructuras con periodos de vibración cercanos al periodo dominante del suelo desplantadas en suelo blando del valle de México.

En la segunda parte de la tesis se describen las limitaciones de la energía histerética normalizada como parámetro para considerar de manera explícita el daño acumulado. Se observan las ventajas de utilizar el índice de acumulación lineal del daño en el diseño sísmico de estructuras, especialmente para estados límite de seguridad y cercanos al colapso. Se propone un procedimiento para obtener la capacidad cíclica de marcos estructurales de acero y sus correspondientes SIGL equivalentes. Posteriormente, se describe un algoritmo para obtener espectros de índice de acumulación lineal del daño con TAFU. Dichos espectros se utilizan en un segundo criterio alternativo propuesto. El segundo criterio se aplica a una estructura de acero con características similares a la estructura diseñada con el primer criterio.

Se analiza el desempeño sísmico de las estructuras diseñadas con ambos métodos propuestos para distintos parámetros de diseño, y se describen las ventajas y desventajas de cada uno de ellos con la finalidad de utilizarlos en la práctica profesional de la ingeniería. Se concluye la efectividad de ambos criterios, tanto por incluir parámetros importantes que afectan el comportamiento estructural, como por incorporar la confiabilidad prescrita en las estructuras (obteniendo niveles satisfactorios), y por su relativamente fácil aplicación, lo cual es fundamental con la finalidad futura de incorporarlo en normas de diseño sísmico.

Finalmente, se describe con detalle los requisitos fundamentales para utilizar los criterios en la práctica profesional de la ingeniería, con el objetivo de que un ingeniero estructural pueda aplicar los métodos aquí propuestos con las herramientas que el dispone; además, se hacen ver los requerimientos y la viabilidad de obtenerlos para poder contar en las normas futuras de diseño sísmico con métodos que toman en cuenta de manera explícita las demandas de deformación plástica acumulada.

# **INTRODUCCIÓN**

Eventos sísmicos registrados en los últimos años como los de México 1985, Northridge 1994 y Kobe 1995 han dejado de manifiesto la necesidad de mejorar las metodologías de diseño sísmico de estructuras, ya que una cantidad importante de estructuras diseñadas bajo códigos sísmicos no exhibieron un comportamiento adecuado durante dichos eventos. La mayoría de los Reglamentos de diseño sísmico de estructuras, incluyendo el RCDF-2004 se basan en el uso de espectros de diseño derivados de S1GL para garantizar los requerimientos de resistencia lateral de las estructuras, y en el control de las distorsiones máximas de entrepiso como parámetro principal para medir el desempeño estructural; sin embargo, tanto los espectros de diseño, como las distorsiones máximas de entrepiso representan demandas máximas sobre las estructuras, y pueden resultar insuficientes al no considerar las demandas acumuladas por deformaciones plásticas durante la acción de un sismo. Las demandas acumuladas pueden jugar un papel muy importante especialmente en estructuras con baja capacidad de disipación de energía, o estructuras con alta capacidad de disipación de energía, sujetas a movimientos de larga duración como los que ocurren en el valle de México, especialmente aquellas con periodos cercanos al periodo dominante del suelo. El efecto que tienen las demandas acumuladas y por lo tanto el daño acumulado sobre las estructuras no se contempla de manera explícita en los códigos de diseño sísmico actuales, lo que puede implicar una posible subestimación del efecto sísmico sobre algunas estructuras.

Una forma de considerar el daño acumulado de manera explícita es con el uso de conceptos de energía sísmica o mediante índices de daño que consideran de manera explícita las demandas de energía sísmica sobre las estructuras. Sin embargo, aún cuando se considere el daño acumulado de manera explícita, los códigos de diseño sísmico de estructuras no están asociados a niveles prescritos de confiabilidad en estructuras diseñadas con sus especificaciones. Además, la mayoría de los reglamentos del mundo se basan principalmente en estudios de S1GL con comportamiento elastoplástico perfecto para diseño sísmico de estructuras, y por otro lado, existen diferencias entre la respuesta de los modelos reales y de los sistemas simplificados. Los códigos contemplan dichas diferencias entre la respuesta de estructuras simplificadas y reales, pero no garantizan una misma tasa de excedencia entre ambos sistemas estructurales, y los espectros de diseño sísmico de estructuras recomendados por dichos reglamentos no están asociados a niveles de confiabilidad o tasas anuales de falla. En resumen, los inconvenientes en el diseño sísmico son la no consideración explícita del daño acumulado, la no inclusión de niveles prescritos de confiabilidad de las estructuras y una obtención de la demanda sísmica que se basa en estudios de S1GL que no toman en cuenta la confiabilidad o la tasa anual de excedencia al obtener la respuesta de estructuras de sistemas de múltiples grados de libertad (SMGL).

El objetivo de este trabajo es proponer dos criterios de diseño sísmico de marcos estructurales de acero que consideren los niveles de confiabilidad en las estructuras, las incertidumbres entre la respuesta de S1GL y estructuras de múltiples grados de libertad (MGDL) reales para niveles de confiabilidad similares, y la consideración explícita del

daño acumulado a través de la energía histerética disipada o del índice de acumulación lineal del daño en las estructuras sujetas a la acción de los sismos. Se contrastan los dos criterios propuestos y se analiza la eficacia en términos de desempeño y la fácil aplicación de cada uno de ellos. Finalmente, se expone con detalle cuales son los estudios requeridos que permitirán en un futuro próximo la incorporación de los métodos aquí expuestos, en los códigos de diseño sísmico; es decir, en la práctica de la ingeniería.



# Capítulo 1

## ***OBJETIVOS Y ORGANIZACIÓN DE LA TESIS***

### **1.1 Objetivos Generales**

Los objetivos de esta tesis son los siguientes:

- a) Revisar la importancia de la energía histerética disipada para el diseño sísmico de estructuras, así como sus limitaciones, especialmente cuando dicha energía se normaliza respecto a la resistencia y al desplazamiento de fluencia.
- b) Proponer y aplicar un primer criterio de diseño sísmico que considera tanto la confiabilidad en las estructuras como las demandas acumuladas de manera explícita, a través de espectros de ductilidad y espectros de energía histerética normalizada con tasa anual de falla uniforme (TAFU); además, hacer ver en qué casos un diseño que considera la ductilidad global máxima y las distorsiones máximas de entrepiso es una buena solución al problema sísmico.
- c) Subrayar la importancia que tiene considerar las demandas acumuladas en las estructuras, a través del índice de acumulación lineal del daño, para estados límite de seguridad y cercano al colapso.
- d) Proponer un método para evaluar la capacidad cíclica de estructuras y S1GL equivalentes con la finalidad de obtener espectros de índice de acumulación lineal del daño con TAFU.
- e) Proponer un segundo criterio de diseño sísmico basado en el uso de espectros de índice de acumulación lineal del daño con TAFU.
- f) Analizar ambos procedimientos aquí propuestos, y hacer ver algunas observaciones sobre los niveles de confiabilidad obtenidos al utilizarlos.
- g) Puntualizar los estudios requeridos con el objetivo de que los procedimientos aquí planteados pueden ser utilizados en la práctica de la ingeniería, y ver si es factible cumplir con los requerimientos para aplicar los criterios presentados con base en estudios futuros.



## 1.2 Organización de la tesis

**Capítulo 1.** En este capítulo se describen los objetivos generales y la forma en que se desarrolla la tesis.

**Capítulo 2.** Se observa la importancia de la energía histerética disipada como parámetro de diseño sísmico, especialmente al ser normalizada respecto a la fuerza y al desplazamiento de fluencia. Se describe un algoritmo para obtener espectros de energía histerética normalizada con TAFU.

**Capítulo 3.** Se propone un primer criterio de diseño sísmico basado en el uso de espectros de ductilidad y energía histerética normalizada con TAFU, que considera tanto la confiabilidad de las estructuras diseñadas, como el daño acumulado en las mismas, y se aplica para el diseño sísmico de un marco estructural de acero de ocho niveles. Se hace ver la importancia de la capacidad de rotación plástica acumulada, así como en qué casos un diseño convencional es adecuado. Finalmente, se compara la respuesta de la estructura obtenida con el criterio propuesto y con la de otra estructura con características similares diseñada con el RCDF-2004.

**Capítulo 4.** Se muestra la importancia del índice de acumulación lineal del daño para estados límite de seguridad y cercanos al colapso. Se evalúa la capacidad cíclica de marcos estructurales de acero y sus SIGL equivalentes con la finalidad de obtener espectros de índice de acumulación lineal del daño con TAFU.

**Capítulo 5.** Se propone y aplica un segundo criterio de diseño sísmico que utiliza los espectros de índice de acumulación lineal del daño para el diseño de una estructura de acero de ocho niveles.

**Capítulo 6.** Se analizan los resultados de los dos criterios de diseño sísmico aquí propuestos, con la finalidad de opinar sobre los niveles de desempeño sísmico y de confiabilidad estructural obtenidos con cada uno de ellos.

**Capítulo 7.** Se dan algunas recomendaciones sobre estudios futuros que se requieren con la finalidad de aplicar los procedimientos aquí propuestos en la práctica profesional de la ingeniería.

**Apéndice A.** Artículo aceptado para publicarse en las memorias del 3er Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Girona, España 2007, por Bojórquez E y Ruiz SE. “*Algunos factores de transformación entre SIGL y SMGL, correspondientes a ductilidades, a distorsiones máximas de entrepiso y a energía histerética normalizada*”.

**Apéndice B.** Artículo sometido a la Revista Engineering Structures, por Bojórquez E, Ruiz SE y Terán-Gilmore A. “*Reliability-based evaluation procedure for the preliminary seismic design of steel structures, using energy concepts*”.

**Apéndice C.** Artículo aceptado para publicarse en la Revista de Ingeniería Sísmica, por Bojórquez E, Díaz MA, Ruiz SE y García-Jarque F. “*Confiabilidad sísmica de varios edificios (cuatro a diez niveles) localizados en suelo blando de la ciudad de México, diseñados con el RCDF-2004*”.



## Capítulo 2

### **LA ENERGÍA HISTERÉTICA DISIPADA EN EL DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS**

#### **2.1 Introducción**

La distorsión máxima de entrepiso es uno de los principales parámetros utilizados por los códigos de diseño sísmico para medir el desempeño sísmico de las estructuras; sin embargo, en dicho parámetro no se contempla de manera explícita el efecto que tiene la acumulación del daño estructural. Dicha acumulación puede ser muy importante especialmente en estructuras sometidas a sismos de larga duración como los que ocurren en el valle de México y periodos de vibración cercanos al periodo dominante del suelo (Terán-Gilmore, 2001; Bojórquez y Ruiz, 2004). Se han hecho esfuerzos por entender el efecto del tiempo de duración del movimiento sobre las estructuras; es decir, el efecto acumulativo del daño (Fajfar, 1992; Ballio y Castiglioni 1994; Reinoso y Ordaz, 2001; Manfredi, 2001; Malhotra, 2002; Chou y Uang, 2003; Boomer *et al*, 2004; Chai, 2005; Iervolino *et al*, 2006; Bojórquez *et al*, 2006a); sin embargo, aún no se incorpora de manera explícita dicho efecto en las normas de diseño sísmico actuales. Algunos investigadores promueven la actualización del diseño sísmico por medio de metodologías de diseño que contemplen el efecto acumulativo de las demandas de deformación plástica y con ello el efecto que tiene el tiempo de duración del movimiento sobre las estructuras (Akiyama, 1985; Fajfar, 1992; Cosenza y Manfredi, 1996; Terán-Gilmore 1996).

Una forma de considerar el daño acumulado de manera explícita es a través de conceptos de energía sísmica. El uso de la energía sísmica fue inicialmente propuesto por Housner (1956) y ha sido utilizada por otros investigadores para fines de diseño sísmico (Akiyama, 1985). Los métodos basados en conceptos de energía consisten en suministrar a la estructura una capacidad de energía superior o igual a la energía que le demandan los sismos (Uang y Bertero, 1990). Se han desarrollado metodologías de diseño sísmico que se basan exclusivamente en el uso de la energía plástica histerética (Akbas, *et al* 2001; Casanova 2004; Choi y Kim, 2006); sin embargo, dicho parámetro por sí solo puede resultar insuficiente al no considerar la historia completa del número y de la magnitud de los ciclos de comportamiento plástico. El control de la energía histerética, en complemento con el control de las demandas máximas (ductilidades y distorsiones máximas de entrepiso), puede ser una buena alternativa para garantizar un desempeño satisfactorio de las estructuras sismo-resistentes sobretodo en las que presentan baja capacidad de acumulación del daño o que están sujetas a demandas sísmicas severas.



Otra limitación de la mayoría de los códigos de diseño sísmico en el mundo, además de no considerar de manera explícita el daño acumulado en las estructuras, es no incluir los niveles de confiabilidad implícitos en las estructuras diseñadas con sus especificaciones. La mayoría de los reglamentos del mundo se basan principalmente en estudios de S1GL con comportamiento elastoplástico perfecto para diseño sísmico de estructuras. Estos no garantizan una misma tasa de excedencia entre la respuesta de S1GL y de estructuras reales, como se ha desarrollado en estudios recientes (Inoue y Cornell, 1991; Esteva *et al.*, 2005; Bojórquez, *et al.* 2005). Además, los espectros de diseño sísmico de estructuras recomendados por dichos reglamentos en general no están asociados a niveles de confiabilidad como lo mencionan diversos estudios (Cornell, 1992; Wen, 1995; Ghosh y Collins, 2002; 2006; Rivera y Ruiz, 2004). Por otro lado, la degradación en las características mecánicas que exhiben los elementos estructurales no se consideran de manera explícita (Bojórquez y Rivera, 2005). Al respecto se han propuesto diversos factores para considerar dicha degradación (Terán-Gilmore y Espinoza, 2003). En resumen, algunas limitaciones importantes en el diseño sísmico son la no consideración explícita del daño acumulado, la no inclusión de niveles prescritos de confiabilidad de las estructuras, y una estimación de la demanda máxima sísmica que se basa en estudios de S1GL.

El objetivo de este capítulo es analizar las limitaciones de considerar solo la ductilidad y las distorsiones máximas de entrepiso para el diseño sísmico de estructuras, así como ver el efecto que tiene el tiempo de duración del movimiento, y finalmente observar la importancia de utilizar la energía histerética disipada como parámetro de diseño, así como obtener las herramientas necesarias para proponer un criterio de diseño sísmico de estructuras basado en confiabilidad que considere las demandas acumuladas a través de espectros de energía histerética normalizada. Dicho criterio se describe en el capítulo 3.

## **2.2 Limitaciones de criterios de diseño basados en limitar los desplazamientos máximos de entrepiso**

Si bien los desplazamientos máximos son un indicador del daño que ocurre en las estructuras sujetas a acciones sísmicas, y pueden resultar una condición de diseño sísmico, el control exclusivo de dichas desplazamientos no garantiza el buen desempeño de una estructura sismo-resistente. Para demostrar esta limitación enseguida se utiliza el registro de SCT del sismo ocurrido el 19 de septiembre de 1985 (figura 2.1); por otro lado, además, se utiliza un registro que se obtiene al tomar una pequeña porción de la fase intensa de SCT (parte en línea gruesa de la figura 2.1, "SCT recortado"). Debido a que los códigos se basan en el uso de espectros elásticos que son reducidos por ductilidad y sobrerresistencia, los espectros elásticos juegan un papel muy importante en el diseño sísmico, por lo tanto con la finalidad de demostrar las deficiencias de los desplazamientos máximos, se obtienen los espectros de respuesta tanto elásticos como inelásticos para ambos registros sísmicos.

En la figura 2.2 se comparan los espectros lineales y no lineales obtenidos para ambos registros sísmicos. Se observa cómo el espectro lineal del registro SCT puede obtenerse únicamente considerando una pequeña parte del registro. Sin embargo, las estructuras se diseñan para que incursionen en su intervalo no lineal, por lo tanto es necesario comparar los espectros no lineales. La figura 2.2 muestra también los espectros para una ductilidad de 2, las mismas observaciones que en el caso de los espectros lineales, son



válidas para el caso de los espectros no lineales. Esto implica que se obtendría un diseño similar al utilizar cualquiera de los dos espectros. Pero ¿qué pasaría con el desempeño de la estructura sujeta a la acción de ambos registros?. Supongamos que una estructura de 1GL (“diseño resultante”) se somete a la acción de ambos registros. Dicho sistema tiene las siguientes características: un periodo de vibración  $T_0=1.5s$ , coeficiente sísmico  $C_y=0.2$ , amortiguamiento  $\zeta=5\%$ , comportamiento elastoplástico y sufre degradación en su resistencia basado en una ley constitutiva de energía histerética normalizada respecto a la resistencia inicial y desplazamiento inicial de fluencia (Bojórquez y Rivera, 2005). La respuesta de la estructura ante la acción de ambos registros se ilustra en la figura 2.3 a través de sus ciclos histeréticos. En primer lugar, se observa cómo el máximo desplazamiento para ambos casos es bastante similar, lo que implica que en términos de desplazamientos máximos ya sean elásticos o inelásticos se puede considerar la misma respuesta; sin embargo, en el caso del número de ciclos de comportamiento plástico se observan diferencias importantes cuando se considera el registro completo, como era de esperarse, se demandan a la estructura un mayor número de ciclos, lo que implica un mayor daño estructural; además, la reducción en la resistencia es mucho mayor que en el caso del registro recortado. Por lo tanto, es evidente que utilizar únicamente los desplazamientos máximos como parámetro principal para fomentar el buen desempeño estructural puede llevar a diseños del lado de la inseguridad, debido al efecto de la acumulación del daño a lo largo del tiempo en la estructura. Con lo anterior se trata de mostrar que en algunos casos, es necesario utilizar parámetros que consideren el efecto del daño acumulado, como pueden ser el tiempo de duración del movimiento, la energía histerética (representada por el área encerrada en los ciclos de comportamiento plástico) o algún indicador de daño que tome en cuenta la acumulación de demandas no lineales.

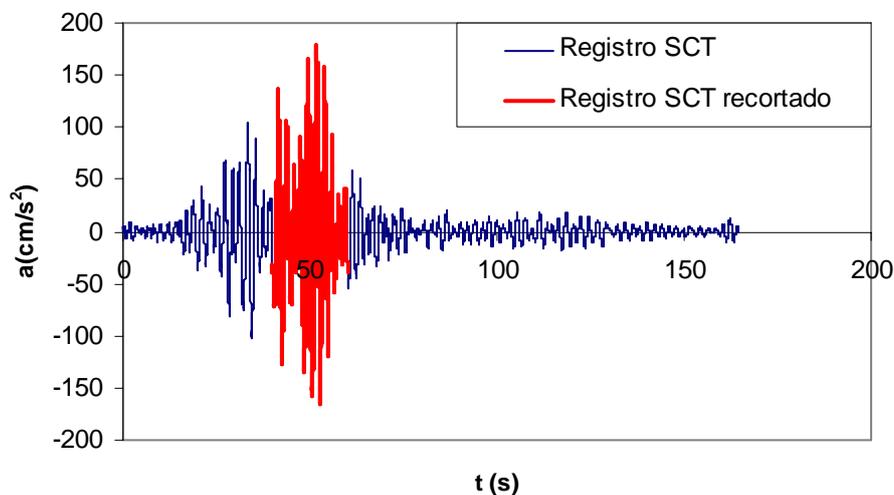


Figura 2.1. Registro sísmico SCT (sismo del 19 de septiembre de 1985).

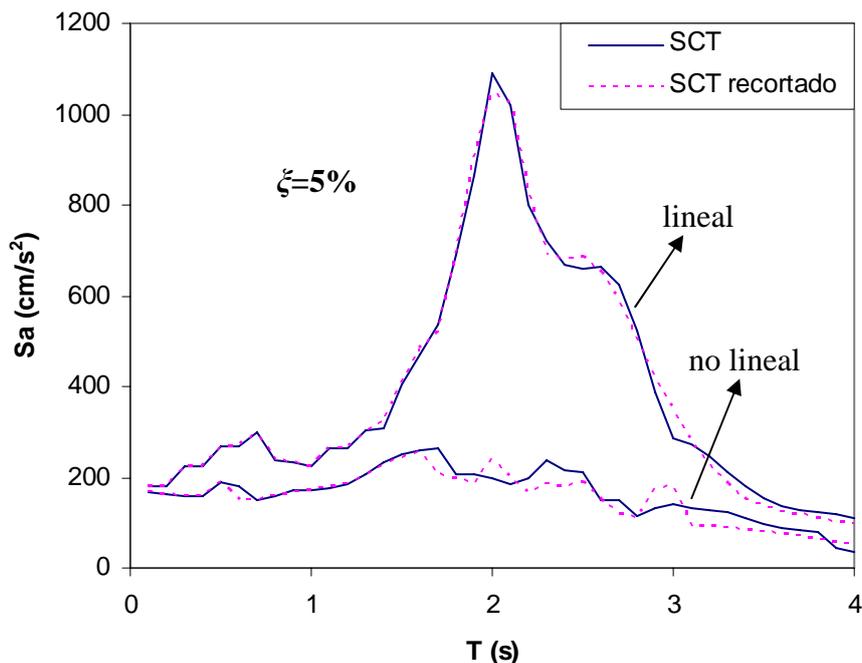


Figura 2.2. Espectros del registro SCT y SCT recortado.

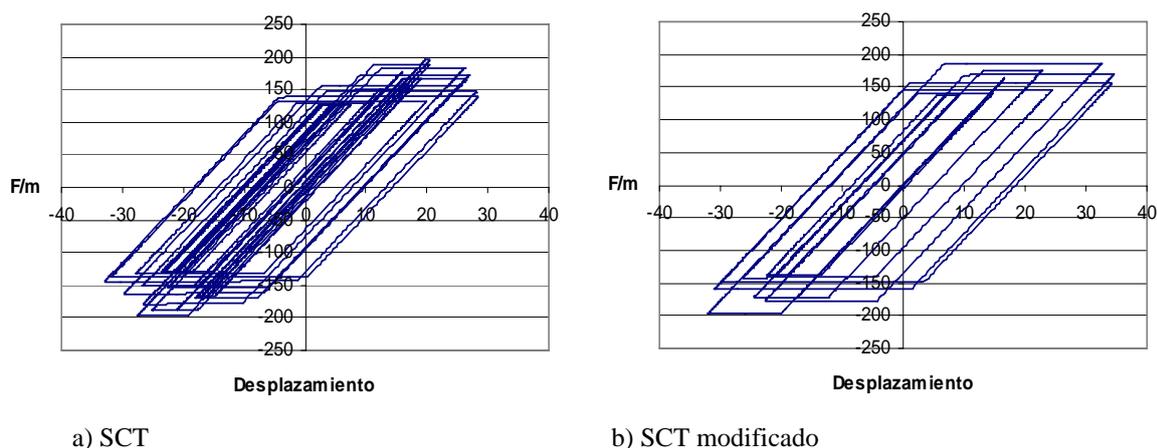


Figura 2.3. Respuesta del S1GL sujeto a la acción del registro SCT y SCT modificado.

### 2.3 Importancia de la energía histerética disipada

La importancia de la energía histerética disipada está asociada con el tiempo de duración del movimiento sísmico. Para ilustrar esto supóngase que una estructura se somete a desplazamiento monotónico creciente (un análisis de empuje lateral estático no lineal ‘push-over’, en inglés), en este caso la estructura llegará a la falla cuando alcance su capacidad de ductilidad última  $\mu_u$ ; sin embargo, la estructura puede ser sometida a ciclos histeréticos con una amplitud en términos de ductilidad menor a  $\mu_u$  y llegar a la falla. En la figura 2.4 se muestra una prueba experimental en un elemento de acero sujeto a ductilidad constante, se observa cómo, a pesar de que se mantiene una demanda máxima constante, el sistema llega a la falla debido al efecto acumulativo del daño, o fatiga de bajo número de ciclos. Sin embargo, el mismo elemento sometido a un



desplazamiento creciente hubiera desarrollado mayor ductilidad. Esto implica que una estructura puede llegar a la falla por el efecto acumulativo del daño. En la figura 2.4 se observa que el área encerrada bajo los ciclos de comportamiento plástico (energía histerética) sigue creciendo, así como en el caso del daño estructural. Por lo tanto, es evidente la relación que tiene la energía histerética disipada con el daño estructural acumulado.

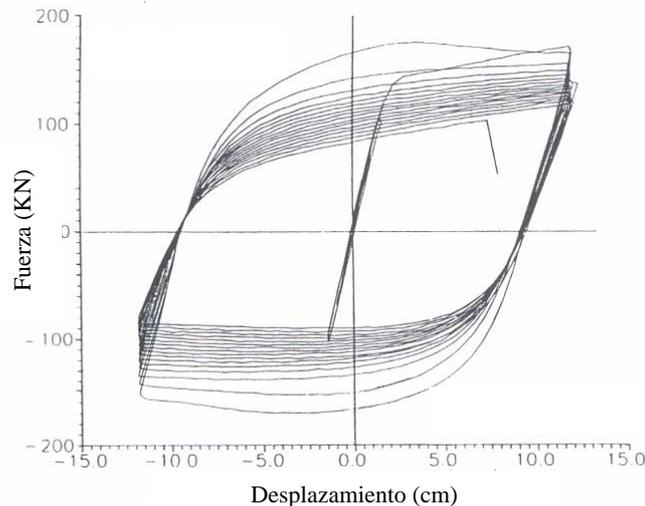


Figura 2.4. Gráfica fuerza-desplazamiento de un espécimen de acero sujeto a ciclos de desplazamiento constantes (Ballio y Castiglioni, 1994).

Se hizo ver que la energía histerética está relacionada con el daño estructural; sin embargo, la pregunta que surge es ¿podrá aplicarse dicho parámetro para el diseño sísmico de estructuras? El diseño sísmico se basa en el uso de espectros de diseño obtenidos a partir de S1GL, pero en el caso de estructuras reales, existen muchos elementos en los cuales se presenta una disipación de energía histerética, por lo que es de utilidad comprobar que mediante S1GL se puede determinar la energía histerética disipada en sistemas reales y complejos. En las siguientes figuras, se comparan las demandas de desplazamientos máximos de azotea y de energía histerética disipada entre un marco estructural de acero de cinco niveles y tres crujías y su respectivo S1GL equivalente, ambos sometidos a un conjunto de registros sísmicos (obtenidos en suelo blando de la ciudad de México) escalados para distintos periodos de recurrencia (Bojórquez *et al*, 2004). En la figura 2.5a, el eje de las abscisas representa los desplazamientos máximos en el S1GL equivalente, y el eje de las ordenadas los desplazamientos máximos de azotea en el marco estructural. Las abscisas de la figura 2.5b representan la energía histerética en el S1GL equivalente, y las ordenadas el mismo parámetro para el marco estructural. En las figuras 2.5 se observa que existe menor incertidumbre cuando se obtiene la energía histerética en una estructura de un S1GL equivalente que en el caso de los desplazamientos máximos. De aquí se deduce que es razonable usar espectros de energía histerética para el diseño sísmico. Terán-Gilmore, 2001 demostró que los daños causados por el temblor del 19 de septiembre de 1985 pueden interpretarse mejor si se utiliza este tipo de espectros que utilizando los espectros convencionales que se encuentran en los códigos de diseño sísmico.

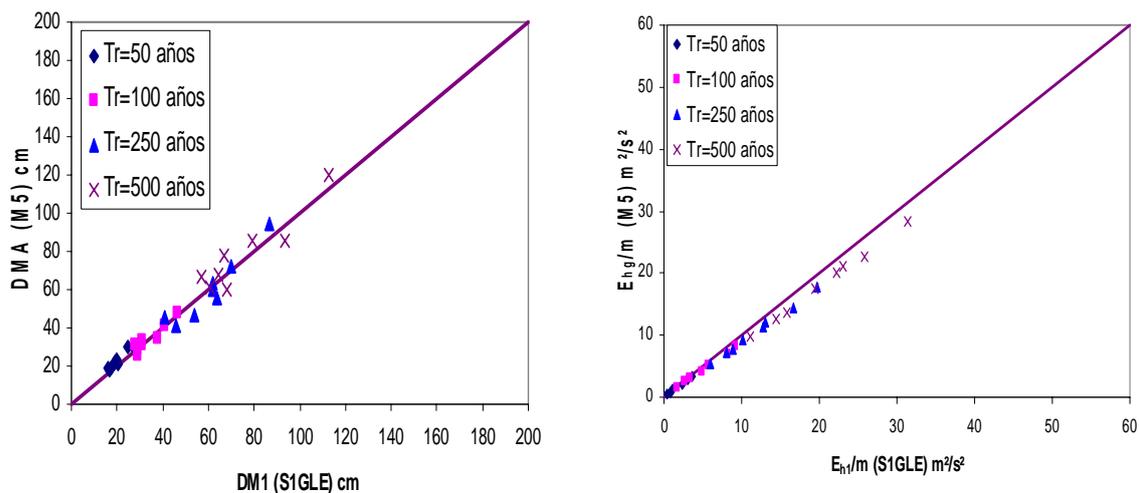


Figura 2.5. Comparación entre desplazamientos máximos de azotea y energía histerética disipada entre un marco estructural de acero y su S1GL equivalente (Bojórquez *et al*, 2004).

## 2.4 Energía histerética normalizada

La energía histerética  $E_H$  proporciona una idea del número y magnitud promedio de los ciclos en los que una estructura incursiona en su comportamiento plástico, y puede resultar un parámetro apropiado para medir el daño estructural, pero presenta desventajas debido a que no aporta información suficiente acerca de la importancia que las demandas acumuladas de deformación plástica tienen en el desempeño sísmico de las estructuras, ya que se pueden tener valores similares de energía histerética correspondientes a sistemas que tienen gran resistencia y pocos ciclos de carga, a los sistemas que tienen poca resistencia y muchos ciclos de carga; sin embargo, el daño que se presenta en ambos sistemas es completamente diferente. Un parámetro que se correlaciona mejor con el daño estructural es la energía histerética normalizada respecto a la resistencia ( $F_y$ ) y desplazamiento de fluencia ( $X_y$ ) (ecuación 2.1).

$$E_N = \frac{E_H}{F_y X_y} \quad (2.1)$$

Varios investigadores han utilizado la energía histerética normalizada para desarrollar recomendaciones para el diseño y detallado de elementos de concreto reforzado (Gosain, Brown y Jirsa, 1977; Scribner y Wight, 1980; Darwin y Nmai, 1985); además, se han formulado algunas metodologías de diseño que consideran explícitamente el efecto de los ciclos plásticos a través de la energía histerética (Krawinkler y Nassar, 1992; Terán-Gilmore y Simon, 2006). En el capítulo 4 de este trabajo se utilizan espectros de energía histerética normalizada para proponer un criterio de diseño sísmico de marcos estructurales de acero. En la sección que sigue se describe el procedimiento para obtener dichos espectros asociados a una TAFU.



## 2.5 Espectros de energía histerética normalizada con TAFU

La tasa media anual de falla en una estructura se evalúa con la expresión 2.2 propuesta por Esteva (1968) y Cornell (1968):

$$v_F = \int \left| \frac{\partial v}{\partial y} \right| P(Q \geq 1|y) dy \quad (2.2)$$

donde  $\left| \frac{\partial v}{\partial y} \right|$  es el valor absoluto de la derivada de la curva de peligro sísmico,  $Q$  se expresa como la relación entre la demanda y la capacidad de energía histerética disipada  $Q = \frac{E_{ND}}{E_{NC}}$ .  $P(Q \geq 1|y)$  es la probabilidad de que se presente la falla del sistema, dada una intensidad  $y$ .

La metodología para obtener los espectros con tasa anual de falla uniforme es la siguiente (Rivera, 2006; Rivera y Ruiz, 2007):

- Se establece el valor del coeficiente sísmico ( $C_y$ ) y periodo del sistema ( $T_0$ ).
- Se escalan los registros para que en el periodo correspondiente  $T_0$  tengan la pseudoaceleración deseada (Shome y Cornell, 1999; Chan *et al*, 2005).
- Se somete el sistema a los registros escalados y se obtiene la demanda sísmica sobre el S1GL de cada uno de los registros sísmicos utilizados.
- Se evalúa la probabilidad de que la estructura falle ( $Q \geq 1$ ) para cierto nivel de intensidad sísmica (donde la intensidad está dada en términos de la pseudoaceleración)  $P(Q \geq 1|y)$ . Dicha probabilidad se determina como el número de registros que provocan la falla del sistema entre el número total de registros utilizados.  $P(Q \geq 1|y)$  representa las curvas de vulnerabilidad del sistema.
- Con la probabilidad de falla  $P(Q \geq 1|y)$  y las curvas de peligro sísmico ( $v$ ), se obtiene la tasa anual de falla del sistema ( $v_F$ ).
- Se repite el proceso para otras intensidades.
- Se generan las curvas de peligro de demanda estructural para diferentes periodos de vibración estructural.
- Se selecciona el valor de la tasa anual de falla. Para dicho valor se lee el coeficiente sísmico asociado a un periodo. Finalmente se trazan los espectros con TAFU.

En la figura 2.3 se ilustra un ejemplo de un espectro de energía histerética normalizada asociado a una TAFU ( $v_{FO}$ ).

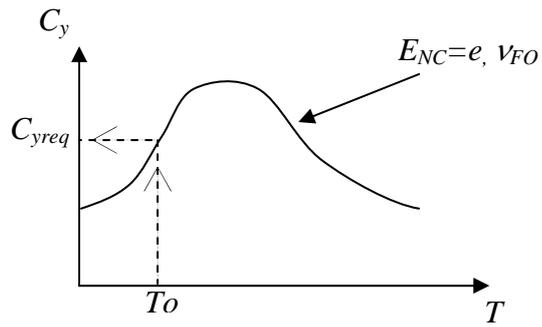


Figura 2.3. Espectro correspondiente a una tasa anual de falla  $\nu_{FO}$  de un S1GL con comportamiento bilineal y una  $E_{NC}=e$ .

Este tipo de espectros se utilizan posteriormente en el capítulo 4.



# Capítulo 3

## ***DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS BASADO EN CONFIABILIDAD Y EN EL USO DE LA ENERGÍA HISTERÉTICA NORMALIZADA (CRITERIO I)***

### **3.1 Criterio de diseño propuesto**

Se propone un criterio de diseño sísmico de marcos estructurales de acero que se basa en el uso de S1GL equivalentes que representan las características de una estructura de MGD L real. Se utilizan espectros de energía histerética normalizada con TAFU. Al determinar los requerimientos en S1GL equivalentes, es posible mediante factores de transformación de respuesta (descritos en el Apéndice A) determinar los requerimientos en marcos estructurales de acero reales. En este trabajo los sistemas equivalentes (que representan las características de las estructuras) se refieren a S1GL con coeficiente sísmico ( $C_y$ ), periodo fundamental de vibración ( $T_0$ ) y porcentaje de amortiguamiento crítico ( $\zeta$ ) iguales al del sistema de MGD L.

El criterio propuesto se basa en garantizar tres condiciones de diseño: 1) El requerimiento de resistencia lateral (a través del coeficiente sísmico  $C_y$ ), para no exceder el valor de la ductilidad global disponible, asociada con una tasa anual de falla  $\nu_{FO1}$  seleccionada para este estado límite, 2) El control de la distorsión máxima de entrepiso asociada con una tasa anual de falla  $\nu_{FO2}$ ; y 3) El requerimiento de energía histerética disipada asociada a una tasa anual de falla  $\nu_{FO3}$ . Por simplicidad aquí se supone  $\nu_{FO1} = \nu_{FO2} = \nu_{FO3} = \nu_{FO}$ . Antes de describir el procedimiento, es importante estimar la capacidad de disipación de energía histerética normalizada. Por tal motivo, en la siguiente sección se obtiene dicha capacidad para el caso de estructuras de acero.

#### **3.1.1 Capacidad de energía histerética normalizada**

En este trabajo, la capacidad de disipación de energía histerética normalizada global en un marco estructural de acero se define mediante la siguiente expresión:

$$E_{NCG} = \frac{E_{HCG}}{C_{yG} D_{yG} W} \quad (3.1)$$

donde  $E_{HCG}$  es la capacidad de disipación de energía histerética del sistema global, que se estima como se ilustrará mas adelante.  $D_{yG}$  y  $C_{yG}$  son el desplazamiento y el coeficiente sísmico global de fluencia que se obtienen mediante un análisis de empuje lateral estático no lineal ('push-over'), y  $W$  es el peso total de la estructura.



Con el fin de evaluar la capacidad de disipación de energía histerética en un marco regular de acero se hacen las siguientes hipótesis: a) El comportamiento plástico debe concentrarse en las vigas que integran la estructura (la estructura debe diseñarse como un sistema viga débil-columna fuerte, para que las columnas no exhiban daño considerable) y b) El nivel de daño estructural en las vigas que integran un mismo piso debe ser similar.

Bojórquez *et al* (2006b) demostraron que para el caso de marcos estructurales de acero regulares el daño es bastante similar en las vigas que integran un mismo piso. En el caso de estructuras irregulares, el procedimiento puede usarse siempre y cuando se establezca la contribución de cada elemento en la capacidad total de disipación de energía de la estructura.

Con la hipótesis de que las vigas son los únicos elementos capaces de disipar energía por comportamiento no lineal, la capacidad de disipación de energía histerética debería ser igual a la suma de la energía histerética disipada por todas las vigas. Sin embargo, cuando una estructura se sujeta a la acción de un sismo, no todas las vigas desarrollan el total de su capacidad de disipación de energía histerética, por lo que es necesario establecer la contribución de cada viga a la capacidad total del sistema. Debido a que la segunda condición establece que las vigas que integran un mismo piso sufren un daño similar, es suficiente estimar la capacidad de energía histerética en la estructura a través del conocimiento de la disipación de dicha energía a lo alto de la estructura. En esta tesis, la distribución de la energía a lo alto del edificio se realiza mediante un factor de participación de energía histerética  $F_{p_{EH}}$ . Dicho factor indica el grado de participación de cada piso en la capacidad total de disipación de energía de un edificio (Apéndice B). Esto implica que la capacidad de disipación de energía de cada piso (capacidad total de los elementos de disipar energía) se corrige por dicho factor como se muestra en la ecuación 3.2, donde la capacidad de disipación de energía histerética de la estructura es igual a la suma de la capacidad de cada piso (i) multiplicada por su correspondiente factor de participación de energía histerética  $F_{p_{EHi}}$ .

$$E_{NCG} = \frac{\sum_{i=1}^{NP} F_{p_{EHi}} E_{Hci}}{C_{yG} D_{yG} W} \quad (3.2)$$

donde  $NP$  es el número de pisos en la estructura,  $E_{Hci}$  es la capacidad de disipación de energía histerética del piso i, y  $F_{p_{EHi}}$  es el factor de participación de energía histerética del piso i (que se obtiene como se describe en el Apéndice B).

Para evaluar la capacidad de disipación de energía histerética en un elemento estructural se consideró la propuesta de (Akbas *et al*, 1997) para el caso de elementos de acero con sección  $W$ , como se ilustra a continuación:

$$E_{He} = 2Mp\theta_{pa} = 2Z_f F_y \theta_{pa} \quad (3.3)$$

donde  $Z_f$  es el módulo de sección de los patines,  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia, y  $\theta_{pa}$  es la capacidad de rotación plástica acumulada del elemento. Esta ecuación considera que únicamente los patines del elemento disipan energía por deformación plástica.



Sustituyendo la ecuación 3.3 en la 3.2 se obtiene la siguiente ecuación, que representa la *capacidad de energía histerética normalizada correspondiente a marcos estructurales de acero*:

$$E_{NCG} = \frac{\sum_{i=1}^{NP} (2 NC Z_f F_y \theta_{pa} F_{PEHi})}{C_{yG} D_{yG} W} \quad (3.4)$$

donde  $NC$  representa el número de crujeías.

En la siguiente sección se describe el criterio de diseño sísmico propuesto en esta tesis.

### 3.1.2 Criterio de diseño propuesto

Una metodología de diseño sísmico requiere que la respuesta de una estructura se revise con niveles de capacidad específicos en función del desempeño sísmico requerido. Metodologías de diseño propuestas recientemente contemplan esta revisión en tres distintas etapas:

a) *Prediseño Global*. Estimación de manera rápida y razonable de las demandas sísmicas globales y compararlas con los niveles de capacidad globales. Un uso adecuado de los espectros de respuesta proporciona información que permite determinar las características mecánicas globales (coeficiente sísmico, periodo de vibración, amortiguamiento y capacidad de deformación última) que requiere una estructura.

b) *Diseño Local Preliminar*. Una vez que se cuenta con las características globales en una estructura, es necesario establecer las propiedades estructurales y detallado a nivel local (obtención de el tamaño, resistencia y detallados de los elementos estructurales).

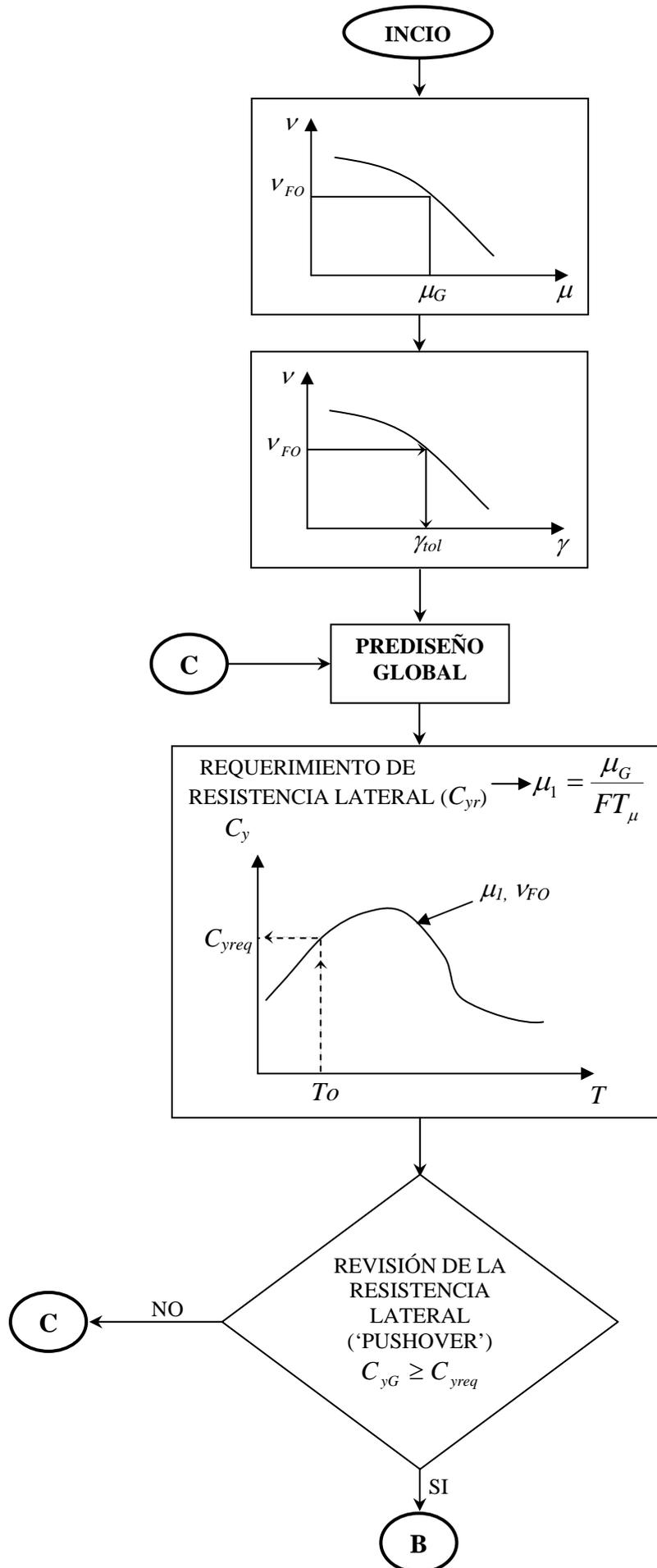
c) *Revisión del Diseño Preliminar*. Se han propuesto algunas recomendaciones para la revisión del diseño preliminar a través de una serie de análisis dinámicos estructurales para medir el desempeño de las estructuras a nivel local y global.

Varios autores han identificado la importancia del *Prediseño Global* y *Diseño Local Preliminar*, y varias metodologías se han propuesto para estos dos pasos del diseño (Bertero y Bertero, 1992; Priestley, 2000). Terán y Simon (2006) propusieron una metodología de prediseño para contemplar estos dos pasos del diseño que se basa en el control de las demandas máximas y acumuladas.

Es importante mencionar que el uso del criterio propuesto, requiere de un prediseño ya establecido, el cual se puede realizar mediante las metodologías antes descritas, mediante algún código de diseño sísmico, o alternativamente el prediseño puede corresponder a un diseño ante cargas gravitatorias.

Para lograr el objetivo aquí planteado, el criterio utiliza dos curvas de peligro de demanda estructural, dos diferentes tipos de espectros con TAFU (espectro de ductilidad y de energía histerética normalizada); y tres factores de transformación para considerar las diferencias entre S1GL y SMGL (uno para ductilidad, otro para distorsiones máximas de entrepiso y uno para energía histerética normalizada).

El criterio de diseño propuesto consiste en lo siguiente (figura 3.1):



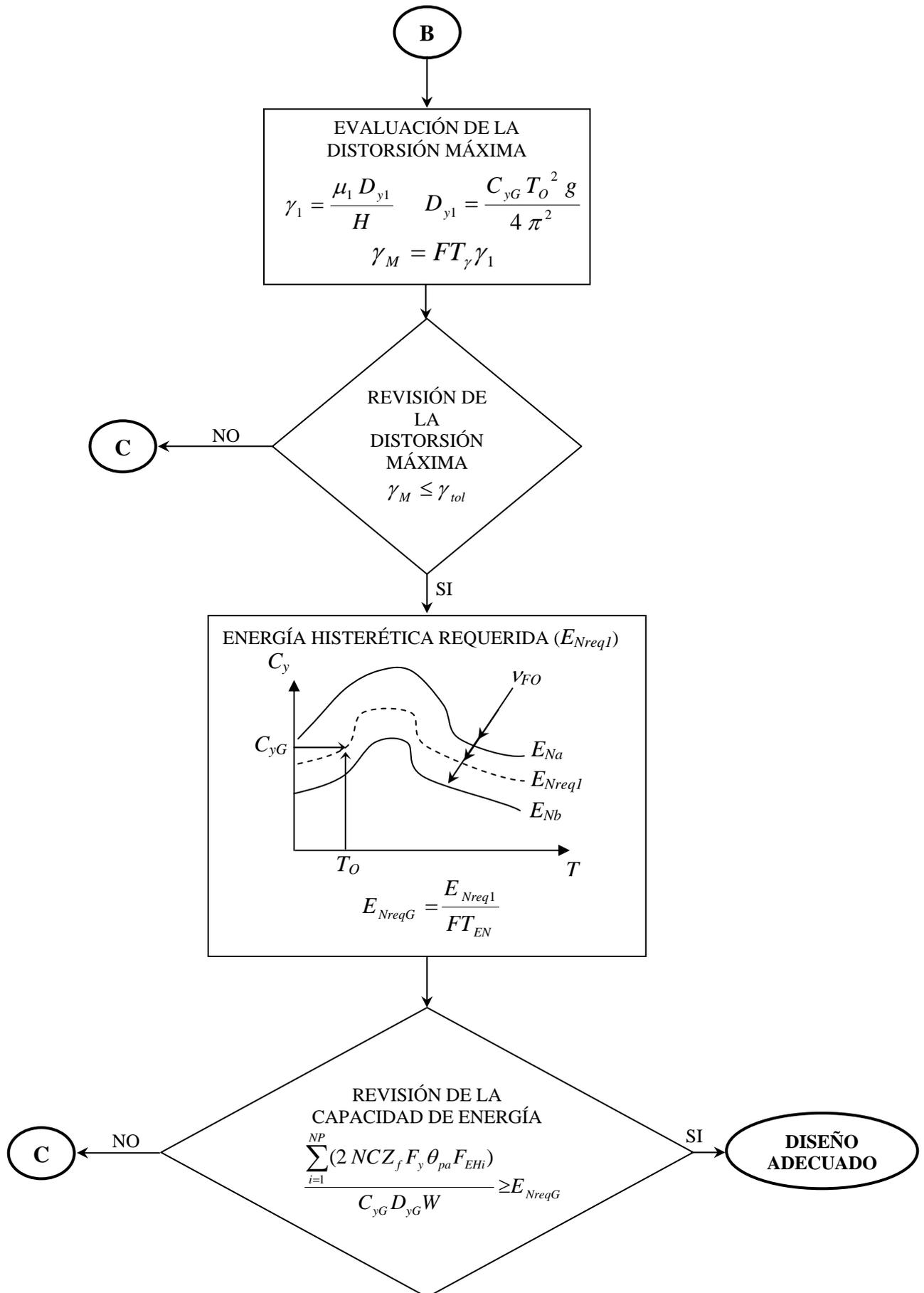


Figura 3.1. Diagrama de flujo del criterio propuesto.



### 1. Confiabilidad deseada en la estructura.

La confiabilidad deseada en la estructura se determina aquí en términos de la tasa anual de falla estructural. El primer paso es establecer la capacidad de ductilidad global disponible ( $\mu_G$ ) de la estructura, y la distorsión máxima de entrepiso tolerable ( $\gamma_{tol}$ ), ambos asociados a una tasa anual de falla ( $\nu_{FO}$ ). Estos valores deben ser proporcionados por los códigos sísmicos en el futuro o, alternativamente pueden evaluarse para una estructura en particular diseñada de acuerdo con algún código de diseño que contenga niveles de seguridad mínimos comúnmente aceptados por la sociedad.

### 2. Resistencia lateral requerida para el control de la ductilidad máxima.

Este paso consiste en determinar los requerimientos de resistencia lateral (coeficiente sísmico requerido  $C_{yreq}$ ) de la estructura a través de los espectros de ductilidad constante con TAFU (figura 3.2) en función del periodo de la estructura  $T_0$ , la capacidad de ductilidad  $\mu_G$  y la tasa anual de falla deseada en la estructura  $\nu_{FO}$ .

Debido a que los espectros se obtienen a partir de S1GL, se utiliza un factor de transformación de ductilidad  $FT_\mu$  (ver Apéndice A) para considerar las incertidumbres que existen entre la respuesta de un marco estructural de acero y de un S1GL. Es conveniente mencionar que debido a que el S1GL equivalente que representa la estructura tiene el mismo periodo, coeficiente sísmico y amortiguamiento, los espectros de S1GL pueden utilizarse para determinar los requerimientos de resistencia en la estructura real por ser los mismos; sin embargo, la ductilidad desarrollada por la estructura y el sistema equivalente difieren, por lo que es necesario usar el factor de transformación de ductilidad.

En la figura 3.2 se ilustra un espectro de ductilidad  $\mu_I$  (ductilidad en el S1GL) asociado a una TAFU, y la forma en que se obtiene el  $C_{yreq}$  para una estructura que tiene un periodo  $T_0$ , y una capacidad de ductilidad de su sistema equivalente  $\mu_I$  asociada a una tasa anual de falla  $\nu_{FO}$ . Los pasos detallados para calcular este tipo de espectros se pueden encontrar en Rivera (2006) y Rivera y Ruiz (2007).

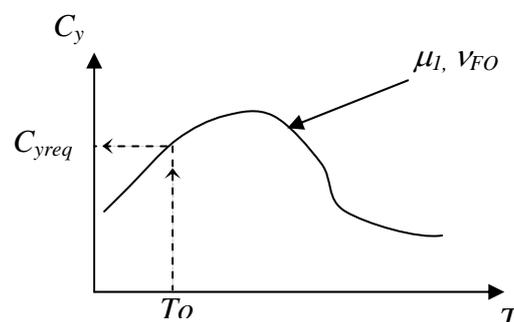


Figura 3.2. Espectro correspondiente a una tasa anual de falla  $\nu_{FO}$  de un S1GL con comportamiento bilineal y ductilidad  $\mu_I$ .



### 3. Revisión de la resistencia lateral requerida.

La primera condición de diseño que consiste en garantizar la resistencia lateral requerida se determina mediante un análisis de empuje lateral estático no lineal ‘push-over’ (figura 3.3) sobre la estructura real. Con este análisis se evalúa el coeficiente sísmico real de la estructura y se compara con el coeficiente sísmico requerido, si  $C_{yG} \geq C_{yreq}$  entonces se continúa con el procedimiento, de lo contrario la estructura debe rediseñarse.

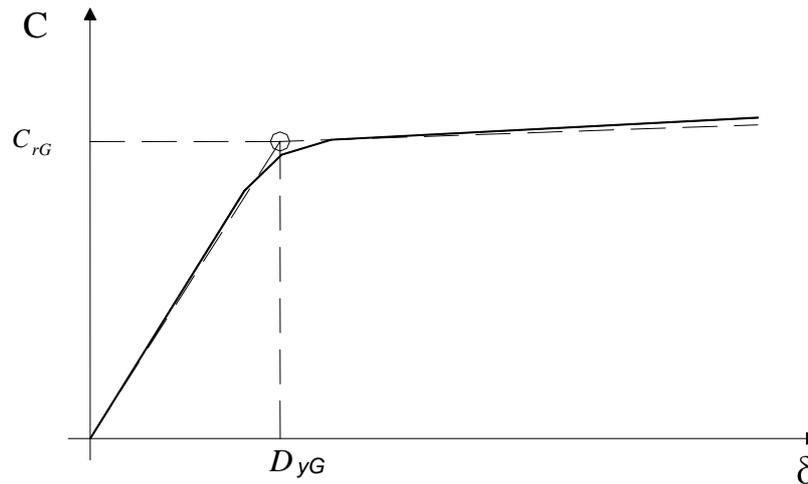


Figura 3.3. Ejemplo de un análisis de empuje lateral estático no lineal (‘push-over’).

### 4. Revisión de la distorsión máxima de entrepiso.

La distorsión máxima de entrepiso en la estructura se determina a partir de la distorsión máxima en el S1GL. La distorsión máxima en el modelo simplificado se evalúa de la siguiente manera:

$$\gamma_1 = \frac{\mu_1 D_{y1}}{H} \quad (3.5)$$

donde  $\mu_1$  y  $D_{y1}$ , son la demanda de ductilidad y el desplazamiento de fluencia en el S1GL, respectivamente; y  $H$ , la altura total.  $D_{y1}$  se evalúa con la siguiente expresión:

$$D_{y1} = \frac{C_{y_{real}} T_o^2 g}{4 \pi^2} \quad (3.6)$$

Enseguida, la distorsión máxima de entrepiso se determina como sigue:

$$\gamma_M = FT_\gamma \gamma_1 \quad (3.7)$$

donde  $FT_\gamma$  es el factor de transformación de distorsión máxima de entrepiso (Apéndice A), y  $\gamma_M$  la demanda de distorsión máxima de entrepiso en la estructura.



Finalmente, se compara la distorsión máxima de entrepiso con la condición de diseño que en este caso es  $\gamma_{tol}$  (asociada a  $v_{FO}$ ):

$$\gamma_M \leq \gamma_{tol} \quad (3.8)$$

Si la distorsión máxima de entrepiso  $\gamma_M$  es menor o igual que la tolerable  $\gamma_{tol}$  (asociada a una  $v_{FO}$ ), entonces se satisface la segunda condición de diseño, de lo contrario la estructura debe rediseñarse.

##### 5. Energía histerética normalizada que debe ser capaz de soportar la estructura.

En esta etapa se evalúan las demandas acumuladas esperadas a través del espectro de energía histerética normalizada (figura 3.4). Para ello, en esta sección se introducen los espectros asociados a una tasa anual de falla  $v_{FO}$ . Con el periodo de la estructura  $T_0$  y el coeficiente sísmico real  $C_{yG}$ , se obtiene la energía histerética normalizada requerida en el S1GL que representa las características de la estructura  $E_{Nreq1}$ , donde  $E_{Nreq1} = E_{HI}/F_y D_y$  representa la relación entre la energía histerética en el S1GL ( $E_{HI}$ ) dividida entre la fuerza y el desplazamiento de fluencia.

Una vez obtenida  $E_{Nreq1}$  el siguiente paso es obtener la energía histerética normalizada requerida en la estructura  $E_{NreqG}$ , para ello se utiliza el factor de transformación de energía histerética  $FT_{EN}$  (Apéndice A) que relaciona la energía entre el S1GL y el SMGL.

$$E_{NreqG} = \frac{E_{Nreq1}}{FT_{EN}} \quad (3.9)$$

##### 6. Revisión de la capacidad de disipación de energía.

Para satisfacer los requisitos de energía se requiere que se cumpla la siguiente condición:

$$E_{NCG} \geq E_{NreqG} \quad (3.10)$$

donde  $E_{NCG}$  es la capacidad de energía histerética normalizada en la estructura.

La capacidad de disipación de energía puede estimarse mediante la expresión 3.4, que sustituyendo en la ecuación 3.10 resulta:

$$\frac{\sum_{i=1}^{NP} (2 NC Z_f F_y \theta_{pa} F_{p_{EHi}})}{C_{yG} D_{yG} W} \geq E_{NreqG} \quad (3.11)$$

Finalmente, si se cumple la ecuación 3.11 el diseño propuesto es adecuado, de lo contrario debe rediseñarse la estructura.

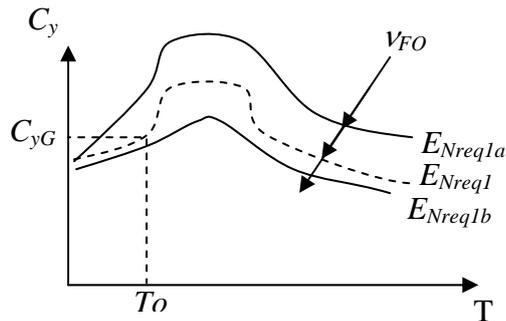


Figura 3.4. Espectros de energía histerética normalizada asociados a una tasa anual de falla  $v_{FO}$ .

### 3.2 Ejemplo de Aplicación

El criterio de diseño propuesto se aplica a un marco estructural de acero de ocho niveles y tres crujías que se considera ubicado en la zona IIIb del valle de México. Las características geométricas del marco se muestran en la figura 3.5. Es importante mencionar que se parte de un prediseño que puede ser establecido mediante un código de diseño sísmico o algún procedimiento simplificado. En este caso se utilizaron secciones W de acero (AISC, 2003) tanto para las vigas como para las columnas. En la tabla 3.1, se muestran las secciones W obtenidas en los diferentes niveles del marco.

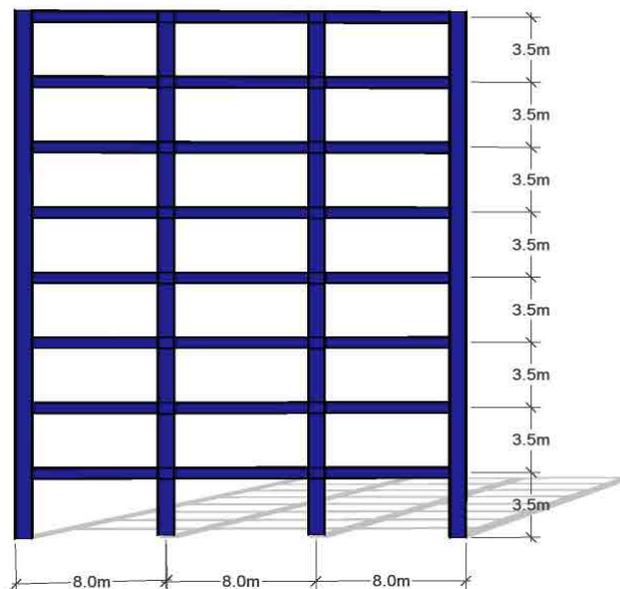


Figura 3.5. Geometría del marco estructural.

Tabla 3.1. Secciones propuestas para la estructura.

Nivel	Vigas	Columnas Internas	Columnas Externas
1	W24x76	W36x194	W36x194
2	W24x94	W36x194	W36x194
3	W24x94	W36x170	W36x170
4	W24x94	W36x170	W36x170
5	W24x76	W36x150	W36x150
6	W21x62	W36x150	W36x150
7	W21x50	W36x135	W36x135
8	W21x50	W36x135	W36x135



### 1. Confiabilidad deseada en la estructura

El primer paso para el diseño sísmico consiste en establecer el nivel de confiabilidad del sistema a través de la tasa anual de falla estructural, en este caso se establece una tasa anual de falla  $v_{FO}=0.003$  que está asociada a una capacidad de ductilidad global de la estructura  $\mu_G=3$ . La tasa anual de falla se seleccionó con base en las curvas de peligro de demanda que presentaría un marco estructural de acero diseñado con el RCDF-2004 con características similares a la estructura que se diseñará con el método propuesto. La figura 3.5 ilustra la correspondiente curva de peligro de demanda para una estructura con características similares e igual número de niveles a la considerada en el ejemplo ilustrativo. Se observa que la tasa anual de falla asociada a  $\mu_G=3$  es igual a 0.003. Se supone que tanto la ductilidad, la distorsión máxima de entrepiso y la energía histerética normalizada estarán asociadas a un mismo nivel de tasa anual de falla. La distorsión máxima de entrepiso resulta  $\gamma_{tol}=0.023$  para una  $v_{FO}=0.003$  como se muestra en la figura 3.7 (Bojórquez *et al.*, 2007, Apéndice C). Finalmente, la energía histerética normalizada con respecto a la fuerza y resistencia de fluencia del sistema ( $E_{NG}$ ) asociada a  $v_{FO}=0.003$  se obtendrá más adelante (un espectro de  $E_{NG}$  con TAFU).

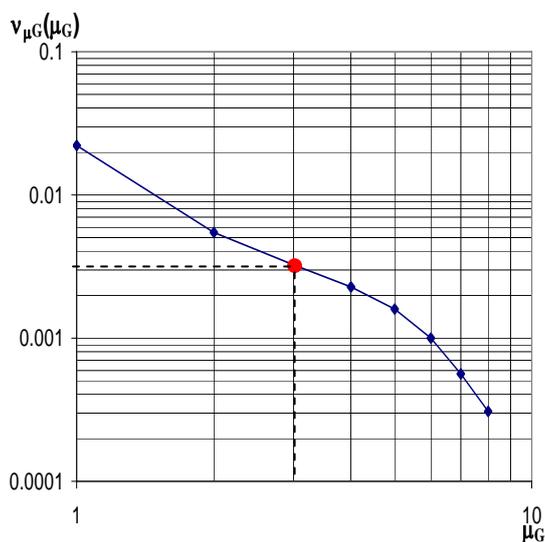


Figura 3.6. Curva de peligro de ductilidad para un marco de acero de ocho niveles.

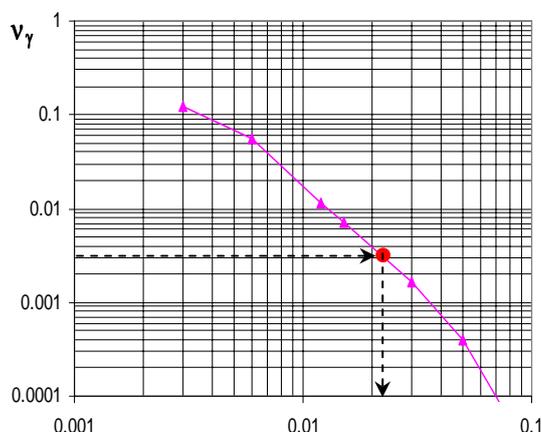


Figura 3.7. Curva de peligro de distorsión máxima de entrepiso para un marco de acero de ocho niveles.



## 2. Resistencia lateral requerida para el control de la ductilidad máxima

El coeficiente sísmico requerido se determina utilizando el espectro de ductilidad para  $v_{FO}=0.003$ . Los espectros utilizados en este trabajo (tanto de ductilidad como de energía histerética asociados a una TAFU) se obtuvieron a partir de 31 acelerogramas reales registrados en la zona IIIb del valle de México. La figura 3.8 ilustra los espectros de respuesta elásticos para 3% de amortiguamiento (este nivel de amortiguamiento ha sido utilizado en otros estudios Popov, Tsai y Engelhardt, 1989) de los 31 acelerogramas utilizados en este estudio, escalados para el periodo de vibración de la estructura, que se obtuvo de un análisis de eigen-valores ( $T_0=1.07s$ ).

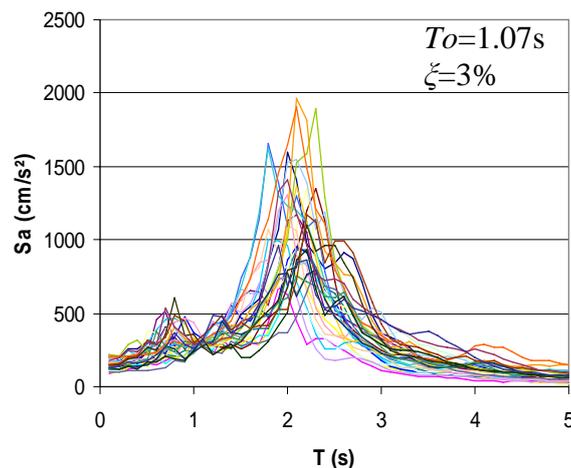


Figura 3.8. Espectros de respuesta elásticos de los registros sísmicos utilizados para la obtención de los espectros con tasa anual de falla uniforme.

Los acelerogramas se escalaron a cierto nivel de intensidad para el periodo fundamental de vibración de cada uno de los marcos estudiados (Shome y Cornell, 1999; Chan *et al*, 2005). Estudios han demostrado la eficiencia de este criterio de escalación (Shome *et al*, 1998; Iervolino y Cornell, 2005). Sin embargo, recientemente se ha demostrado la importancia de la forma espectral en la respuesta sísmica de estructuras al utilizar este criterio de escalación de registros sísmicos (Baker y Cornell, 2004; Montiel y Ruiz, 2007; Elena-Torralba y Ruiz, 2007), en donde se promueve el uso del parámetro  $\epsilon$  definido por los ingenieros sismológicos como el número de desviaciones estándar para las cuales el logaritmo de la aceleración espectral observada difiere del logaritmo de la aceleración espectral esperada obtenida de una ecuación de predicción del movimiento del terreno (ley de atenuación). En este estudio, se utiliza el criterio de escalación de Shome y Cornell (1999) debido a que la forma espectral de los registros sísmicos usados es similar cuando son escalados para los periodos fundamentales de los marcos en estudio.

Se debe tomar en cuenta las diferencias entre la respuesta de una estructura y su S1GL equivalente, debido a que dichos espectros se obtuvieron para S1GL. Esto se realiza mediante el factor de transformación de ductilidad. Utilizando el factor de transformación de ductilidad del S1GL equivalente (Apéndice A) se obtiene  $\mu_I=3.3$ . Por lo tanto, considerando  $v_{FO}=0.003$ , y una ductilidad  $\mu_I=3.3$ , se obtiene un  $C_{yreq}=0.375$  a partir del espectro de la figura 3.9, para un periodo  $T_0=1.07s$ .

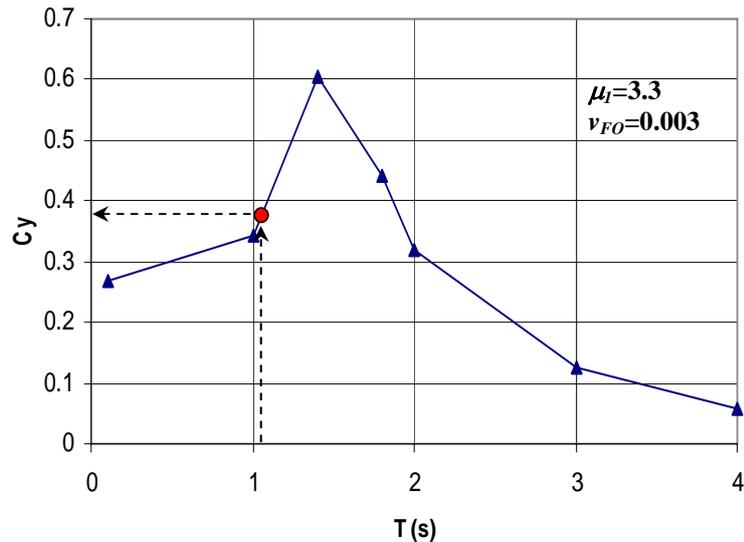


Figura 3.9. Espectro de ductilidad  $\mu_I=3.3$  asociado a una tasa anual de falla de 0.003. Comportamiento bilineal con 3% de rigidez de posfluencia y  $\zeta=3\%$ .

### 3. Revisión de la resistencia lateral requerida ( $C_{yreal} \geq C_{yreq}$ )

De un análisis de empuje lateral estático ‘push-over’ (figura 3.10) se obtiene  $C_{yG}=0.41$ . En la figura 3.10, el eje horizontal indica el desplazamiento máximo de azotea; mientras que el eje vertical representa el coeficiente sísmico, que es la relación entre el cortante basal dividido entre el peso total de la estructura. Dado que  $C_{yG} \geq C_{yreq}$  ( $0.41 > 0.375$ ), entonces, se cumple la primera condición de diseño, y se continúa verificando la siguiente condición de aceptación.

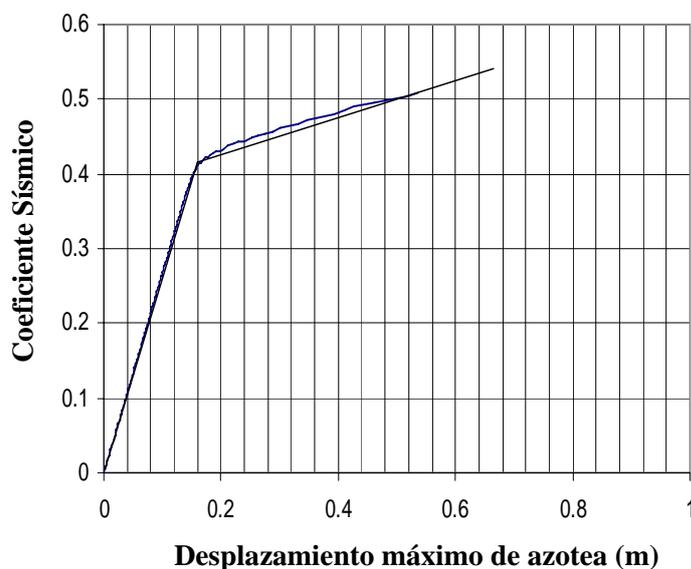


Figura 3.10. Análisis ‘push-over’ del marco estructural propuesto.



#### 4. Revisión de la distorsión máxima de entrepiso

Primero se determina la distorsión máxima del S1GL equivalente mediante la expresión 3.10, donde  $\mu_I=3.3$ ,  $H=28\text{m}$ .  $D_{yI}$  que representa el desplazamiento de fluencia en el S1GL se obtiene con la expresión 3.6. En este caso  $D_{yI}=0.117\text{m}$ .

Sustituyendo los valores se obtiene  $\gamma_I=0.014$ . Como se mencionó, la distorsión máxima de entrepiso en la estructura real se estima amplificando el valor de  $\gamma_I$  mediante  $FT_\gamma$ . Utilizando los resultados que se presentan en el Apéndice A, se obtiene para una  $\nu(\gamma)=0.003$  un  $FT_\gamma=1.7$ . De la ecuación 3.7, se obtiene que  $\gamma_M=0.023$  y debido a que  $\gamma_M=0.023$  es igual a  $\gamma_{tol}=0.023$ , se satisface la ecuación 3.8, y se concluye que la condición relativa a la distorsión máxima de entrepiso ( $\gamma_{tol} > \gamma_M$ ) sí se cumple.

#### 5. Energía histerética normalizada que debe ser capaz de soportar la estructura

La energía histerética requerida en el S1GL se obtiene mediante los espectros de energía histerética normalizada asociados a una tasa anual de falla de 0.003. En la figura 3.11 se ilustra el espectro de energía histerética normalizada  $E_N$ , donde se obtiene mediante el periodo de la estructura  $T_0=1.07\text{s}$  y el coeficiente sísmico real  $C_{yG}=0.41$ , una  $E_{NreqI}=9$ . Por lo tanto, con la ecuación 7 y el factor de transformación de energía histerética normalizada asociada a una  $\nu(E_N)=0.003$  (Apéndice A), se obtiene que la energía histerética normalizada requerida en la estructura es  $E_{NreqG}=9/3.5=2.6$ .

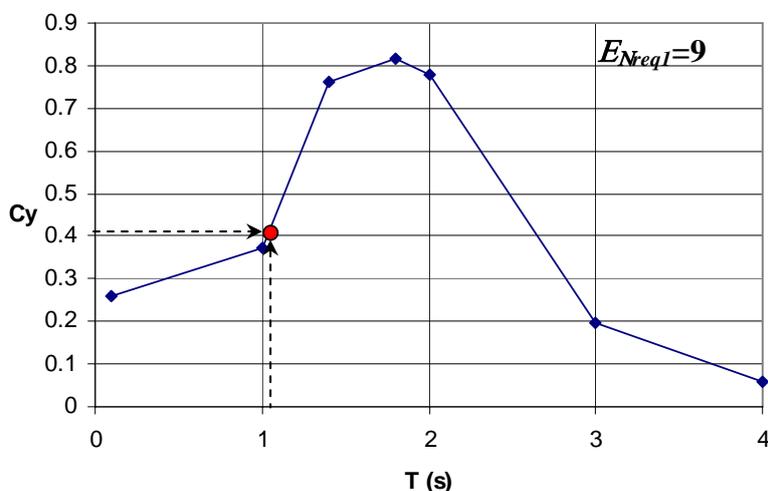


Figura 3.11. Espectro de energía histerética normalizada ( $E_N$ ) asociado a una tasa anual de falla de 0.003 y una  $E_{HNreqI}=9$ .

#### 6. Revisión de la capacidad de disipación de energía

Para satisfacer los requisitos de energía se requiere que se cumpla la siguiente condición (ecuación 3.12):

$$\frac{\sum_{i=1}^{NP} (2 NC Z_f F_y \theta_{pa} F_{PEHi})}{C_{yG} D_{yG} W} \geq 2.6 \quad (3.12)$$



Para determinar el numerador del lado izquierdo de la ecuación 3.16 que corresponde a la capacidad total de disipación de energía histerética de la estructura se utiliza la tabla 3.2. En este ejemplo se supuso que  $\theta_{pa}=0.05$  (Akbas *et al*, 1997; Choi y Shen, 2001), que para fines conservadores corresponde al límite inferior de capacidad de rotación obtenido en pruebas experimentales.

Tabla 3.2. Capacidad de disipación de energía histerética de la estructura.

Nivel	2 NC	$F_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$Z_f$ (cm <sup>3</sup> )	$\theta_{pa}$	$Fp_{EH}$	$\Sigma$ (kg.m)
1	6	2533	2328	0.05	0.20	<b>3538</b>
2			3046		0.94	<b>21761</b>
3			3046		0.98	<b>22687</b>
4			3046		0.69	<b>15974</b>
5			2328		0.42	<b>7431</b>
6			1692		0.24	<b>3086</b>
7			1161		0.14	<b>1236</b>
8			1161		0.08	<b>706</b>
<b>Total</b>						<b>76419</b>

Haciendo todas las sustituciones en la ecuación 3.12 se obtiene:

$$\frac{76419}{0.41(0.15)(663600)} = 1.9 < 2.6$$

Debido a que no se cumple la ecuación 3.12, el diseño no es satisfactorio, y la estructura debe rediseñarse. Es importante mencionar que al utilizar otro nivel de capacidad de rotación acumulada en los elementos, el diseño podría ser satisfactorio, por ejemplo para  $\theta_{pa}=0.1$ , lo cual indica que la condición impuesta de energía histerética normalizada, regirá o no dependiendo de dicho parámetro; es decir, para estructuras con elementos de alta capacidad de rotación acumulada, un diseño convencional basado en resistencia y control de la distorsión máxima de entrepiso será adecuado. Es necesario que en un futuro se realicen más estudios para poder evaluar de una manera más real la capacidad de rotación plástica en elementos. El procedimiento aquí propuesto puede utilizarse usando los valores de la rotación plástica acumulada en los elementos que resultan de análisis experimentales.

Debido a que el diseño no fue satisfactorio, se procede a rediseñar la estructura, incrementando ligeramente las secciones, y se repite el procedimiento a partir del tercer paso. El nuevo diseño se ilustra en la tabla 3.3 y se regresa al paso 2.

Tabla 3.3. Secciones propuestas para la estructura en la segunda iteración.

Nivel	Vigas	Columnas Internas	Columnas Externas
1	W24x94	W36x194	W36x194
2	W24x94	W36x194	W36x194
3	W24x94	W36x170	W36x170
4	W24x94	W36x170	W36x170
5	W24x84	W36x150	W36x150
6	W21x73	W36x150	W36x150
7	W21x57	W36x135	W36x135
8	W21x50	W36x135	W36x135



## SEGUNDA ITERACIÓN

### 2. Resistencia lateral requerida para el control de la ductilidad máxima

En este caso el periodo resulta  $T_o=1.04s$ . De la figura 3.12 se obtiene un coeficiente sísmico requerido  $C_{yreq}=0.36$ .

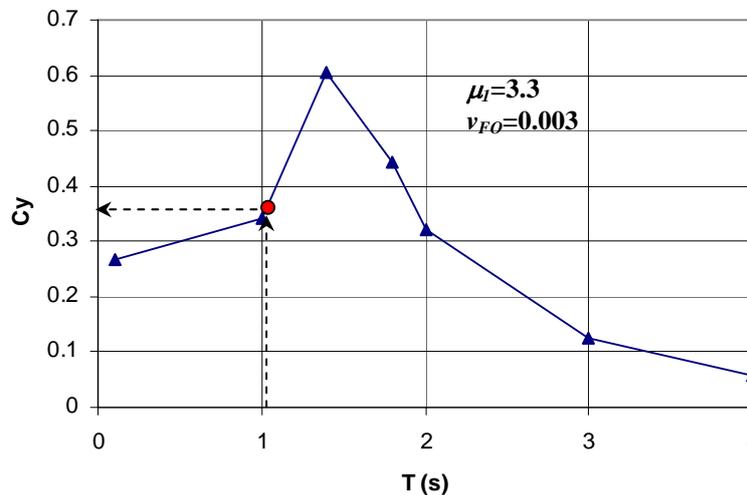


Figura 3.12. Espectro de ductilidad  $\mu_I=3.3$  asociado a una tasa anual de falla de 0.003.

### 3. Revisión de la Resistencia Lateral Requerida ( $C_{yreal} \geq C_{yreq}$ )

De un análisis 'push-over' (figura 3.13) se obtiene  $C_{yreal}=0.43$ . Como  $C_{yreal} \geq C_{yreq}$  ( $0.43 > 0.36$ ), entonces se cumple la primera condición de diseño, y se continúa verificando las siguientes condiciones de aceptación.

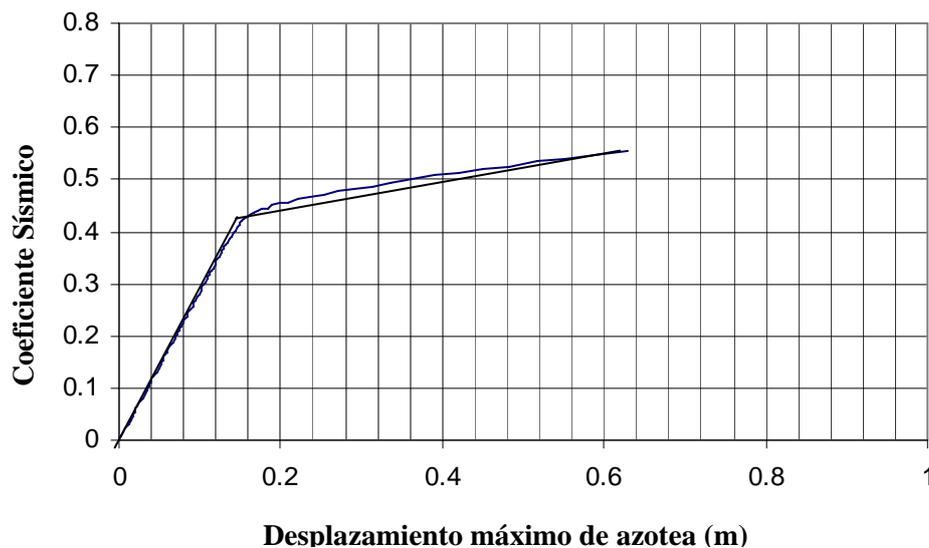


Figura 3.13. Análisis 'push-over' del marco estructural propuesto (segunda iteración).



#### 4. Revisión de la distorsión máxima de entrepiso

Para esta estructura,  $\mu_I=3.3$ ,  $H=28\text{m}$  y  $D_{yI}$  que representa el desplazamiento de fluencia en el S1GL se obtiene con la expresión 3.6.

Sustituyendo los valores se obtiene  $\gamma_I=0.0136$  y la distorsión máxima de entrepiso resulta  $\gamma_M=0.023$  y debido a que  $\gamma_M=0.023$  es igual a  $\gamma_{tol}=0.023$ , se satisface la ecuación 3.8, y por lo tanto se cumple esta condición de aceptación del diseño.

#### 5. Energía histerética normalizada que debe ser capaz de soportar la estructura

En la figura 3.14 se ilustra el espectro de  $E_{HN}$ , para el periodo de la estructura  $T_0=1.04\text{s}$  y el coeficiente sísmico real  $C_{yreal}=0.43$  se obtiene  $E_{NreqI}=7$ . Por lo tanto, se tiene que la energía histerética normalizada requerida en la estructura es  $E_{NreqG}=7/3.5=2$ .

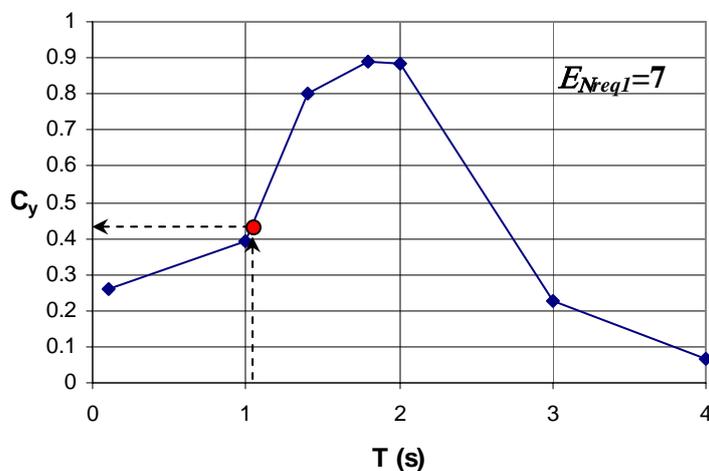


Figura 3.14. Espectro de energía histerética normalizada asociado a una tasa anual de falla de 0.003 y una  $E_{NreqI}=7$ .

#### 6. Revisión de la capacidad de disipación de energía

Se revisa la ecuación 3.16 con ayuda de la tabla 3.4:

$$\frac{\sum_{i=1}^{NP} (2 NC Z_f F_y \theta_{pa} F_{pEHi})}{C_{yG} D_{yG} W} \geq 2$$

Haciendo las sustituciones en la ecuación anterior, se obtiene:

$$\frac{79511}{0.43 (0.14) (663600)} = 2 \geq 2$$

La estructura propuesta cumple con el balance de energía y la tercera y última condición de diseño, por lo tanto el diseño final propuesto es adecuado.



Tabla 3.4. Capacidad de disipación de energía histerética de la estructura.

Nivel	2 NC	$F_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$Z_f$ (cm <sup>3</sup> )	$\theta_{pa}$	$Fp_{EH}$	$\Sigma$ (kg.m)
1	6	2533	3046	0.05	0.20	<b>4630</b>
2			3046		0.94	<b>21761</b>
3			3046		0.98	<b>22687</b>
4			3046		0.69	<b>15974</b>
5			2655		0.42	<b>8476</b>
6			2062		0.24	<b>3761</b>
7			1425		0.14	<b>1516</b>
8			1161		0.08	<b>706</b>
<b>Total</b>						<b>79511</b>

### 3.3 Desempeño sísmico del marco estructural

En esta parte se presenta el desempeño sísmico del marco estructural diseñado con el procedimiento propuesto, así como de un marco con la misma configuración estructural pero diseñado de acuerdo con el RCDF-2004. El marco obtenido con el Reglamento, fue diseñado usando parámetros que son consistentes con aquellos utilizados en el ejemplo ilustrativo; particularmente: a) se utilizó un factor de comportamiento sísmico  $Q=3$ ; y b) espectros correspondientes a la zona IIIb del valle de México (García-Jarque 2005). Una información detallada acerca de este diseño se encuentra en (Díaz, 2006). Las secciones finales de ambos diseños se ilustran en las tablas 3.5 y 3.6.

Tabla 3.5 Secciones finales obtenidas con el criterio de diseño propuesto ( $T_o=1.04s$ ).

Nivel	Vigas	Columnas Internas	Columnas Externas
1	W24x94	W36x194	W36x194
2	W24x94	W36x194	W36x194
3	W24x94	W36x170	W36x170
4	W24x94	W36x170	W36x170
5	W24x84	W36x150	W36x150
6	W21x73	W36x150	W36x150
7	W21x57	W36x135	W36x135
8	W21x50	W36x135	W36x135

Tabla 3.6 Secciones obtenidas con el RCDF-2004 ( $T_o=1.20s$ ).

Nivel	Vigas	Columnas Internas	Columnas Externas
1	W21x83	W36x210	W36x194
2	W21x93	W36x210	W36x194
3	W21x93	W36x194	W36x182
4	W21x83	W36x194	W36x182
5	W18x71	W36x170	W36x160
6	W18x65	W36x170	W36x160
7	W18x55	W36x160	W36x135
8	W18x46	W36x160	W36x135



Ambas estructuras se sujetaron al registro sísmico obtenido en suelo blando del valle de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. El registro fue escalado para un periodo de retorno de  $0.003^{-1}$  años según el periodo de vibración de cada estructura, por lo que se utilizaron distintos factores de escala.

En la figura 3.15 se comparan las distorsiones de entrepiso. Se observan diferencias entre ambos diseños. Las distorsiones son mayores en la estructura diseñada con el RCDF-2004. Por ejemplo, la distorsión máxima de entrepiso en este marco es de alrededor de 0.026, mientras que en el marco diseñado con el procedimiento planteado es de 0.016. Esto representa una reducción del 38% en las distorsiones cuando se utiliza el criterio aquí planteado. La distorsión de entrepiso es el principal parámetro usado para diseño sísmico en la mayoría de los códigos del mundo. Se concluye que el procedimiento propuesto muestra importantes reducciones en los niveles de desplazamientos máximos de entrepiso y que influye en el nivel de confiabilidad estructural. Cabe mencionar que al utilizar el método se obtiene una distorsión de 0.023, mientras que de este análisis resulta 0.026. Esta pequeña diferencia se debe a que en el caso del método se tomaron en cuenta un conjunto de registros sísmicos, mientras que aquí solo se sometió a un registro en particular.

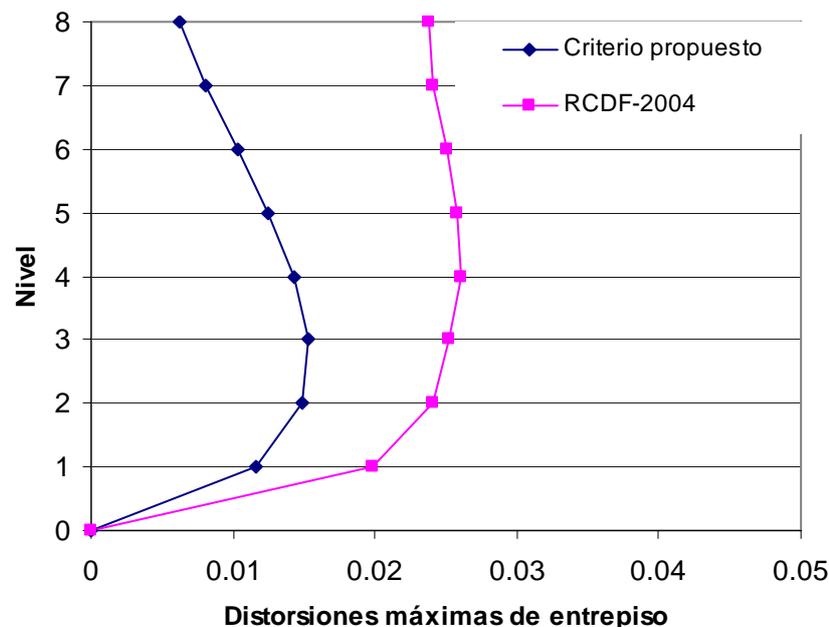


Figura 3.15. Distorsiones de entrepiso en los marcos estructurales sujetos al sismo de 1985 registrado en la estación SCT escalado para un periodo de retorno de  $0.003^{-1}$  años.

### 3.4 Reflexiones finales sobre el capítulo 3

Se propuso un procedimiento de diseño sísmico de marcos estructurales de acero basado en confiabilidad que considera de manera explícita la demanda de energía histerética. El procedimiento toma en cuenta la confiabilidad y las demandas acumuladas en la estructura a través de espectros de energía histerética normalizada con TAFU.

El criterio se aplicó para diseñar una estructura de acero de ocho niveles. Su desempeño sísmico se compara con el de un marco estructural diseñado de acuerdo con el RCDF-



2004. Se observa un mejor desempeño estructural en el diseño obtenido con el criterio aquí planteado, con una reducción del 38% en la distorsión máxima de entrepiso.

Se hace ver que las demandas de deformación plástica tienen importancia significativa para estructuras con elementos de baja capacidad de rotación máxima acumulada sujetas a movimientos de larga duración. En el caso de estructuras con elementos de alta capacidad de rotación plástica acumulada, un diseño sísmico basado en resistencia y en el control de las distorsiones máximas de entrepiso resulta aceptable siempre y cuando no se someta a demandas sísmicas severas. En conclusión, existen dos casos en los que es de vital importancia considerar las demandas acumuladas por deformaciones plásticas. La primera corresponde a estructuras con baja capacidad de acomodar deformaciones plásticas y la segunda a estructuras sujetas a demandas sísmicas severas, tal es el caso de estructuras con periodos de vibración cercanos al periodo dominante del suelo, ubicadas en terreno blando del valle de México.

El criterio de diseño sísmico basado en confiabilidad aquí propuesto en complemento de manera adecuada con las metodologías de diseño sísmico actuales puede dar lugar a un desempeño más favorable de estructuras sujetas a la acción de movimientos sísmicos de larga duración.

La manera en que está planteado el criterio aquí propuesto es simple con la finalidad de que pueda aplicarse en la práctica profesional de la ingeniería. Sin embargo, se debe resaltar que aún no puede aplicarse de manera directa, ya que se deben confirmar con mayores estudios las hipótesis aquí expuestas. Por ejemplo, se debe contar con suficiente información experimental para validar y reducir la incertidumbre al suponer una capacidad de rotación plástica acumulada en elementos de acero. Se debe proporcionar a los ingenieros de la práctica los espectros de diseño con TAFU, para ductilidad y energía histerética normalizada. De preferencia se debe contar con un software donde puedan determinarse dichos espectros para las distintas zonas del valle de México. En el capítulo 7 se discute con mayor detalle lo necesario para aplicar el criterio aquí propuesto en la práctica de la ingeniería.



## Capítulo 4

### ***EL ÍNDICE DE ACUMULACIÓN LINEAL DEL DAÑO EN EL DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS***

#### **4.1 Introducción**

Los espectros juegan un papel fundamental en las metodologías de diseño sísmico de estructuras, ya que representan las máximas demandas sobre estructuras de diferentes periodos de vibración. Los códigos de diseño sísmico se basan en espectros de demandas de ductilidad máxima de S1GL. Dichos espectros no contemplan de manera explícita las demandas acumuladas sobre una estructura. Además, en la mayoría de los casos, los criterios de diseño no garantizan cierto nivel de seguridad o de tasa anual de falla de las estructuras. El criterio planteado en el capítulo 3 considera tanto las demandas acumuladas como la confiabilidad de las estructuras diseñadas, mediante *espectros de ductilidad y energía histerética normalizada* con TAFU, así como las diferencias entre la respuesta de S1GL y SMGL para tasas anuales de falla similares. Sin embargo, la energía histerética tiene algunas limitaciones: por ejemplo, no considera la historia completa de ciclos de comportamiento plásticos. Por tal motivo, el uso de este parámetro para representar el daño acumulado y su aplicación para el diseño sísmico puede ser limitado. Distintos investigadores proponen diversos indicadores de daño que toman en cuenta el efecto del daño acumulado sobre las estructuras. Estos índices resultan de la combinación lineal de la energía histerética normalizada y de los desplazamientos máximos (Park y Ang, 1985; Bozorgnia y Bertero, 2001), de la energía histerética normalizada respecto a máximas demandas elásticas (Rodríguez, 1997), o de la consideración explícita del número y magnitud de los ciclos plásticos ya sea de manera directa o aceptando ciertas hipótesis (Krawinkler y Zohrei, 1983; Terán-Gilmore y Jirsa, 2005).

Una medida alternativa para la evaluación del daño es el *índice de acumulación lineal del daño* (conocido como la regla de Miner), ya que considera la magnitud y el número total de ciclos de comportamiento plástico. El inconveniente de dicho índice es la información necesaria para su evaluación, ya que existe una escasez de pruebas experimentales o resultados analíticos que puedan usarse para evaluar dicho índice.

Se han desarrollado algunas propuestas para utilizar los índices de daño en el diseño sísmico, y se han propuesto algunos métodos para diseñar estructuras, utilizando estos índices (Terán-Gilmore, 1996; Cosenza y Manfredi, 1996; Sanchez y Terán-Gilmore, 2005); sin embargo, en ningún caso se ha propuesto un criterio de diseño sismo-resistente de estructuras que utilice espectros de índice de acumulación lineal de daño



con TAFU de manera que se garantice que la estructura tenga cierto nivel de confiabilidad en un intervalo dado de años.

Debido a lo anterior, aquí se propone un criterio de diseño sismo-resistente que contempla tanto las demandas acumuladas de manera explícita en las estructuras como la confiabilidad de las mismas utilizando espectros de índice de acumulación lineal del daño con confiabilidad uniforme. El primer paso, antes de proponer un procedimiento basado en el índice de acumulación lineal del daño, es determinar la importancia de este parámetro en el diseño sísmico. Para lograr dicho objetivo, en este capítulo se explora su importancia especialmente para estados límites cercanos al colapso.

## 4.2 Importancia del índice de acumulación lineal del daño

El índice de acumulación lineal del daño presenta algunas ventajas sobre otros parámetros de diseño sísmico, ya que considera de manera explícita el número y magnitud de los ciclos de comportamiento plástico. Sin embargo, su evaluación es laboriosa, por lo tanto surge la pregunta, ¿será necesario utilizar un parámetro que no resulta tan práctico para el diseño sísmico de estructuras? Si dicho índice da una mejor descripción del comportamiento de las estructuras sujetas a la acción de los sismos, la respuesta sería afirmativa. Por esta razón, antes de proponer un método de diseño sísmico de estructuras usando el índice de acumulación lineal del daño, se hace ver su importancia a través de los resultados de un ejemplo que se presenta en lo que sigue.

Para observar la importancia de utilizar el índice de acumulación lineal del daño se comparan las curvas de peligro de demanda estructural de dicho índice, con las curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso, por ser este un parámetro básico en el diseño sismo-resistente de estructuras. A continuación se definen ambos indicadores de daño.

### *Definición del índice de daño en términos de distorsiones máximas de entrepiso*

$I_{D\gamma}$  es el *índice de daño en términos de las distorsiones máximas de entrepiso*,  $\gamma_D$  representa la demanda de distorsión máxima de entrepiso sobre la estructura y  $\gamma_C$  es la capacidad de distorsión máxima de la estructura como se indica en la ecuación 4.1. En este trabajo se utilizó  $\gamma_C=0.1$  la sugerida por el FEMA-351 para el caso de capacidad a colapso. Cuando  $I_{D\gamma}$  alcanza un valor igual a 1 implica la falla del sistema.

$$I_{D\gamma} = \frac{\gamma_D}{\gamma_C} \quad (4.1)$$

### *Definición del índice de acumulación lineal del daño*

La definición del *índice de acumulación lineal del daño* es la siguiente:

$$I_{DL} = \sum_{i=1}^{N_{dif}} \frac{n_i}{N_i} \quad (4.2)$$

donde:



$I_{DL}$  es el índice de acumulación lineal del daño. Un valor igual a la unidad implica la falla del sistema.

$N_i$  número de excursiones plásticas que la estructura puede desarrollar antes de fallar por fatiga cuando se le sujeta exclusivamente a ciclos de ductilidad constante  $\mu_{pi}$ , correspondiente al  $i$ -ésimo intervalo de ductilidades.

$n_i$  número de excursiones plásticas con magnitud  $\mu_{pi}$  que resulta de las demandas sísmicas sobre la estructura.

$N_{dif}$  número de intervalos de ductilidades en los que se clasifican todas las excursiones plásticas de la estructura.

#### *Definición de curvas de peligro del índice de daño*

Las curvas de peligro de demanda estructural de ambos índices se obtienen con la ecuación 2.2, sustituyendo el término  $Q$  por  $I_D$ .

$$v_{ID} = \int \left| \frac{\partial v}{\partial y} \right| P(I_D \geq id|y) dy \quad (4.3)$$

donde:

$P(I_D \geq id|y)$  es la probabilidad de que el índice de daño en la estructura exceda un valor de índice igual a  $id$ . Aquí  $I_D$  representa a los índices de daño de distorsiones máximas de entrepiso ó de acumulación lineal del daño.

Los términos restantes de la ecuación 4.3 se definieron en la ecuación 2.2.

Mientras que la evaluación del índice de daño en términos de distorsiones máximas de entrepiso es muy conocida, no sucede lo mismo en el caso del índice de acumulación lineal de daño en una estructura. A continuación se describe el procedimiento para evaluar el índice de acumulación lineal de daño, así como las hipótesis planteadas para su evaluación.

#### *Hipótesis para evaluar el índice de acumulación lineal de daño en marcos estructurales de acero.*

Para evaluar el daño en marcos estructurales de acero aquí se hacen las siguientes hipótesis:

1. La acumulación del daño en la estructura se supone lineal, por lo tanto, se utiliza un índice de acumulación lineal del daño.
2. Los únicos elementos del marco que pueden fallar y brindarle a la estructura capacidad de disipar energía son las vigas.



3. Todas las vigas que componen el piso crítico sufren el mismo nivel de daño.
4. El sistema falla cuando falla el piso crítico; es decir, cuando fallan las vigas que componen el piso más dañado. Esta hipótesis representa el criterio de falla considerado en este estudio.

La primera hipótesis implica la consideración de que el daño se acumula de manera lineal, lo cual no necesariamente es válido. Esta consideración no es válida ya que la contribución al daño en la estructura por parte de los primeros ciclos y los últimos ciclos de comportamiento plástico es diferente, debido a que las características de una estructura cambian a medida que esta se va dañando. Esto puede apreciarse en la figura 4.1 en una prueba experimental de un elemento de acero (Krawinkler y Zohrei, 1983), donde se observa una mayor degradación de resistencia en los primeros y en los últimos ciclos de carga, mientras que en ciclos intermedios se mantiene el mismo ciclo histerético sin degradación significativa. Por lo tanto es lógico pensar que se presenta un mayor daño en los primeros y últimos ciclos de carga; sin embargo, en el caso de que la estructura se lleve a la falla, la consideración de acumulación lineal del daño es suficientemente aproximada, ya que se considera el número total de ciclos de carga que resiste el sistema.

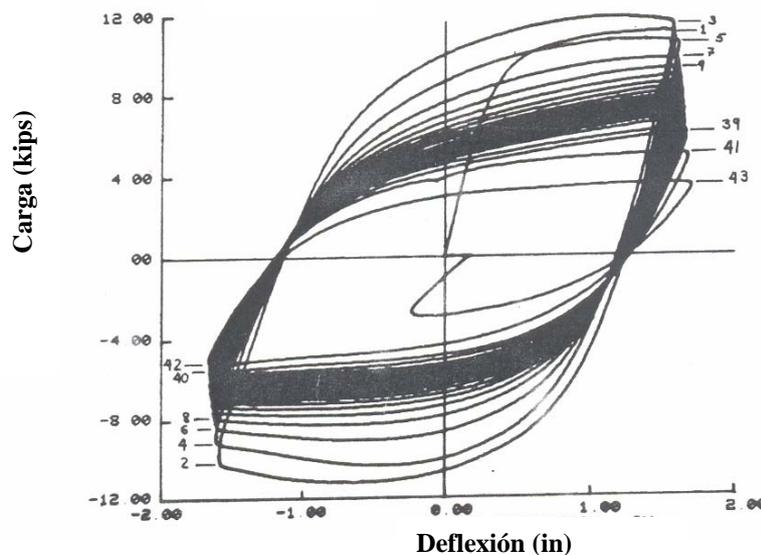


Figura 4.1. Gráfica carga deflexión de un elemento de acero sometido a desplazamiento constante (Krawinkler y Zohrei, 1983).

Un diseño en el cual las columnas reciban el mayor daño, y sean los primeros elementos en fallar, tendrá un desempeño muy pobre y puede llevar a la falla temprana de la estructura. Por tal motivo, la hipótesis número 2 es algo que debe buscarse para lograr un diseño satisfactorio; es decir, un desempeño adecuado de la estructura (filosofía viga-débil columna-fuerte).

Las hipótesis 3 y 4 se han comprobado en varios marcos de acero (Bojórquez *et al.*, 2006b).



### 4.3 Importancia de los índices de daño según el estado limite que se trate

Se determinaron las curvas de peligro tanto del índice de daño de distorsiones máximas de entrepiso, como del índice de acumulación lineal de daño (figura 4.2). Para ello utilizaron ocho marcos estructurales de acero diseñados con el RCDF-2004 utilizados en trabajos previos (Bojórquez *et al.*, 2006c), los cuales se sometieron a nueve registros sísmicos obtenidos en suelo blando del valle de México. Algunas características importantes de los marcos se ilustran en la tabla 4.1. En dicha tabla se utiliza la nomenclatura MiQj, donde i representa el número de niveles del marco, y j el factor de comportamiento sísmico utilizado en el diseño. Por ejemplo, M4Q2 representa un marco estructural de acero de cuatro niveles diseñado con un factor de comportamiento sísmico  $Q=2$ . Los resultados obtenidos se presentan en la figura 4.2 en la cual el eje horizontal representa el índice de daño tanto de distorsiones máximas de entrepiso (líneas discontinuas) como el de acumulación lineal del daño (líneas continuas), y el eje vertical representa la tasa anual de excedencia de los índices de daño.

Tabla 4.1. Periodo fundamental de vibración ( $T_0$ ), coeficiente sísmico resistente ( $C_y$ ) y desplazamiento de fluencia ( $\delta_f$ ) correspondientes a los marcos analizados

Marco	$T_0$	$C_y$	$\delta_f$ (m)
M4Q2	0.86	0.48	0.125
M4Q3	0.90	0.45	0.136
M6Q2	1.03	0.45	0.170
M6Q3	1.07	0.42	0.174
M8Q2	1.11	0.43	0.186
M8Q3	1.20	0.38	0.192
M10Q2	1.28	0.39	0.216
M10Q3	1.37	0.36	0.226

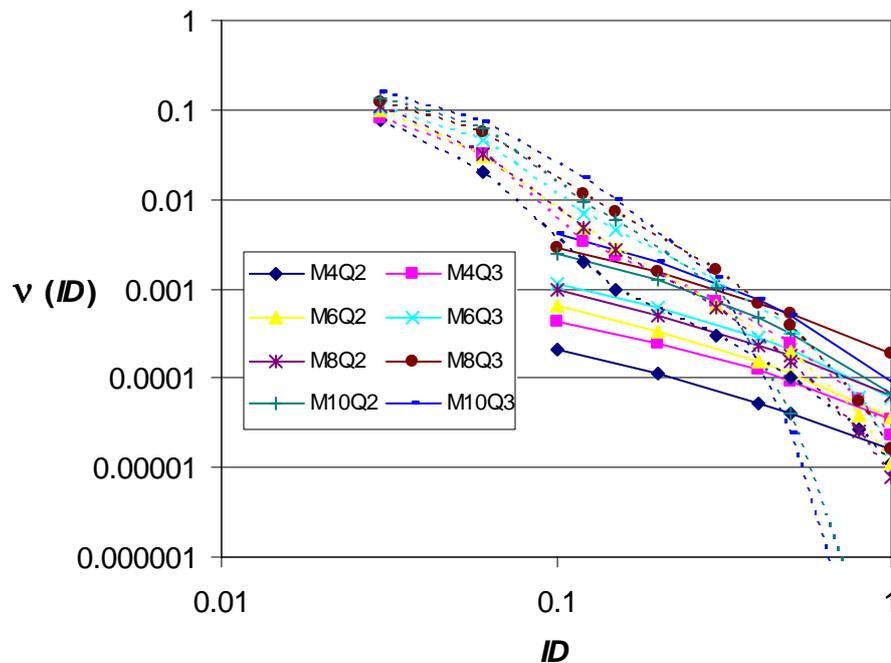


Figura 4.2. Curvas de peligro de demanda en términos de las ecuaciones 1 y 2 correspondientes a marcos de acero [ $ID_\gamma$ ---,  $ID_L$ —].



En la figura 4.2 se observan los siguientes puntos. En primer lugar para el caso de  $I_D$  con valores pequeños, los valores de las curvas de peligro de demanda resultan mayores para el caso de  $I_{D\gamma}$  que para  $I_{DL}$ ; es decir, la tasa de excedencia resulta mayor para  $I_{D\gamma}$ . Esto implica que para estados límite como el de servicio, se espera una mayor importancia de las distorsiones máximas de entrepiso que de las demandas acumuladas (medidas en este caso con el índice de acumulación lineal del daño). Estas observaciones son válidas para los ocho marcos.

El punto en el cual ocurre el cruce entre las curvas de peligro de demanda para ambos indicadores de daño, representa que tanto la distorsión máxima de entrepiso como el índice de acumulación lineal del daño tienen igual importancia. Observese que el punto de cruce entre ambas curvas para los marcos de 10 niveles (M10Q2 y M10Q3) ocurre para valores de índice de daño menores que para los marcos con menor número de niveles; es decir, a medida que el periodo de la estructura se incrementa (periodo de la estructura cada vez más cercanos al periodo de suelo  $T_s=2s$ ), el punto de cruce se presenta para valores de  $I_D$  menores, lo que sugiere que en el caso de estructuras cuyo periodo de vibración se acerca cada vez más al periodo dominante del suelo, se vuelve cada vez más importante el daño acumulado por deformaciones plásticas, especialmente para el estado límite de seguridad de vidas. Esto implica que no deben despreciarse en el diseño sísmico de estructuras las demandas acumuladas, y que tanto las distorsiones máximas de entrepiso como el índice de acumulación lineal del daño deben revisarse.

Finalmente, para el caso del estado límite cercano al colapso ( $I_D$  cerca de 1), resulta evidente el papel que tiene el índice de acumulación lineal del daño, ya que la tasa anual de falla resulta en valores mucho mayores que en el caso de la distorsión máxima de entrepiso, por lo tanto, despreciar dicho parámetro puede llevar a diseños del lado de la inseguridad.

En resumen se hacen las siguientes observaciones para el diseño sísmico de estructuras: Para el caso del estado límite de servicio se recomienda revisar las distorsiones máximas de entrepiso, en el caso del estado límite de seguridad de vidas se recomienda revisar tanto las distorsiones máximas de entrepiso como alguna medida de la capacidad cíclica de la estructura (demandas de daño acumulado), por ejemplo, el índice de acumulación lineal del daño.

Por todo lo anterior, es clara la importancia de tomar en cuenta las demandas acumuladas en el diseño sísmico de estructuras; sin embargo, la evaluación del índice de acumulación lineal del daño en una estructura no es práctica. Con la finalidad de evaluar de una forma práctica el índice de acumulación lineal de daño en las estructuras es conveniente utilizar modelos simplificados (S1GL) equivalentes; de manera similar a lo que se hace en los códigos de diseño sísmico que se basan en el uso de espectros de diseño sísmico (derivados de dichos modelos simplificados). Debido a lo anterior, en la siguiente sección se describe la manera de obtener los espectros para dicho indicador de daño ( $I_{DL}$ ) pero primeramente se describe un procedimiento para obtener la capacidad cíclica de marcos estructurales de acero y S1GL ya que este es el punto crucial para poder evaluar el índice de acumulación lineal del daño.



#### 4.4 Capacidad cíclica de marcos estructurales de acero y sus correspondientes S1GL equivalentes

El problema para obtener espectros de índice de acumulación lineal del daño radica en determinar la capacidad cíclica de S1GL que representen las características de estructuras reales. En lo que sigue se propone un procedimiento para obtener la capacidad cíclica de S1GL. Una vez obtenida esta capacidad, es posible evaluar el índice de acumulación lineal del daño en S1GL, y los espectros de índice de acumulación lineal del daño con TAFU.

##### *Capacidad Cíclica de S1GL*

Se propone un procedimiento para obtener la capacidad cíclica de S1GL que representan la capacidad cíclica de marcos estructurales de acero, la cual se basa en la capacidad de los elementos que constituyen a dichos marcos. Se adoptan las hipótesis 1, 2, 3 y 4 mencionadas en la sección anterior (que se utilizaron para evaluar el daño en marcos estructurales de acero), además, se considera que el primer modo de vibración domina la respuesta de la estructura.

El procedimiento que se propone para obtener la capacidad cíclica de marcos estructurales de acero es el siguiente (Bojórquez *et al.*, 2006b):

1. Se realiza un análisis ‘push-over’ del marco estructural.
2. Se obtiene la historia de ductilidades globales de la estructura del análisis ‘push-over’. La ductilidad global de desplazamiento se define como la relación entre el desplazamiento de azotea y el desplazamiento de fluencia del marco (obtenido del análisis ‘push-over’).
3. Mediante el análisis ‘push-over’ se obtiene la historia completa de demandas de ductilidades locales a nivel sección en todas las vigas que integran el marco. El marco se empuja hasta la falla.
4. Cada valor de ductilidad global en la historia se asocia a una ductilidad local de los elementos en el piso crítico (el que alcanza primero la falla).
5. Dado que se conoce el número de semiciclos que desarrollan los elementos de acero, se deduce el número de semiciclos que puede desarrollar la estructura para cierto nivel de ductilidad global. La capacidad cíclica local de los elementos se obtiene mediante pruebas de laboratorio.

La ecuación 4.4 representa la ecuación general para obtener la capacidad cíclica global de marcos estructurales de acero. En la figura 4.3 se muestra una curva de capacidad típica en estructuras.

$$N_{sc} = \frac{a}{(\mu_G)^b} \quad (4.4)$$



En la ecuación 4.4,  $\mu_G$  representa la ductilidad global del sistema,  $a$  y  $b$  son parámetros de ajuste que representan la capacidad de la estructura para desarrollar ciclos de comportamiento plástico, y  $N_{sc}$  es el número de semiciclos que resiste la estructura.

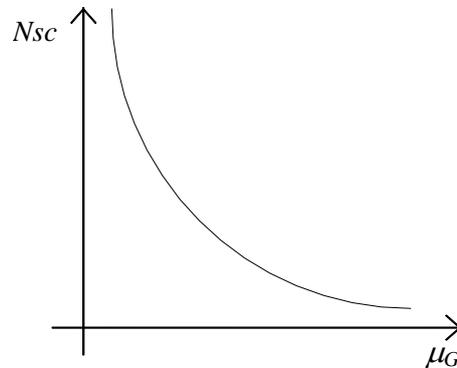


Figura 4.3. Curva típica de capacidad cíclica de marcos estructurales de acero.

Para obtener la capacidad cíclica de S1GL equivalentes se requiere calcular la relación entre la ductilidad global de una estructura y la ductilidad del S1GL (factor de transformación de ductilidad descrito en el Apéndice A), correspondientes ambas a una misma tasa anual de falla. Tomando en cuenta dicho factor, y suponiendo que la forma de la curva de capacidad cíclica de la estructura es similar a la del S1GL, la ecuación 4.4 se transforma en:

$$N_{sc} = \frac{a}{(F_{\mu} \mu_1)^b} \quad (4.5)$$

donde  $\mu_1$  es la ductilidad en el S1GL. Con la capacidad cíclica de S1GL equivalente es posible evaluar el índice de acumulación lineal del daño.

Es importante mencionar que en este caso se considera que no existe influencia significativa de la distribución espacial de las demandas locales de energía en los marcos, ya que para los marcos aquí analizados, las demandas locales de energía en los marcos se distribuyen de manera uniforme; es decir, no existen concentraciones de daño. Por esta razón se puede suponer que las formas de las curvas de capacidad cíclica de los marcos y sus S1GL equivalentes son similares. Sin embargo, para estructuras donde existen concentraciones de daño, esta hipótesis no es aceptable.

#### 4.5 Espectros de índice de acumulación lineal del daño con TAFU

Con la siguiente expresión (Esteva 1968, Cornell 1968) se puede evaluar la tasa media anual de falla de una estructura:

$$v_F = \int \left| \frac{\partial v}{\partial y} \right| P(Q \geq q|y) dy \quad (4.6)$$



donde:

$Q = \frac{\text{Demanda estructural}}{\text{Capacidad estructural}}$ . En el caso del índice de acumulación lineal del daño

$Q = I_{DL}$ .

$P(Q \geq q|y) = P(I_{DL} \geq id|y)$  es la probabilidad de exceder cierto nivel de daño  $id$ , dada una intensidad  $y$ .

La metodología para obtener los espectros con TAFU se describió en el capítulo 2 para espectros de energía histerética normalizada. El procedimiento es similar para espectros de índice de acumulación lineal del daño con TAFU.

En la figura 4.4 se ilustra un ejemplo de un espectro de índice de acumulación lineal de daño para  $I_{DL}=i$ , con tasa anual de falla uniforme  $v_{FO}$ .

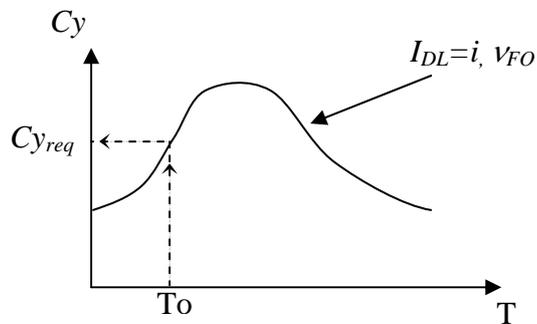


Figura 4.4. Espectro correspondiente a una tasa anual de falla  $v_{FO}$  de un S1GL con comportamiento bilineal y un índice de acumulación lineal del daño  $I_{DL}=i$ .



# Capítulo 5

## ***DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS BASADO EN CONFIABILIDAD Y EN EL USO DEL ÍNDICE DE ACUMULACIÓN LINEAL DEL DAÑO (CRITERIO II)***

### **5.1 Criterio de diseño propuesto**

En esta sección se propone un criterio de diseño alternativo (criterio II) que se basa en el uso de espectros de índice de acumulación lineal de daño con TAFU. Se deben garantizar dos condiciones de diseño: 1) los requerimientos de resistencia lateral de la estructura (coeficiente sísmico  $C_y$ ) para satisfacer las demandas acumuladas sobre la estructura, que se cumplen a través del uso de espectros de índice de acumulación lineal del daño. Para esto se utilizan los espectros de  $I_{DL}$  asociados a una tasa anual de falla preestablecida  $v_{FO1}$ . 2) el control de la distorsión máxima de entrepiso asociada a una tasa anual de falla  $v_{FO2}$ .

Enseguida se mencionan los pasos a seguir del criterio alternativo que se propone en esta tesis:

#### *1. Tasa anual de falla deseada en la estructura.*

El primer paso es seleccionar los valores de las tasas anuales de falla  $v_{FO1}$  y  $v_{FO2}$  correspondientes al nivel de desempeño deseado en la estructura, donde  $v_{FO1}$  está asociada al nivel de desempeño en términos del índice de acumulación lineal del daño, y  $v_{FO2}$  a la distorsión máxima de entrepiso tolerable ( $\gamma_{tol}$ ) del marco estructural.

#### *2. Prediseño.*

La primera fase consiste en proponer un prediseño de la estructura y las secciones que la componen (en este caso se trata de marcos estructurales de acero). El prediseño puede realizarse mediante el procedimiento descrito en el capítulo 3, o a través de algún código de diseño sísmico (por ejemplo el RCDF-2004). Se determina el periodo fundamental de vibración de la estructura  $T_0$  a partir del prediseño.

#### *3. Resistencia lateral requerida.*

Este paso consiste en determinar los requerimientos de resistencia lateral (coeficiente sísmico requerido  $C_{yreq}$ ) de la estructura a través de los espectros de índice de acumulación lineal de daño con TAFU (ver figura 4.4) en función del periodo de la estructura  $T_0$ , su capacidad medida mediante el índice  $I_{DL}$  y la tasa anual de falla deseada en la estructura  $v_{FO}$ .



#### 4. Revisión de la resistencia lateral requerida.

La primera condición de diseño que consiste en garantizar la resistencia lateral requerida se determina mediante un análisis estático no lineal ‘push-over’ de la estructura real. En este paso se evalúa el coeficiente sísmico real de la estructura  $C_{yG}$  y se compara con el coeficiente sísmico requerido que se obtuvo en el paso 3. Si  $C_{yG} \geq C_{yreq}$ , entonces se continúa con el procedimiento, de lo contrario se regresa al paso 2, que consiste en rediseñar la estructura.

#### 5. Revisión de la distorsión máxima de entrepiso.

Para cumplir con los requerimientos de distorsión máxima de entrepiso se debe satisfacer que la distorsión máxima de entrepiso  $\gamma_M$  sea menor o igual que la distorsión máxima de entrepiso tolerable  $\gamma_{tol}$  (ecuación 5.1). Donde  $\gamma_M$  se determina a través de la distorsión en un S1GL equivalente  $\gamma_1$ , y el factor de transformación  $FT_\gamma$  que relaciona las distorsiones entre la estructura y su S1GL equivalente asociados a cierto nivel de tasa anual de falla. La distorsión máxima en el S1GL se evalúa con la ecuación 3.5 (renombrada 5.2). En esta ecuación  $\mu_1$  (ductilidad en el S1GL) se determina utilizando espectros de ductilidad con TAFU (figura 5.1),  $D_{y1}$  es el desplazamiento de fluencia del S1GL obtenido mediante la ecuación 3.11.

$$\gamma_M \leq \gamma_{tol} \quad (5.1)$$

$$\gamma_1 = \frac{\mu_1 D_{y1}}{H} \quad (5.2)$$

Utilizando las ecuaciones 5.2 y 3.2, la distorsión máxima de entrepiso del marco estructural (SMGL) resulta:

$$\gamma_M = FT_\gamma \frac{\mu_1 D_{y1}}{H} \quad (5.3)$$

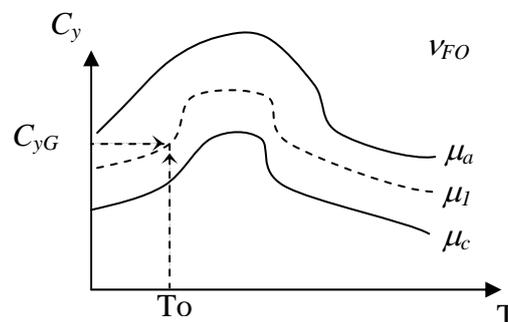


Figura 5.1. Espectros de ductilidad asociados a una tasa anual de falla  $v_{FO}$ .

Finalmente, la condición para revisar la distorsión máxima de entrepiso se expresa de la siguiente manera:



$$\gamma_M = FT_\gamma \frac{\mu_1 D_{y1}}{H} \leq \gamma_{tol} \quad (5.4)$$

Si se satisface esta condición el diseño es adecuado, de lo contrario la estructura debe rediseñarse (regresar al paso 2).

## 5.2 Ejemplo de Aplicación

El criterio de diseño propuesto en la sección anterior se aplicará para diseñar un marco estructural de acero de ocho niveles y tres crujiás que se considera se ubicará en la zona IIIb del valle de México (igual al marco del ejemplo que se analizó en el capítulo 3). Las características geométricas globales del marco se ilustran en la figura 5.2. El diseño se realizará para satisfacer dos estados límite, el primero correspondiente a un estado límite regido por las distorsiones máximas de entrepiso (estado límite 1), mientras que el segundo caso corresponde a un estado límite dominado por las demandas acumuladas (índice de acumulación lineal del daño, estado límite 2).

Con la finalidad de obtener niveles de confiabilidad similares a las estructuras diseñadas con el RCDF-2004, se obtienen las tasas anuales de falla de un marco estructural diseñado con dicho reglamento. Esto se puede apreciar en la figura 5.3 que corresponde a la estructura M8Q3 de la tabla 4.1. En la figura 5.3 se ilustran las curvas de peligro de demanda estructural, el primer rectángulo (en negro) corresponde al estado límite 1 y el siguiente (en gris) al segundo estado límite, el cual está dominado por las demandas acumuladas. El objetivo fundamental de revisar estos estados límite es hacer ver la necesidad de incorporar (en ciertos casos) las demandas acumuladas de manera explícita en los criterios de diseño sísmico.

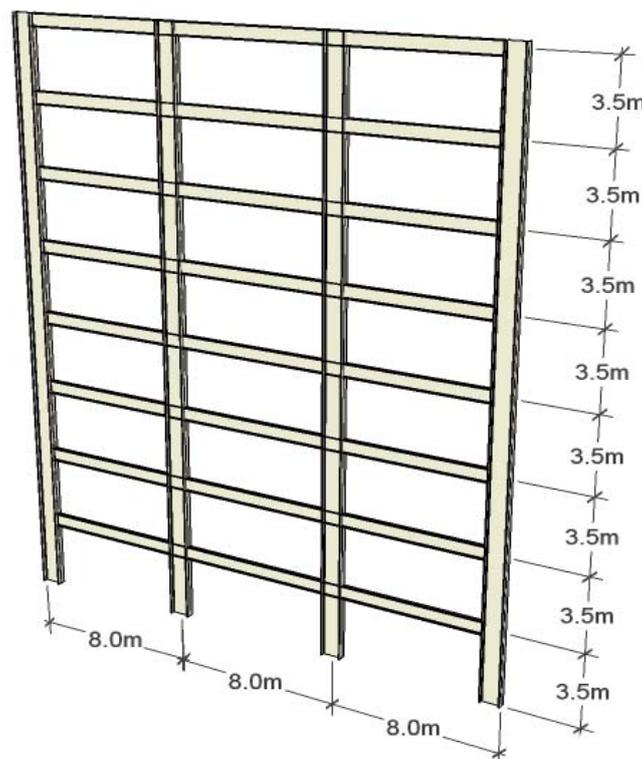


Figura 5.2. Geometría del marco estructural.

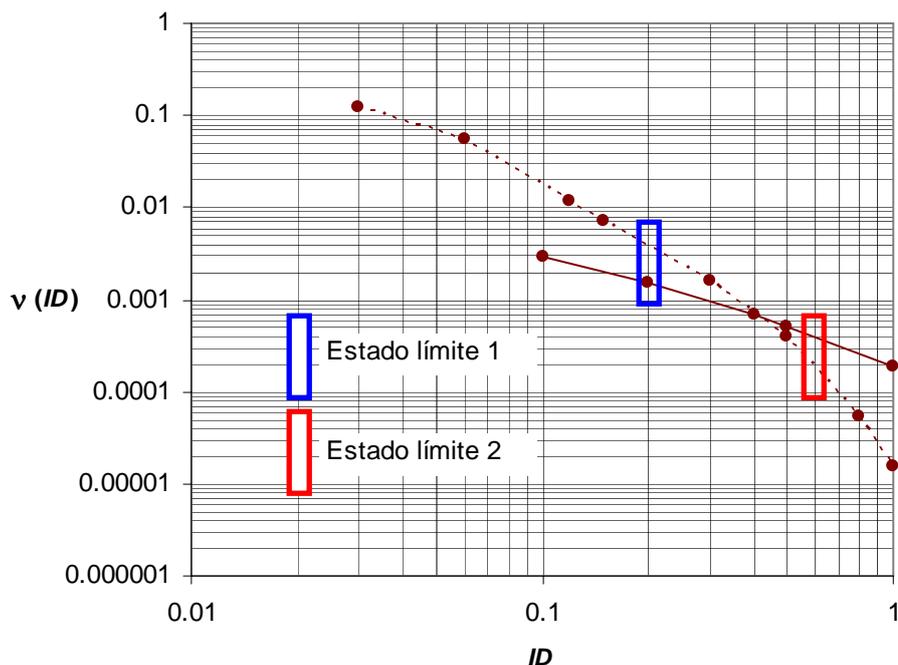


Figura 5.3. Curvas de peligro de demanda en términos de la distorsión máxima de entrepiso y del índice de acumulación lineal de daño del marco M8Q3 [ $I_{D\gamma}$  ---,  $I_{DL}$  —].

### 1. Tasa anual de falla deseada en la estructura

El primer paso es seleccionar la tasa anual de falla deseada en la estructura; es decir, los valores de las tasas anuales de falla  $v_{FO1}$  y  $v_{FO2}$  correspondientes a  $I_{DL}$  y a la distorsión máxima de entrepiso tolerable ( $\gamma_{tol}$ ) del marco estructural. Las tasas anuales de falla seleccionadas corresponden a los estados límite mencionados en el párrafo anterior, los cuales con la finalidad de obtener la confiabilidad de diseños reales se seleccionaron a partir de una estructura diseñada con el RCDF-2004 (M8Q3, figura 5.3). En primer lugar el estado límite 1 corresponde a un  $I_D=0.2$ , que en términos de distorsión máxima de entrepiso para este estado límite resulta  $\gamma_{tol}=0.02$ , ya que se utilizó una distorsión máxima de entrepiso contra colapso de 0.1. De la misma forma se obtuvieron los parámetros para el estado límite 2. Los estados límite se ilustran en la tabla 5.1. Cabe mencionar que la primera etapa de diseño consiste en satisfacer el estado límite 1, y el siguiente paso es revisar el estado límite 2.

Tabla 5.1. Estados límite a revisar

Estado límite 1	$I_{DL}=0.2, v_{FO1}=0.002$	$I_{D\gamma}=0.2 \rightarrow \gamma_{tol}=0.02, v_{FO2}=0.004$
Estado límite 2	$I_{DL}=0.6, v_{FO1}=0.0004$	$I_{D\gamma}=0.6 \rightarrow \gamma_{tol}=0.06, v_{FO2}=0.0002$

### 2. Prediseño Global

Una vez que se establece la confiabilidad deseada de la estructura, el siguiente paso es su prediseño. Se utilizarán secciones W de acero del (AISC, 2003) tanto para las vigas como para las columnas. Se utilizó un sistema viga débil-columna fuerte y de esta manera tanto la energía disipada como el daño estructural se concentran en las vigas, y



así obtener un prediseño eficiente, pero sobretodo racional. El periodo de la estructura resulta  $T_o=1.20s$ . El motivo por el cual no se utilizó el mismo prediseño inicial utilizado en el criterio I sino un diseño más ligero, es debido a que en aquel caso se observó que el prediseño era suficiente para satisfacer lo requerimientos de distorsión máxima de entrepiso, pero una ligera reducción en las secciones implica que no se cumpla con dicha condición. En este caso se pretende observar cómo un diseño que satisface el índice de acumulación lineal del daño para el primer estado límite no garantiza que la condición impuesta por la distorsión máxima de entrepiso se garantice, por lo tanto, reducir las secciones del prediseño obtenido en el criterio I, lleva a esta condición.

#### 4. Resistencia lateral requerida ( $C_{yreq}$ )

El coeficiente sísmico requerido  $C_{yreq}$  en la estructura se determina a través de los espectros de índice de acumulación lineal de daño con TAFU en función del periodo de la estructura  $T_o$ , su capacidad de acumulación del daño  $I_{DL}=0.2$  y la tasa anual de falla deseada en la estructura  $v_{FOI}=0.002$  que corresponden al estado límite 1.

Para obtener el índice de acumulación lineal del daño, es necesario obtener la capacidad cíclica del S1GL, para ello se utilizó la ecuación 5.5 obtenida mediante el procedimiento descrito en el capítulo 4 sección 3 (Bojórquez *et al*, 2006b), mediante el análisis de los ocho marcos descritos en la tabla 4.1 y a través de resultados experimentales y analíticos obtenidos por (Krawinkler y Zohrei, 1983; Daali y Korol, 1995; Lee y Stojadinovic 2004); (se hace la aclaración que dicha ecuación es aplicable únicamente para marcos estructurales con características similares a los utilizados en los presentes análisis). En la ecuación 5.5,  $N_{sc1}$  es el número de semiciclos que resiste el S1GL con periodo  $T$  cuando se sujeta a ciclos de ductilidad  $\mu$ . Debido a que se requiere la resistencia para el periodo del marco de interés, no es necesario contar con todo el espectro de  $I_{DL}$  en su totalidad, basta con utilizar las curvas de peligro de demanda del S1GL para el periodo del marco estructural en estudio. Es importante mencionar que las curvas de peligro de demanda estructural y los espectros aquí utilizados se obtuvieron utilizando los 31 acelerogramas reales registrados en la zona IIIb del valle de México mismos que se utilizaron en el primer criterio propuesto, y un amortiguamiento crítico del 3% (ver figura 3.8). De la curva de peligro de demanda estructural asociada a un  $I_{DL}=0.2$  y para el periodo  $T_o=1.20s$  (figura 5.4) se obtiene un coeficiente sísmico requerido  $C_{yreq}=0.36$ .

$$N_{sc1} = \frac{1465 - 589T}{(0.912 \mu)^{2.33}} \quad (5.5)$$

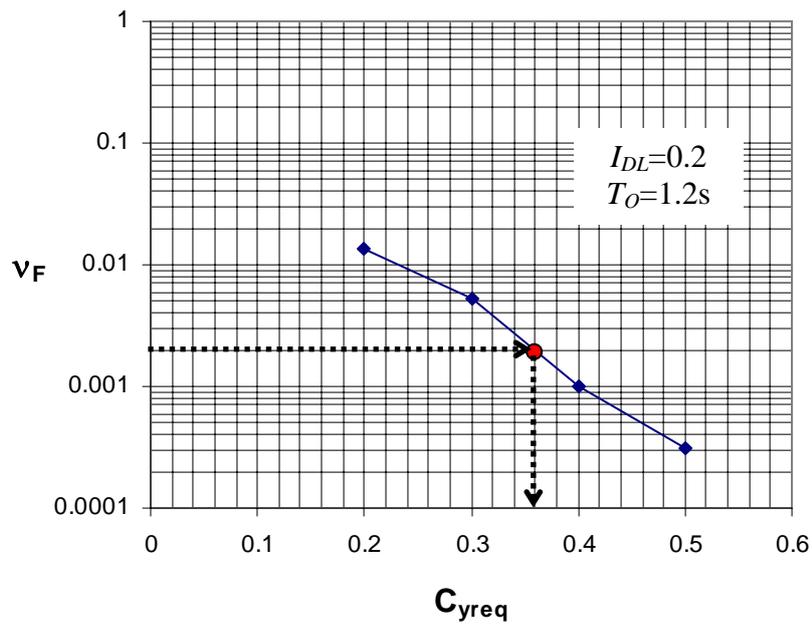


Figura 5.4. Curva de peligro de demanda estructural de un S1GL con periodo  $T_O=1.20s$  e  $I_{DL}=0.20$ .

#### 4. Revisión de la resistencia lateral requerida ( $C_{yG} \geq C_{yreq}$ )

De un análisis 'push-over' (figura 5.5) se obtiene  $C_{yG}=0.38$ , valor que es mayor que el coeficiente sísmico requerido  $C_{yreq}$ , por lo tanto se concluye que satisface la primera condición de diseño.

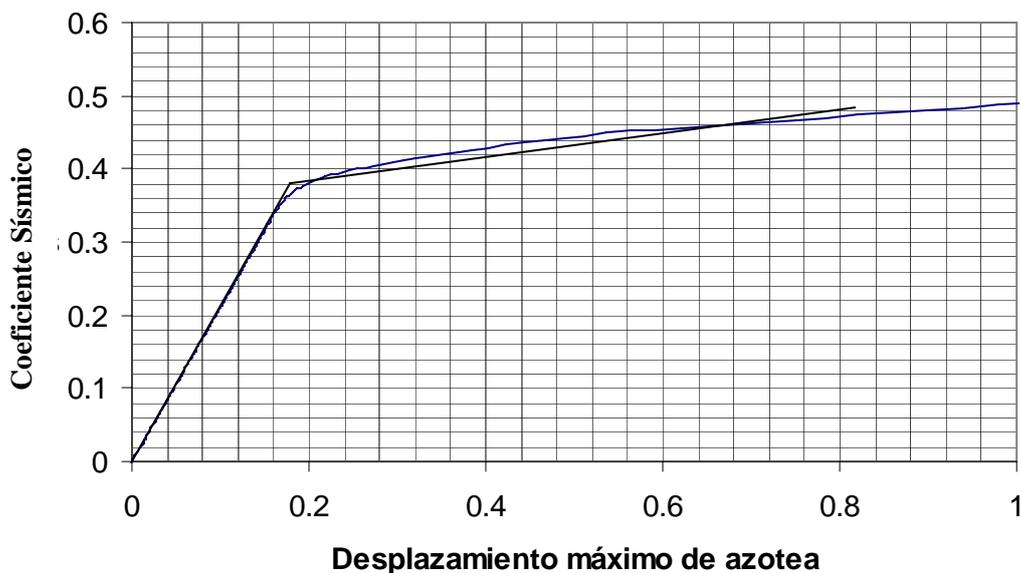


Figura 5.5. Análisis 'push-over' del marco estructural propuesto.



### 5. Revisión de la distorsión máxima de entrepiso

Para satisfacer los requisitos de distorsión máxima de entrepiso se requiere que  $\gamma_M \leq \gamma_{tol}$ . Donde  $\gamma_M$  se determina con la ecuación 5.3. En dicha ecuación se utiliza un  $FT_\gamma = 1.7$  obtenido en el Apéndice A,  $D_{y1}$  se obtiene mediante la ecuación 3.6,  $H$  es la altura total igual a 28m y finalmente,  $\mu_1$  se determina utilizando espectros de ductilidad con TAFU. En la figura 5.6 se ilustran los espectros para distintas ductilidades ( $\mu=2$  y  $\mu=4$ ) y una tasa anual de falla  $\nu_f=0.004$  que corresponde a la tasa anual de falla deseada para el caso de las distorsiones máximas de entrepiso, interpolando los valores de dichos espectros se obtiene que  $\mu_f=3.5$ . Sustituyendo todos los valores en las expresiones 5.2 y 5.3 se obtiene  $\gamma_M=0.029$  que es mayor que  $\gamma_{tol}=0.02$ , por lo que el diseño propuesto no es adecuado. Se observa que aún cuando los requisitos de demanda acumulada a través del índice de acumulación lineal del daño se satisfacen, no ocurre lo mismo para las distorsiones máximas de entrepiso, lo cual era de esperarse, ya que el estado límite que se revisó corresponde a aquel en el cual son de mayor importancia las demandas máximas en la estructura. El objetivo fundamental de revisar dicho estado era comprobar que para este caso regían las distorsiones máximas de entrepiso, lo cual quedó demostrado.

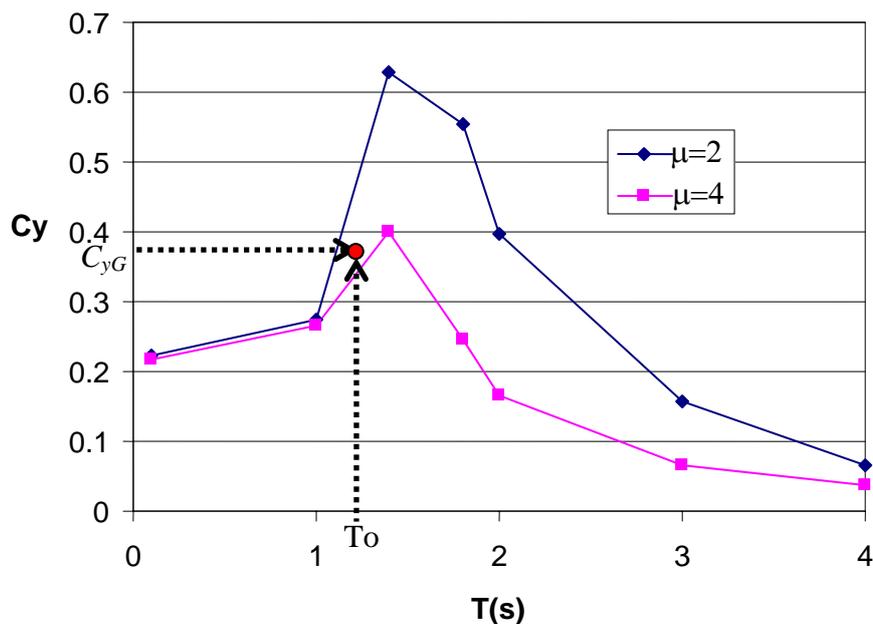


Figura 5.6. Espectros de ductilidad asociados a una tasa anual de falla  $\nu_f=0.004$ .

Debido a que la estructura no cumple con los requisitos, debe ser rediseñada y por lo tanto se regresa al paso 2 (relativa al prediseño).

## SEGUNDA ITERACIÓN

### 2. Prediseño

El prediseño propuesto se ilustra en la Tabla 5.2. En este caso el periodo resulta  $T_0=1.16s$ .



Tabla 5.2. Secciones propuestas para el marco estructural (segunda iteración).

Nivel	Vigas	Columnas Internas	Columnas Externas
1	W21x73	W36x194	W36x194
2	W21x93	W36x194	W36x194
3	W21x93	W36x170	W36x170
4	W21x93	W36x170	W36x170
5	W21x73	W36x150	W36x150
6	W21x62	W36x150	W36x150
7	W21x50	W36x135	W36x135
8	W21x50	W36x135	W36x135

### 3. Resistencia lateral requerida ( $C_{yreq}$ )

Con la finalidad de garantizar los dos estados límite de manera simultánea para el caso de las demandas acumuladas se utiliza la figura 5.7, que contiene las curvas de peligro de demanda estructural para el caso de  $T_o=1.16s$ , y los  $I_{DL}=0.2$  e  $I_{DL}=0.6$  respectivamente. Por lo tanto, el  $C_{yreq}$  será el mayor obtenido de ambos estados límite. En este caso resulta mayor para el segundo estado límite (punto gris de la figura 5.7), de donde se obtiene  $C_{yreq}=0.36$ .

### 4. Revisión de la resistencia lateral requerida ( $C_{yG} \geq C_{yreq}$ )

Del análisis 'push-over' (figura 5.8) se obtiene  $C_{yG}=0.39$  que es mayor al coeficiente sísmico requerido  $C_{yreq}=0.36$ , por lo que se verifica que satisface esta condición de diseño.

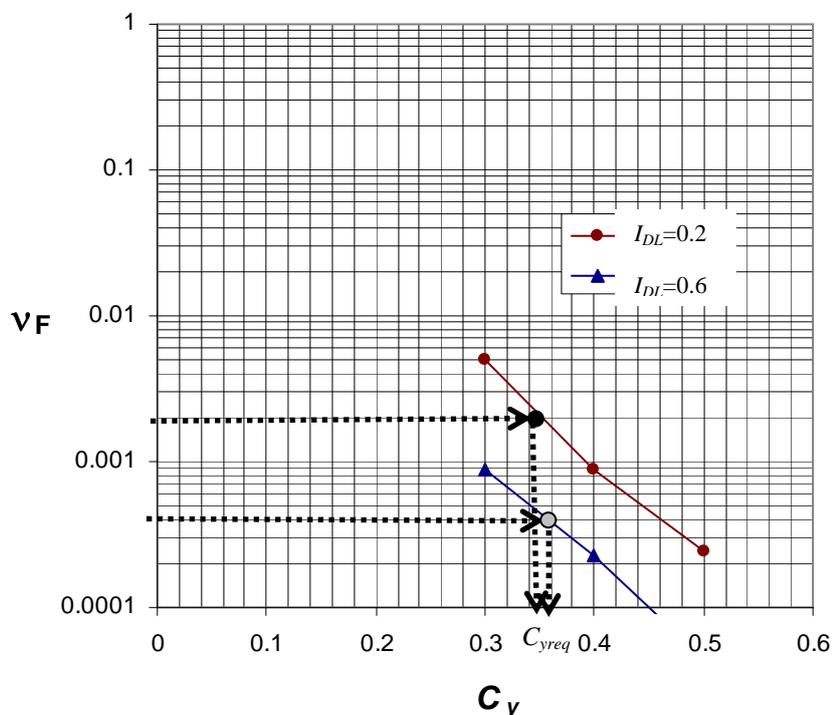


Figura 5.7. Curvas de peligro de demanda estructural de un S1GL con periodo  $T_o=1.16s$ , para  $I_{DL}=0.20$  e  $I_{DL}=0.60$ .

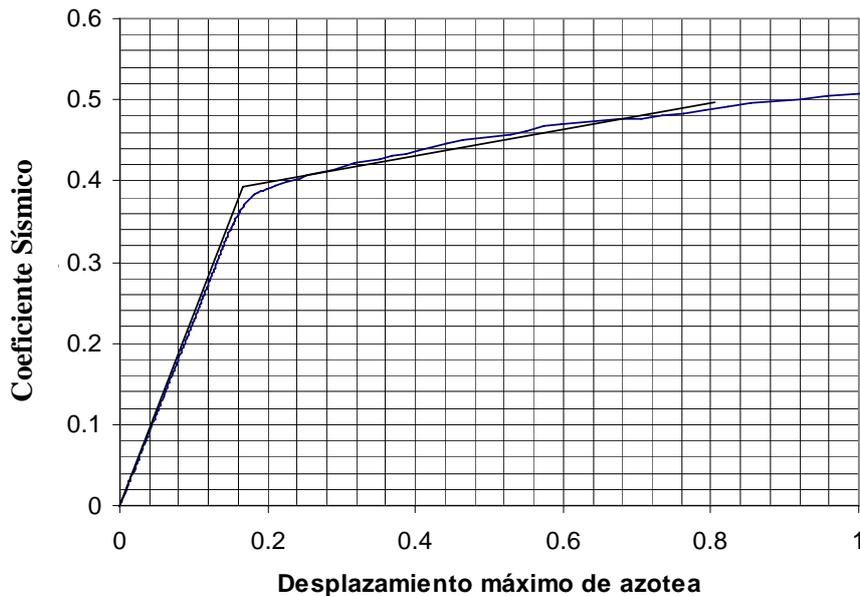


Figura 5.8. Análisis “push-over” del marco estructural (segunda iteración).

### 5. Revisión de la distorsión máxima de entrepiso

#### ESTADO LÍMITE 1

Primeramente se revisará el primer estado límite que corresponde a una  $\gamma_{tol}=0.02$  asociada a una  $\nu_{FO2}=0.004$ , para esto es necesario obtener la ductilidad demandada  $\mu_I$  para dicha tasa anual de falla. En la figura 5.9 se ilustran los espectros de ductilidad para  $\nu_F=0.004$ , donde se obtiene que  $\mu_I=2$ . Sustituyendo  $FT_\gamma=1.7$ ,  $C_{yG}=0.39$ ,  $T_0=1.16s$ ,  $\mu_I=2$  y  $H=28m$  en las ecuaciones 5.2 y 5.3 se obtiene que  $\gamma_M=0.016$  que es menor que  $\gamma_{tol}=0.02$ , por lo que se comprueba que se satisface la condición para el primer estado límite.

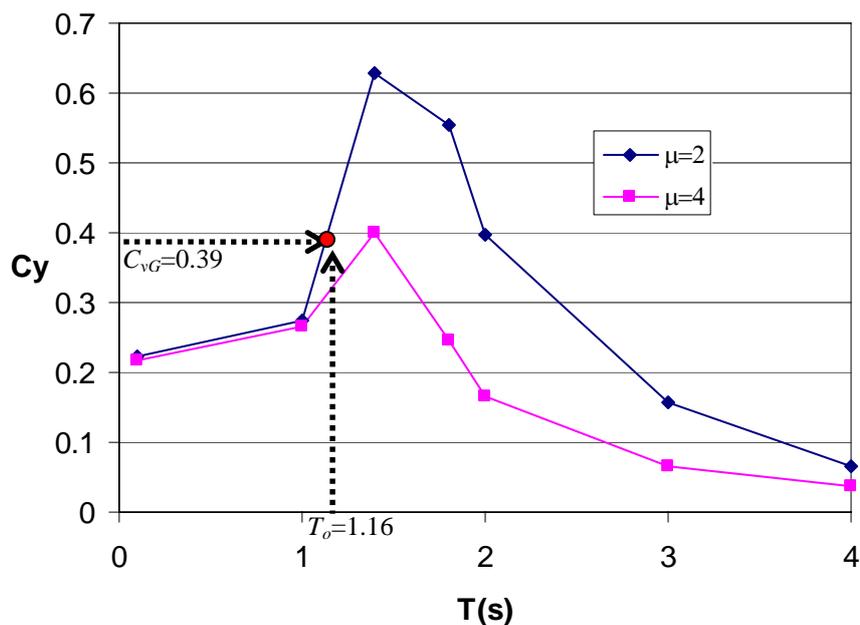


Figura 5.9. Espectros de ductilidad asociados a una tasa anual de falla  $\nu_F=0.004$ .



## ESTADO LÍMITE 2

Este estado corresponde a  $\gamma_{tol}=0.06$  asociada a un valor  $\nu_{FO2}=0.0002$ . En la figura 5.10 se ilustran los espectros de ductilidad para  $\nu_F=0.0002$ , donde la ductilidad resulta  $\mu_I=6.7$ . Sustituyendo  $FT_\gamma=1.7$ ,  $C_{yreal}=0.39$ ,  $T_o=1.16$  s,  $\mu_I=6.7$  y  $H=28$  m en las ecuaciones 5.2 y 5.3 se obtiene que  $\gamma_M=0.053$  que es menor a  $\gamma_{tol}=0.060$ , por lo tanto se satisface la condición de distorsión para el segundo estado límite. Es importante hacer notar como al satisfacer la condición de demanda acumulada para el estado límite que se encuentra más cercano al colapso, fue suficiente para satisfacer todos los estados límite planteados para el caso de distorsiones máximas de entrepiso. Con esto se hace notar la importancia de controlar las demandas acumuladas en el diseño sísmico de estructuras, sobretodo al utilizar el índice de acumulación lineal del daño, ya que en dicho índice se consideran de manera explícita las  $d$ , las cuales son un caso particular de este parámetro. Por lo tanto, el diseño propuesto es adecuado.

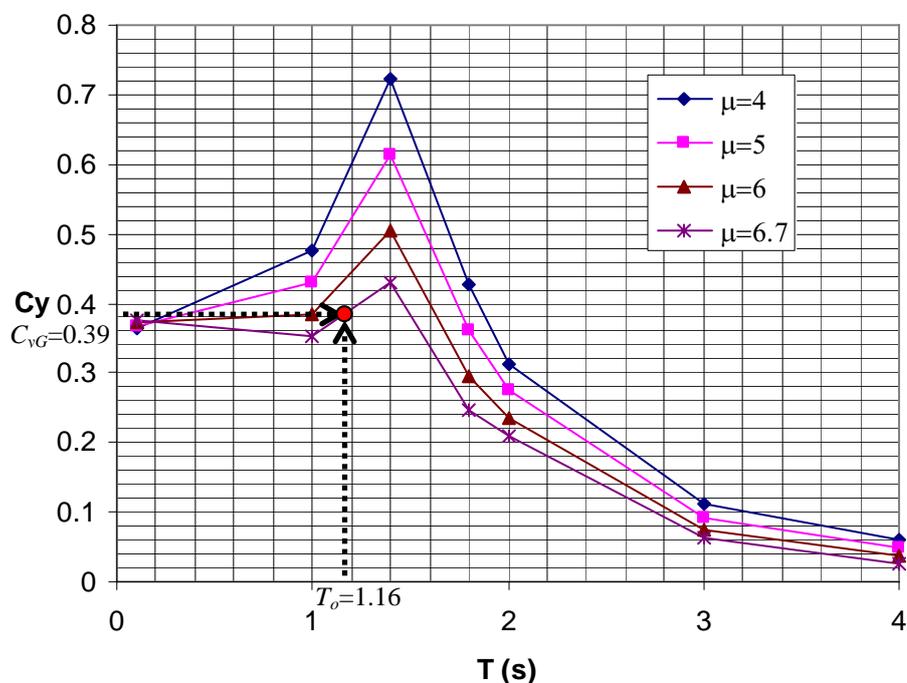


Figura 5.10. Espectros de ductilidad asociados a una tasa anual de falla  $\nu_F=0.0002$ .

### 5.3 Reflexiones sobre el capítulo 5

Se propuso un procedimiento de diseño sísmico basado en espectros de índice de acumulación lineal del daño. El criterio puede ser aplicado fácilmente si se cuenta con las herramientas necesarias. Sin embargo, esta es una limitación del criterio, ya que actualmente no se cuenta con espectros de diseño en este caso de  $I_{DL}$  con TAFU, ni con las pruebas experimentales suficientes para evaluar la capacidad cíclica de elementos. Pero a medida que se cuenta con las pruebas experimentales suficientes y con espectros de diseño con TAFU, el método será fácilmente llevado de la teoría a la práctica de la ingeniería.



Es importante mencionar que la capacidad cíclica del marco estructural se obtuvo a partir de un número muy reducido de pruebas experimentales, por lo que es necesario continuar haciendo estudios de este tipo.

En el procedimiento se hace ver mediante un ejemplo lo expuesto en el capítulo anterior, que para el caso de estados límite como el de servicio, el diseño se rige por las distorsiones máximas de entrepiso, mientras que para estados límite cercanos al colapso, son de gran importancia las demandas acumuladas obtenidas a través del índice de acumulación lineal del daño. Con el fin de observar el desempeño del marco obtenido con el segundo criterio, en el siguiente capítulo se analiza la confiabilidad sísmica obtenida con los diseños del criterio I y II presentados en este trabajo.



# Capítulo 6

## **CONFIABILIDAD DE LOS DISEÑOS OBTENIDOS AL APLICAR LOS CRITERIOS I Y II**

### **6.1 Introducción**

Se ha observado la importancia de las demandas acumuladas por deformaciones plásticas en el diseño sísmico de estructuras, y se han propuesto dos criterios de diseño que consideran dichas demandas. La primera basada en la energía histerética normalizada, parámetro que está relacionado directamente con las demandas plásticas acumuladas, y la segunda que toma en cuenta estas demandas a través del índice de acumulación lineal del daño. Ambos criterios se utilizaron para diseñar un marco estructural de acero con características similares. El objetivo de este capítulo es obtener la confiabilidad de las estructuras diseñadas con ambos criterios propuestos para distintos parámetros de desempeño, que son los parámetros objetivo en cada criterio propuesto (el resumen de los diseños obtenidos se ilustran en las tablas 6.1 y 6.2). Para lograr estos objetivos, se obtienen las curvas de peligro de demanda asociadas a las distorsiones máximas de entrepiso, la energía histerética normalizada y el índice de acumulación lineal del daño. Finalmente, se dan algunas conclusiones sobre los niveles de confiabilidad obtenidos al utilizar cada uno de los criterios propuestos.

Tabla 6.1 Secciones obtenidas con el criterio I ( $T_0=1.04s$ ).

<b>Nivel</b>	<b>Vigas</b>	<b>Columnas Internas</b>	<b>Columnas Externas</b>
1	W24x94	W36x194	W36x194
2	W24x94	W36x194	W36x194
3	W24x94	W36x170	W36x170
4	W24x94	W36x170	W36x170
5	W24x84	W36x150	W36x150
6	W21x73	W36x150	W36x150
7	W21x57	W36x135	W36x135
8	W21x50	W36x135	W36x135

Tabla 6.2 Secciones obtenidas con el criterio II ( $T_0=1.16s$ ).

Nivel	Vigas	Columnas Internas	Columnas Externas
1	W21x73	W36x194	W36x194
2	W21x93	W36x194	W36x194
3	W21x93	W36x170	W36x170
4	W21x93	W36x170	W36x170
5	W21x73	W36x150	W36x150
6	W21x62	W36x150	W36x150
7	W21x50	W36x135	W36x135
8	W21x50	W36x135	W36x135

## 6.2 Distorsiones máximas de entrepiso

En primer término se analiza la confiabilidad de los dos diseños en términos de la distorsión máxima de entrepiso. Se utiliza este parámetro por ser de especial interés en la ingeniería sísmica, ya que los códigos de diseño se basan además de la resistencia, en el control de dicho parámetro para garantizar el buen desempeño estructural.

Las curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso se muestran en la figura 6.1. Se observan diferencias entre la confiabilidad obtenida en los criterios I y II. Las diferencias se deben principalmente a que los criterios tienen objetivos parámetros de control diferentes, aunque con el objetivo de obtener estructuras seguras ante sismos. Por otro lado, es importante mencionar que el diseño obtenido con el Criterio I resulta ligeramente más rígido que el obtenido con el Criterio II como lo delatan los periodos de vibración, por lo tanto, las intensidades sísmicas esperadas en términos de la pseudoaceleración son mayores para el diseño del Criterio II, ya que su periodo de vibración es más cercano al periodo dominante del suelo ( $T_s=2s$ ).

Para ambos criterios, las tasas de excedencia resultan pequeñas; es decir, el nivel de seguridad es adecuado en términos de la distorsión máxima de entrepiso. Por ejemplo, suponiendo que la distorsión máxima de entrepiso tolerable es de 0.03 (como lo señala el Apéndice A del RCDF-2004 para este tipo de estructuras), las tasas de falla para los marcos diseñados resultarán de  $9 \times 10^{-6}$  para el Criterio I y  $4 \times 10^{-5}$  para el Criterio II, que resultan en periodos de recurrencia de 111111 años y 25000 años, que son periodos sumamente grandes para este tipo de estructuras. Además las tasas de falla son menores a las comúnmente obtenidas en marcos de acero diseñados con el RCDF-2004. Por ejemplo, (Bojórquez *et al.*, 2007) determinó para ocho marcos de acero tasas de falla entre  $7 \times 10^{-4}$  y  $18 \times 10^{-4}$ , que son bastante mayores a las obtenidas en los marcos diseñados con los criterios propuestos.

Los resultados necesitan calibrarse para estructuras con periodos que sean mayores al periodo dominante del suelo. Además, se deberá contar con información más confiable tanto de las capacidades de energía histerética normalizada, como de las capacidades cíclicas de las estructuras, parámetros relevantes en los diseños finales obtenidos con cada uno de los criterios.

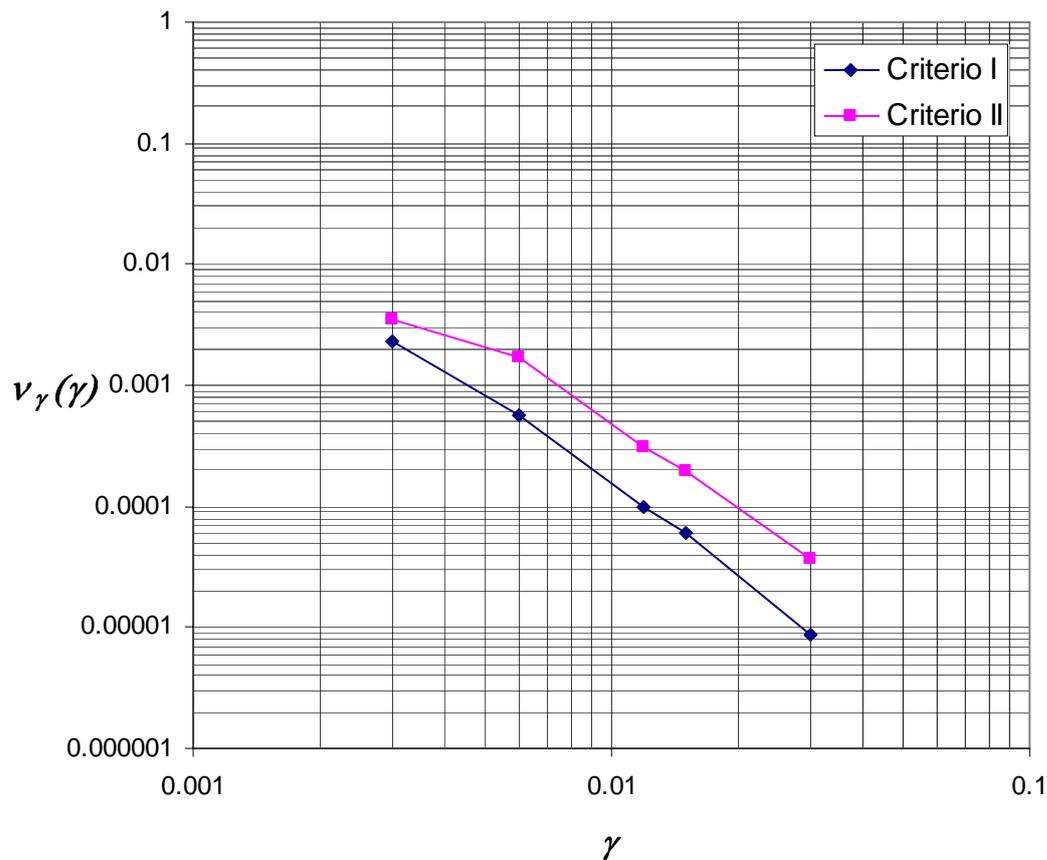


Figura 6.1. Curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso para los Criterios I y II.

### 6.3 Energía histerética normalizada

En lo siguiente, se contrasta la confiabilidad sísmica en términos de la energía histerética normalizada para las estructuras diseñadas con ambos criterios.

La figura 6.5 presenta las curvas de peligro de demanda de energía histerética normalizada. Se confirma lo obtenido en la figura 6.2 (para el caso de las distorsiones máximas de entrepiso). El diseño obtenido con el Criterio I tiene niveles de confiabilidad mayores que el obtenido con el Criterio II, debido a lo expuesto anteriormente. Sin embargo, en este caso las tasas de excedencia resultan mayores que en el caso de las distorsiones máximas de entrepiso, lo que indica niveles de confiabilidad menores para este parámetro, y de ahí la importancia de diseñar una estructura para que tenga una adecuada capacidad de disipación de energía histerética, pues este parámetro puede regir en el diseño sísmico.

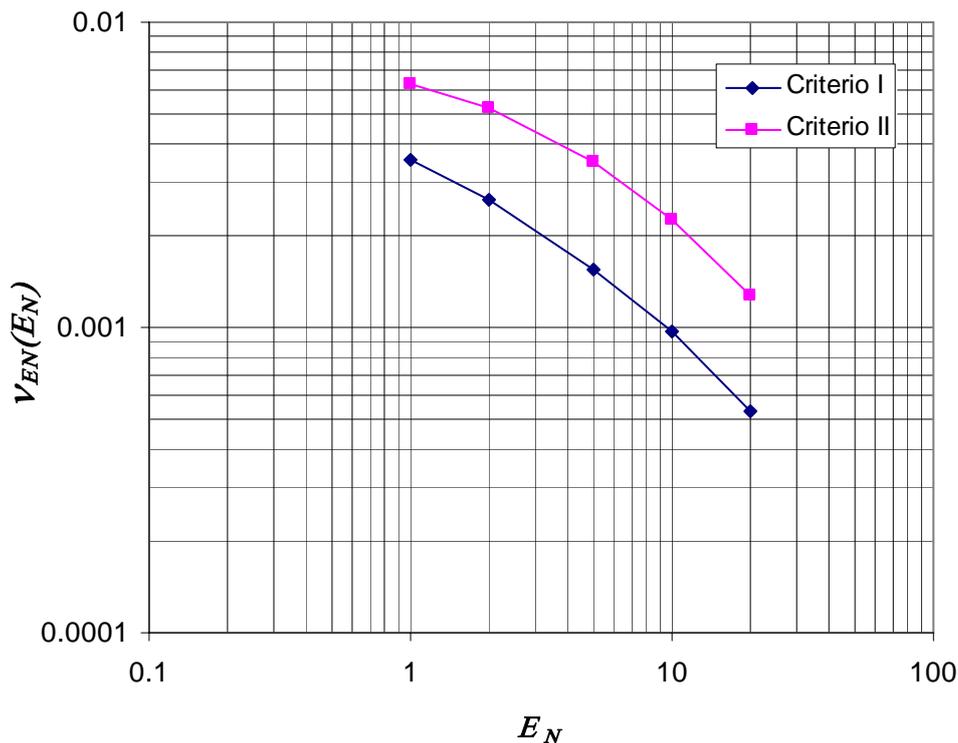


Figura 6.2. Curvas de peligro de energía histerética normalizada para ambos diseños.

#### 6.4 Índice de acumulación lineal del daño

El estudio del desempeño sísmico de las estructuras diseñadas con ambos criterios propuestos en términos de las distorsiones máximas de entrepiso y de la energía histerética normalizada mostró que las estructuras diseñadas con ambos criterios resultan en tasas de excedencia adecuados e incluso en algunos casos sumamente bajos. Sin embargo, es necesario confirmar los resultados en términos del índice de acumulación lineal del daño, para obtener conclusiones que permitan tomar decisiones acerca de los niveles de confiabilidad implícitos en ambos diseños para cualquier parámetro representativo del daño estructural aquí considerado. Para lograr tal objetivo, a continuación se muestran las curvas de peligro de demanda en términos del índice de acumulación del daño para los dos diseños.

La figura 6.3 refleja lo obtenido para el caso de la energía histerética normalizada. Los niveles de confiabilidad desarrollados tanto por el Criterio I (método basado en la energía histerética normalizada) como por el Criterio II son menores para el caso de los parámetros que toman en cuenta el daño acumulado, comparados con los niveles de seguridad para el caso de la distorsión máxima de entrepiso. Esto confirma el comentario respecto a la importancia de considerar el daño acumulado por deformaciones plásticas, pues la no consideración de tal parámetro puede llevar a diseños inadecuados. Además, se observa cómo la diferencia entre la confiabilidad sísmica en términos del índice de acumulación lineal del daño se redujo, y no fue tan grande como ocurrió con los otros parámetros.



Los resultados aquí presentados tendrán que calibrarse a medida que se cuente con pruebas experimentales que sean más representativas de las características dinámicas de las estructuras sujetas a la acción de los sismos.

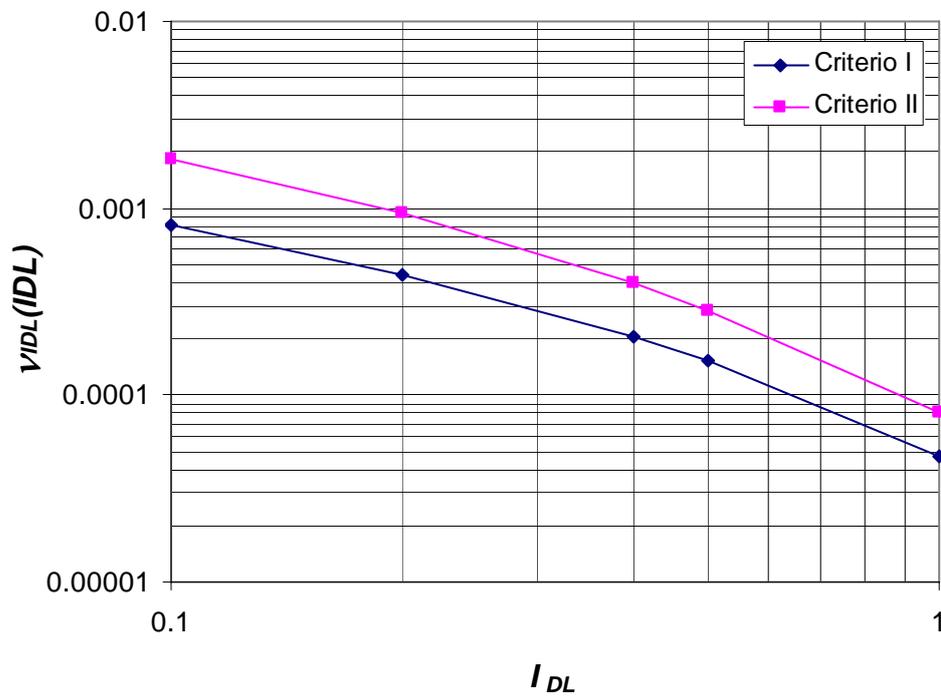


Figura 6.3. Curvas de peligro de índice de acumulación lineal del daño para los dos diseños.



# Capítulo 7

## ***FACTIBILIDAD DEL DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS BASADO EN CONCEPTOS DE ENERGÍA (DE LA TEORÍA A LA PRÁCTICA PROFESIONAL)***

### **7.1 Introducción**

En el capítulo 6 se observó que los diseños obtenidos tanto con el criterio I basado en la energía histerética como con el criterio II resultan en niveles de desempeño adecuados, sin importar el parámetro para el cual se mida la respuesta sísmica. Este capítulo está enfocado en observar los requerimientos necesarios para llevar el Criterio I de la teoría a su aplicación en la práctica profesional de la ingeniería, y así lograr una evolución en los códigos de diseño sísmico actuales para que tomen en cuenta el efecto que tiene el tiempo de duración de los sismos (la acumulación del daño estructural). Cabe mencionar que los requerimientos necesarios en el caso del Criterio II con bastante similares, solo que en este caso se utiliza el Criterio I como fines ilustrativos. Para lograr el objetivo aquí planteado, se analiza el procedimiento de diseño del Criterio I, y se observan las partes que necesitan ponerse en práctica debido a que los códigos de diseño sísmico actuales no cuentan con ellas. La finalidad última es que un ingeniero en la práctica profesional pueda aplicar los criterios aquí presentados.

### **7.2 Análisis del criterio basado en la energía histerética normalizada**

#### **CONFIABILIDAD EN LA ESTRUCTURA**

Los códigos de diseño futuros deberán contar con niveles de confiabilidad de las estructuras diseñadas para garantizar una seguridad mínima en las estructuras que se encuentran en nuestra sociedad, y así evitar en mayor medida las catástrofes naturales que año con año provocan pérdidas tanto materiales, como de seres vivos. Sin embargo, cual es la seguridad mínima con que debe contar una estructura, o que nivel de confiabilidad resulta adecuado en una estructura sismo-resistente? En otras palabras, que nivel de confiabilidad es confiable?. Responder esta pregunta no es una tarea fácil. Sin embargo, la evolución de los códigos desde su inicio hasta la actualidad ha mostrado que las estructuras diseñadas con los modernos códigos resultan en niveles de confiabilidad mayores a los obtenidos con códigos anteriores, por lo que se ha logrado obtener estructuras más seguras. Por lo tanto, una buena alternativa es obtener la



confiabilidad sísmica de las estructuras diseñadas con códigos modernos en términos del parámetro que fomenta el desempeño sísmico de las estructuras (distorsión máxima de entrepiso).

Otra alternativa para obtener los niveles de confiabilidad sísmica es mediante un balance entre seguridad y economía. Por ejemplo, suponiendo que el parámetro que garantiza el control de las demandas sísmicas en una estructura es el coeficiente sísmico; es decir, a medida que se incrementa el coeficiente sísmico en una estructura, se logra una menor respuesta sísmica pero los costos asociados con la estructura son mayores, y suponiendo que el nivel de confiabilidad se mide en términos de la tasa anual de falla, a medida que disminuye la tasa anual de falla se incrementa el coeficiente sísmico necesario en la estructura.

## PREDISEÑO

El prediseño se deberá basar en el equilibrio entre demanda y capacidad de disipación de energía histerética normalizada. Mientras que la demanda puede obtenerse mediante un espectro de prediseño de  $E_N$  (ver figura 7.1), el cual puede determinarse por ejemplo para cualquier zona del valle de México. El problema en el prediseño radica en obtener, la capacidad de disipación de energía histerética en una estructura. Sin embargo, este problema puede resolverse si se cuenta con información experimental suficiente para validar la capacidad de disipación de energía en las estructuras, y las hipótesis adoptadas en los procedimientos de diseño, ya que las hipótesis utilizadas en este trabajo para obtener la capacidad global de la estructura resultan adecuadas como se demostró. Por otro lado, es necesario obtener una expresión general válida para cualquier estructura acerca del factor de participación de energía histerética a lo largo de la altura, lo cual se logra mediante el análisis de un conjunto de marcos que representen determinado tipo de estructura. Por lo tanto, la solución al prediseño será atendida en mayor medida, con base en estudios futuros. La ventaja de los criterios aquí presentados es que no requieren grandes cambios para llevarlo a la práctica de la ingeniería.

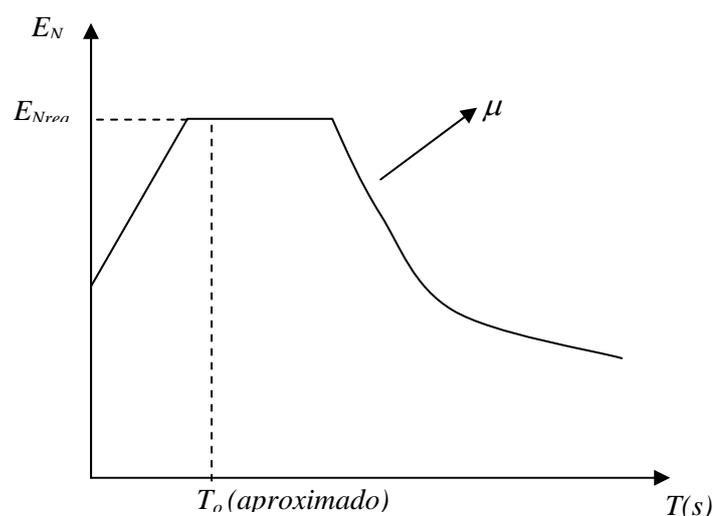


Figura 7.1 Espectro de energía histerética normalizada para el prediseño.



## RESISTENCIA LATERAL REQUERIDA Y CONTROL DE LA DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO

La obtención tanto de la resistencia lateral requerida como de la distorsión máxima de entrepiso puede lograrse mediante espectros de diseño de ductilidad con TAFU, y a través de un análisis de empuje lateral estático no lineal ('push-over'). Los espectros de diseño de ductilidad con TAFU (figura 7.2) son una realidad muy próxima, por lo que se irán implementando en futuros estudios. Por otro lado, los programas de diseño utilizados en despachos de cálculo como el SAP2000, ya cuentan con una subrutina que permite realizar análisis 'push-over' en las estructuras, por tal motivo, la obtención de la resistencia lateral requerida y el control de la distorsión máxima de entrepiso (pasos requeridos en los Criterios presentados) podrán realizarse sin complicaciones por parte de ingenieros en la práctica profesional.

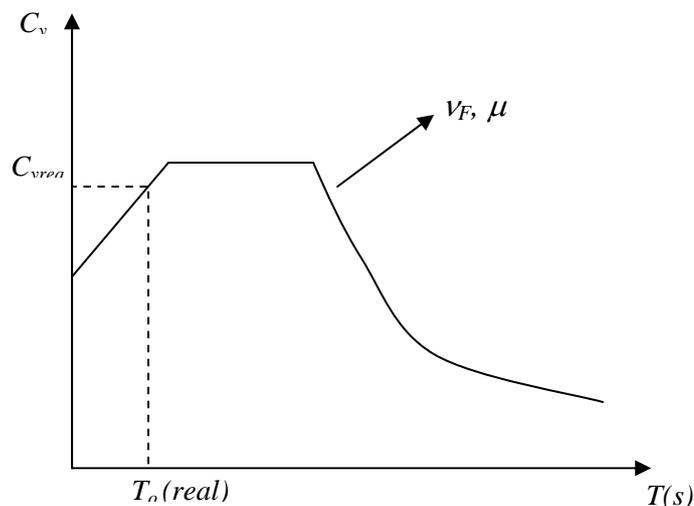


Figura 7.2 Espectro de diseño de ductilidad con TAFU.

## ENERGÍA HISTERÉTICA

La revisión de la energía histerética normalizada se basa en controlar las demandas de energía histerética normalizada asociadas a una TAFU. Por lo tanto, en esta parte son necesarias dos cosas: primeramente, que los reglamentos de diseño cuenten con espectros de diseño en términos de  $E_N$  (ver figura 7.3) y en segundo lugar con las capacidades de las estructuras para disipar energía por comportamiento plástico.

En la tabla 7.1 se hace un resumen de lo que se requiere para llevar los criterios propuestos a la práctica de la ingeniería, y qué tan accesible es lograr dicho requerimiento, con la finalidad de implementar los métodos de diseño sísmico aquí presentados basado en el control de la energía histerética normalizada y del índice de acumulación lineal del daño en los reglamentos de diseño sísmico actuales, y que puedan ser aplicado por parte de ingenieros estructurales de la práctica profesional.

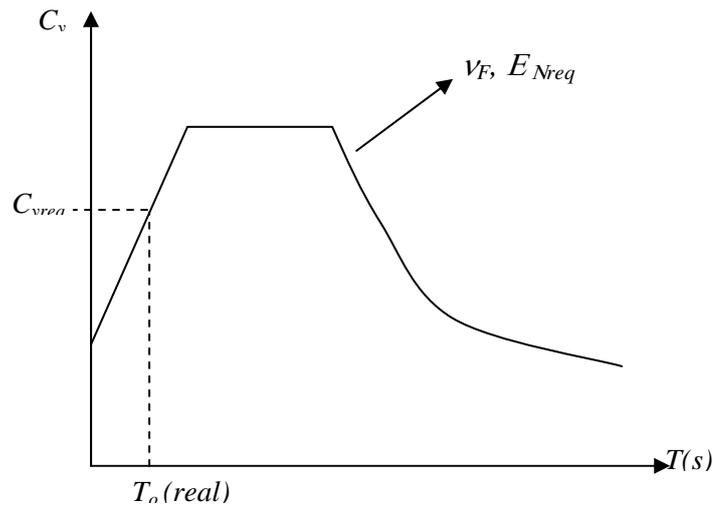


Figura 7.3 Espectro de diseño de energía histerética normalizada con TAFU.

Si bien, el número de requisitos expuestos en la tabla 7.1 es grande, es accesible cumplir con cada uno de ellos; además, el contar con todos los requisitos expuestos no modifica los criterios presentado en este trabajo. Por lo tanto, la implementación de los criterios aquí expuestos que toman en cuenta la acumulación del daño estructural en los códigos de diseño sísmico, puede llegar a ser una realidad no muy lejana, aunque aún falta un gran camino por recorrer, está permitirá la evolución de los códigos de diseño sísmico.

Tabla 7.1. Requisitos para llevar los Criterios de diseño propuestos de la teoría a la práctica profesional de la ingeniería sísmica.

REQUISITO	VIABLE
Contar con niveles de confiabilidad o tasas anuales de falla en las estructuras diseñadas	SI
Contar con espectros de energía histerética normalizada para el prediseño	SI
Contar con factores de transformación para tomar en cuenta las incertidumbres que existen entre S1GL y SMGL	SI
Contar con espectros de diseño sísmico con TAFU para ductilidad, energía histerética normalizada e $I_{DL}$	SI
Contar con una expresión general para obtener el factor de participación de energía histerética a lo largo de la altura en estructuras regulares, o mediante la determinación de un piso crítico, al calcular el porcentaje de energía que necesita disipar tal piso, se puede diseñar los pisos con base en el piso crítico.	SI
Contar con programas de cómputo en despachos de cálculos que puedan realizar análisis de empuje lateral estático no lineal ('push-over')	SI
Contar con un número importante de pruebas experimentales que puedan sustentar la capacidad de rotación plástica acumulada, o la capacidad cíclica en los elementos que integran a las estructuras	SI





# **CONCLUSIONES**

## **CON RESPECTO AL CRITERIO I**

Se proponen dos criterios de diseño sísmico de estructuras. Estos consideran de manera explícita el daño acumulado por deformaciones plásticas, así como la confiabilidad estructural al considerar espectros con TAFU. El primer criterio se basa en el control de la energía histerética normalizada, así como de la distorsión máxima de entrepiso. Primeramente, se hace ver la importancia de la energía histerética normalizada en el diseño sísmico de estructuras, así como las limitaciones que tienen los desplazamientos máximos como parámetro fundamental para el diseño. En esta etapa se concluye que los espectros de energía histerética pueden ser una herramienta útil para el diseño sísmico de edificios.

El primer criterio planteado es relativamente fácil de aplicar, y considera la respuesta sísmica de las estructuras de una manera simple (mediante espectros con TAFU y una formulación sencilla). El criterio se utiliza para diseñar una estructura de acero de ocho niveles, cuya respuesta se compara con la de una estructura diseñada con el RCDF-2004. Se observa como la estructura diseñada con el primer criterio propuesto tiene un desempeño más favorable que la diseñada con el RCDF-2004, reduciendo hasta en un 38% la distorsión máxima de entrepiso. Además, se concluye que en estructuras con baja capacidad de deformación plástica, es deseable controlar la energía histerética normalizada en el diseño sísmico.

## **CON RESPECTO AL CRITERIO II**

El segundo criterio de diseño propuesto en esta tesis consiste en el control del índice de acumulación lineal del daño, así como de la distorsión máxima de entrepiso.

Con la finalidad de obtener espectros de índice de acumulación lineal del daño con TAFU para el criterio planteado, se propone un procedimiento para representar la capacidad cíclica de sistemas de MGDL mediante modelos simplificados de S1GL. Dada la escasez de pruebas experimentales, se hacen ver las limitaciones para aplicar este criterio. Se concluye que el formato para fines prácticos de diseño sísmico del criterio no cambiaría (es decir, el procedimiento de diseño se mantiene), y que solo se requiere la información experimental que pueda utilizarse para reducir la incertidumbre con respecto a la capacidad cíclica de estructuras sujetas a la acción de los sismos. El criterio se aplica a un marco estructural de acero con características similares al utilizado en el primer criterio.

Se hace ver que el índice de acumulación lineal del daño es importante para estados límite cercanos al colapso, y por lo tanto, es conveniente revisar el daño acumulado para dicho estado límite. Para el estado límite de servicio, se observa que gobierna el control de la distorsión máxima de entrepiso.



## **CONCLUSIONES GENERALES**

Los dos criterios de diseño sísmico propuestos se utilizaron para el diseño de un marco estructural de ocho niveles, ambos con características similares. Se concluye que estos muestran un desempeño satisfactorio en términos de la distorsión máxima de entrepiso, como se observa en las curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso que se muestran en el capítulo 6 (figura 6.1).

Con respecto a la energía histerética normalizada, se obtiene que los niveles de seguridad son menores que los correspondientes al caso de distorsión máxima de entrepiso en ambos criterios, como se observa en las curvas de peligro de energía histerética normalizada ilustradas en la figura 6.2. Finalmente, en la figura 6.3 se muestran las curvas de peligro de índice de acumulación lineal del daño, en ellas se concluye lo observado en el caso de la energía histerética normalizada, niveles de seguridad menores con respecto a los obtenidos para la distorsión máxima de entrepiso. Por lo tanto, se concluye que diseños que no contemplen el daño acumulado a través de los parámetros aquí estudiados o algún otro parámetro representativo del daño acumulado puede llevar a diseños del lado de la inseguridad. En términos generales, para la distorsión máxima de entrepiso, la confiabilidad obtenida con los criterios aquí presentados es adecuada para este tipo de sistemas estructurales, ya que resulta mayor a la obtenida en estructuras diseñadas con el RCDF-2004.

A medida que se cuente con información experimental que permita reducir la incertidumbre que existe para evaluar la capacidad estructural, medida en términos de cualquier parámetro, la aplicabilidad de estos métodos de diseño estará más al alcance de la práctica de la ingeniería.

## REFERENCIAS

1. AISC 2003, “*LRFD design specification for structural steel buildings*”. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
2. Akbas B, Shen J, Hao H. “*Energy Approach in performance-based design of steel moment resisting frames for basic safety objective*”. The Structural Design of Tall Buildings 2001, **10**:193-217.
3. Akiyama H. “*Earthquake-Resistant Limit-State Design for Buildings*”. University of Tokyo Press, Tokyo 1985.
4. Baker J, Cornell CA. “*A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon*”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2004, **34**:1193-1217.
5. Ballio G, Castiglioni CA. “*An approach to the seismic design of steel structures based on cumulative damage criteria*”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 1994, **23**:969-986.
6. Bertero RD, Bertero VV, Tall reinforced concrete buildings: conceptual earthquake-resistant design methodology, Report No. UCB/EERC-92/16, University of California.
7. Bojórquez E, Ruiz SE. “*Strength reduction factors for the valley of Mexico taking into account low cycle fatigue effects*”. 13° World Conference on Earthquake Engineering (CD), paper 516, Vancouver Canada 2004.
8. Bojórquez E, Ruiz SE, Terán-Gilmore A. “*Evaluación de la energía histerética disipada en marcos de acero a partir de SIGL equivalentes*”. XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural (CD), Acapulco 2004.
9. Bojórquez E, Ruiz SE, Esteva L. “*Funciones de transformación de respuestas máximas entre marcos estructurales y sus correspondientes SIGL con probabilidades de falla similares*”. XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (CD), Ciudad de México 2005.
10. Bojórquez E, Rivera JL. “*Espectros con tasa de falla uniforme en SIGL para distintos modelos de comportamiento teóricos (utilizando funciones de degradación)*”. XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (CD), Ciudad de México 2005.
11. Bojórquez E, Iervolino I, Manfredi G, Cosenza E. “*Influence of ground motion duration on degrading SDOF systems*”. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (CD), Geneva Switzerland 2006.
12. Bojórquez E, Díaz MA, Ruiz SE, Terán-Gilmore A. “*Correlation between local and global cyclic structural capacity of SMR frames*”. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (CD), Geneva Switzerland 2006.

13. Boomer J, Magenes M, Hancock J, Penazzo P. "*The influence of strong-motion duration on the seismic response of masonry structures*". Bulletin of Earthquake Engineering 2004, **2**:1-26.
14. Bozorgnia Y, Bertero V. "*Improved shaking and damage parameters for post-earthquake applications*". Proceedings of the SMIP01 Seminar on Utilization of Strong-Motion Data 2001, Los Angeles, California.
15. Casanova D. "Diseño sísmico de marcos regulares de acero basado en conceptos de energía". Tesis para obtener el grado de Ingeniero Constructor, Escuela Militar de Ingenieros, México DF 2004.
16. Chai YH. "*Incorporating low-cycle fatigue model into duration-dependent inelastic design spectra*". Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2005, **23**:1023-1043.
17. Chan S, Ruiz SE, Montiel MA. "*Escalamiento de acelerogramas y número mínimo de registros requeridos para el análisis de estructuras*". Revista de Ingeniería Sísmica 2005, **72**.
18. Choi B, Shen J. "*The establishing of performance level thresholds for steel moment-resisting frames*". The Structural Design of Tall Buildings 2001, **10**:193-217.
19. Choi H, Kim J. "*Energy-based seismic design of buckling-restrained braced frames using hysteretic energy spectrum*", Engineering Structures 2006, **28**:304-311.
20. Chou CC, Uang CM. "*A Procedure to Evaluate Energy Demand for Framed Structures*" Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2003, **32**:229-244.
21. Cosenza E, Manfredi G. "*Seismic design based on low cycle fatigue criteria*". XI World Conference on Earthquake Engineering (CD), paper 1141, Acapulco, México 1996.
22. Cornell CA. "*Engineering seismic risk analysis*", Bulletin of the Seismological Society of America 1968, **58**(5):1583-1606.
23. Cornell CA. Reliability-based earthquake-resistant design: the future. Proceedings, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Balkema Rotterdam 1992, Paper No. 2166.
24. Darwin D, Nmai CK. "*Energy dissipation in RC beams under cyclic loading*". Journal of Structural Engineering, ASCE 1985, 112, No. 8, 1829-1846.
25. Díaz MA. "*Confiabilidad de edificios de acero diseñados con el RCDF-2004*". Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, Posgrado en Ingeniería UNAM 2006.
26. Esteva L. "*Criterios para la construcción de espectros para diseño por sismo*". Boletín del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, 19, Universidad Central de Venezuela 1968.

27. Esteva L, Ruiz SE, Rivera J. *“Reliability and performance-based seismic design of structures with energy-dissipating devices”*. 9<sup>th</sup> World Seminar on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures, Kobe, Japan 2005.
28. Fajfar P. *“Equivalent ductility factors taking into account low-cycle fatigue”*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 1992, **21**:837-848.
29. Federal Emergency Management Agency, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, ASCE/FEMA 273.
30. Ghosh S, Collins K. *“Application of uniform hazard energy spectra in reliability-based seismic design”*. 7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering 2002.
31. Gosain NK, Brown RH, Jirsa JO. *“Shear requirements for load reversals on RC members”*. Journal of Structural Engineering, ASCE 1977, 103, No. ST7, 1461-1476.
32. Housner GW. *“Limit design of structures to resist earthquakes”*. First World Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, California 1956.
33. Iervolino I, Cornell CA. *“Records selection for nonlinear seismic analysis of structures”*. Earthquake Spectra 2005, **21**(3):685-713.
34. Iervolino I, Manfredi G, Cosenza E. *“Ground motion duration effects on nonlinear seismic response”*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2006, **35**.
35. Inoue T, Cornell CA. *“Seismic hazard analysis of MDOF structures”*, ICASP 6, Ciudad de México 1991, **1**, 437-444.
36. Krawinkler H, Zohrei M. *“Cumulative damage in steel structure subjected to earthquake ground motions”*. Computer and Structures 1983, **16**:531-541.
37. Krawinkler H, Nassar A. *“Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities”*. Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings 1992 (Editors: H. Krawinkler and P. Fajfar), Elsevier Applied Science, U.K., pp. 95-104.
38. Malhotra PK. *“Cyclic-demand spectrum”*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002, **31**, 1441-1457.
39. Manfredi G. *“Evaluation of seismic energy demand”*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2001, **30**:485-499.
40. Montiel MA, Ruiz SE. *“Influence of some parameter uncertainty on seismic reliability of building structures”*. Artículo aceptado para publicarse en Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2006.
41. Park YJ, Ang AH. *“Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete”*. ASCE Journal of Structural Engineering 1985; 111: No. ST4, 740-757.

42. Popov E, Tsai KC, Engelhardt M. "On seismic steel joints and connections", Engineering Structures 1989, **11**:148-162.
43. Priestley MJN, Performance based seismic design, 12 World Conference on Earthquake Engineering 2000, Paper 2831.
44. RCDF (2004) "Reglamento de Construcciones del Distrito Federal".
45. Reinoso E, Ordaz M. "Duration of strong ground motion during Mexican earthquakes in terms of magnitude, distance to the rupture area and dominant site period", Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2001, **30**:653-673.
46. Rivera JL. "Espectros de confiabilidad uniforme para sistemas estructurales con disipadores de energía". Tesis para obtener el grado de Doctor, Posgrado en Ingeniería UNAM 2006.
47. Rivera JL, Ruiz SE. Design approach based on UAFR spectra for structures with displacement-dependent dissipating elements. Artículo aceptado para Earthquake Spectra.
48. Rodríguez ME. "Una medida de la capacidad destructiva de terremotos". Revista de Ingeniería Sísmica 1997, **55**:37-59.
49. Scribner CF, Wight JK. "Strength decay in R/C beams under load reversals". Journal of Structural Division, Proc. ASCE 1980; 106, No. ST4, 861-876.
50. Shome N, Cornell CA. "Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures". Reliability of Marine Structures Program 1999, Report No. RMS-35, Dept. of Civil Eng., Stanford University.
51. Shome N, Bazurro P, Cornell CA, Carballo JE. "Earthquakes, records and nonlinear MDOF responses". Earthquake Spectra 1998, **14**:469-500.
52. Terán-Gilmore A. "Performance-Based Earthquake-Resistant Design of Framed Buildings Using Energy Concepts". Tesis (Ph. Dr. en Ingeniería Civil) Universidad de California, Berkeley 1996.
53. Terán-Gilmore A. "Consideraciones del uso de la energía plástica en el diseño sísmico". Revista de Ingeniería Sísmica 2001, **65**:81-110.
54. Terán-Gilmore A, Espinoza J. "Resistencia de diseño para sistemas simples que exhiben degradación de rigidez y resistencia". XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (CD), León Guanajuato, 2003.
55. Sanchez A, Terán-Gilmore A. "Diseño por desempeño de marcos de concreto reforzado ubicados en la zona del lago del Distrito Federal". XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (CD), Ciudad de México 2005.
56. Terán-Gilmore A, Jirsa JO. "A damage model for practical seismic design that accounts for low cycle fatigue". Earthquake Spectra 2005, **21**:803-832.

57. Teran-Gilmore A, Simon R. "*Use of constant cumulative ductility spectra for performance-based seismic design of ductile frames*". 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering (CD), Paper 1781, 2006.
58. Uang CM, Bertero VV. "*Evaluation of seismic energy in structures*". Earthquake Engineering and Structural Dynamics 1990, **19**:77-90.
59. Wen YK. "*Building Reliability and Code Calibration*". Earthquake Spectra 1995, **11**, 269-296.