



---

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

***PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SÍSMICO  
POR DESEMPEÑO, BASADO EN UN  
MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS NO  
LINEAL.***

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA  
( Estructuras )**

Presenta:

*Ing. Pablo Cesar Sandoval Sandoval*

Dirigida por:

*Dr. Gustavo Ayala Milian*

27 9055

Ciudad Universitaria

mayo del 2000



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

A mis padres,  
***Pablo y Trinidad***  
porque siempre han creído en mí,  
pero sobre todo por el apoyo  
y cariño incondicional  
que me han brindado toda la vida.

A mis hermanos,  
***Sergio y Carlos***  
por su gran apoyo.

A mi novia,  
***Cristina***  
por su amor, comprensión y paciencia,  
por compartir conmigo los buenos y malos momentos.

## **AGRADECIMIENTOS**

Un agradecimiento muy especial al Dr. Gustavo Ayala Milian, por haber dirigido el presente trabajo con gran empeño y entusiasmo, por su paciencia, y por el apoyo que siempre me brindó para el logro de mis metas y objetivos.

Agradezco a la DEPMI y al Instituto de Ingeniería por la educación que recibí, así como a DGIA y CONACyT, el apoyo económico que me prestaron.

A todos mis compañeros y amigos, que en los momentos buenos o malos estuvieron siempre presentes.

A la UABC, por el apoyo que me brindó desde el inicio de mis estudios de ingeniería hasta la fecha.

## RESUMEN

En este trabajo se presenta un procedimiento de diseño sísmico por desempeño para edificios de concreto reforzado, basado en los principios de un método simplificado de análisis no lineal. En él se usan resultados de análisis estáticos equivalentes y conceptos fundamentales de dinámica estructural. El procedimiento de diseño se basa en el uso de la curva de comportamiento de un sistema de 1GDL, considerado equivalente a uno de MGDL que responde dinámicamente en su modo fundamental de manera dominante. Para su aplicación, es necesario contar con una estructura prediseñada convencionalmente ante cargas gravitatorias y sísmicas, de manera tal que se pueda obtener el periodo elástico y a partir de este conocer la primera rama elástica de la curva de comportamiento del sistema equivalente de 1GDL. Aceptando que las curvas de comportamiento de sistemas de 1GDL equivalentes a estructuras de edificios regulares se pueden convenientemente idealizar como bilineales, Ayala (1999), la curva de comportamiento para el sistema equivalente de 1GDL para la estructura que se desea diseñar tendrá sólo dos ramas, la elástica y la inelástica correspondiente al estado límite de daño considerado. Para definir la curva bilineal, de la cual sólo se conoce su rama inicial y la pendiente de su segunda rama, es necesario encontrar el punto de intersección de esta curva con el espectro de demanda correspondiente al índice de comportamiento global de diseño. Conocido este punto es posible trazar la curva de comportamiento y definir los valores de  $S_a$  y  $S_d$  en los que la estructura alcanza la resistencia de diseño del sistema de 1GDL.

## INDICE

<b>Agradecimientos</b> .....	iii
<b>Resumen</b> .....	iv
<b>Indice</b> .....	v
<b>Lista de Figuras</b> .....	vii
<b>1. - INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Objetivos y Alcances del Trabajo.....	3
1.3 Organización del Trabajo.....	5
<b>2. - ESTADO DEL ARTE DEL DISEÑO POR DESEMPEÑO</b> .....	<b>6</b>
2.1 Antecedentes.....	6
2.2 Bases del Diseño Sísmico por Desempeño.....	9
2.3 Trabajos Realizados en Diseño Sísmico por Desempeño.....	11
<b>3. - PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO</b> .....	<b>20</b>
3.1 Antecedentes del Procedimiento de Diseño Sísmico por Desempeño.....	20
3.2 Hipótesis y Consideraciones .....	25
3.3 Ilustración del Procedimiento de Diseño Propuesto .....	26
3.4 Aplicación del Procedimiento de Diseño Propuesto .....	34
3.5 Consideraciones Practicas .....	38
<b>4. - EJEMPLOS DE APLICACIÓN</b> .....	<b>40</b>
4.1 Descripción del Edificio .....	40

Procedimiento de Diseño Sísmico por Desempeño, Basado  
en un Método Simplificado de Análisis no Lineal.

---

4.2 Procedimiento de Cálculo .....	43
4.3 Resultados de la Evaluación Simplificada .....	52
4.4 Resultados del Análisis no Lineal Paso a Paso .....	55
4.5 Resumen de Resultados .....	58
4.5.1 Distribución de Daño .....	58
4.5.2 Desplazamientos .....	59
4.5.3 Curvas de Capacidad .....	59
<b>5. - CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>63</b>
5.1 Conclusiones .....	64
5.2 Recomendaciones .....	66
<b>6. - REFERENCIAS .....</b>	<b>69</b>

## LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1 Objetivos de Comportamiento. ( adaptada de Vision 2000, SEAOC 1995)
- Figura 2.2 Comparación del método de desplazamientos de Moehle y método de ductilidad (Moehle, 1992)
- Figura 2.3 Diagrama de flujo propuesto por Kowalsky et al, 1997 para sistemas de 1GDL
- Figura 2.4 Fundamentos de la propuesta de diseño de Priestley 2000 MGD.
- Tabla. 2.1 Comparación de los niveles de desempeño sísmico. (Poland 1999)
- 
- Figura 3.1 Curvas de capacidad y comportamiento
- Figura 3.2 Rama elástica de la curva de comportamiento
- Figura 3.4 Pendiente de la rama inelástica de la curva de comportamiento del estado limite seleccionado
- Figura 3.5 Espectro de demanda sísmica para el registro SCT-EW, 1985.
- Figura 3.6 Espectro de demanda, con la rama elástica de la curva de comportamiento.
- Figura 3.7 Determinación de punto de intersección que cumple con la ductilidad objetivo
- Figura 3.8 Transición entre las ramas de la curva de comportamiento
- Figura 3.9 Niveles de fuerza cortante y desplazamiento
- Figura 3.10 Espectro de demanda de ductilidad constante.
- Figura 3.11  $a_y$  y  $d_y$  del sistema equivalente de 1GDL.
- Figura 3.12 Curva de comportamiento generada del sistema de 1GDL.
- 
- Figura 4.1 Geometría en planta y elevación del marco estudiado.
- Figura 4.2 Distribución de daño propuesta
- Figura 4.3 Acelerograma SCT-EW 1985
- Figura 4.4 Espectro de ductilidad constante y cálculo de  $R/m$  de diseño.
- Figura 4.5 Obtención de la curva de comportamiento del sistema equivalente de 1GDL
- Figura 4.6 Estados de carga utilizadas en el ejemplo de aplicación.
- Figura 4.7 Numeración de elementos utilizada.
- Figura 4.8 Modelo utilizado para el análisis de empujón.
- Figura 4.9 Curva de capacidad e idealización.
- Figura 4.10 Distribución de daño obtenida con el método de evaluación.
- Figura 4.11 Distribución de daño obtenida con análisis dinámico paso a paso.
- Figura 4.12 Comparación de las distribuciones de articulaciones plásticas.
- Figura 4.13 Desplazamientos laterales obtenidos del método de evaluación aproximado
- Figura 4.14 Distorsiones de entrepiso obtenidos del método de evaluación aproximado

## Procedimiento de Diseño Sísmico por Desempeño, Basado en un Método Simplificado de Análisis no Lineal.

---

Figura 4.15 Desplazamientos laterales obtenidos del análisis no lineal paso a paso.

Figura 4.16 Distorsiones de entrepiso obtenidos del análisis no lineal paso a paso.

Figura 4.17 Curvas de comportamiento.

Tabla 4.1 Distribución de fuerzas para el estado elástico.

Tabla 4.2 Distribución de fuerzas para el estado último.

Tabla 4.3 Momentos flexionantes en columnas

Tabla 4.3 (continuación), Momentos flexionantes en vigas

Tabla 4.4 Resistencias nominales a flexión de diseño. (ton-m)

# **1.- INTRODUCCIÓN**

## **1.1.- Antecedentes.**

En los últimos años, han ocurrido numerosos sismos destructivos que han llevado a los profesionales del diseño estructural a cuestionar los procedimientos de diseño sísmico de los códigos actuales. Estos códigos se fundamentan en una filosofía de diseño que considera que en sismos moderados, como los que ocurren varias veces en la vida útil de un edificio, los daños producidos puedan ser reparados y en sismos fuertes, que puedan ocurrir una vez en la vida útil, se puedan producir daños considerables; pero sin llegar al colapso, independientemente del tipo de estructura.

Para cumplir con esta filosofía de diseño, los reglamentos modernos establecen que las estructuras se debe analizar con fuerzas derivadas de espectros de diseño. Estos espectros son reducidos por factores que consideran entre otros aspectos: la sobrerresistencia en los elementos que no se considera en las fórmulas de diseño y el comportamiento inelástico de las estructuras, implícitos al aceptarse la ocurrencia de daño ante sismos intensos. Desafortunadamente, no es posible garantizar que una estructura diseñada de acuerdo con estos reglamentos tenga el comportamiento esperado ante la

filosofía de diseño anteriormente descrita, ya que con frecuencia se ha observado que los daños que se presentan ante sismos intensos, exceden o son diferentes a los esperados. Así, debido a que las metodologías actuales de diseño sismorresistente basadas en fuerzas y resistencias, no conducen a comportamientos que concuerden con el comportamiento sísmico observado en estructuras, es de importancia poder contar con una metodología de diseño basada directamente en índices de comportamiento estrictamente relacionados con el desempeño real de las estructuras.

Esta situación hace evidente entre la comunidad ingenieril, la necesidad de contar con procedimientos alternos de diseño sísmico, que garanticen un mejor control sobre los objetivos de comportamiento sísmico y que sean más consistentes con el comportamiento real de las estructuras. (Poland et al, 1997).

Por lo anterior, en los últimos años se han venido desarrollando diversos procedimientos de diseño sísmico basados en el desempeño estructural, con los cuales se busca estimar de una manera más clara, el comportamiento de una estructura ante las diferentes intensidades sísmicas a las que pueda estar sujeta durante su vida útil. Así se puede determinar con mayor precisión la respuesta y la evolución de los estados límites de la estructura, en función de las demandas sísmicas impuestas, y con base en la importancia y uso de ésta, controlar la funcionalidad de las estructuras, especialmente en estructuras esenciales que requieren de un buen comportamiento después de un evento sísmico.

El diseño sísmico por desempeño (DSD) es un concepto novedoso, que se encuentra en proceso de desarrollo por diferentes grupos de investigación, con la intención de que a corto plazo, sea implementado en una nueva generación de códigos de diseño sísmico. Hasta ahora, los resultados preliminares obtenidos le auguran un futuro promisorio para lograr este objetivo.

Un punto importante que cabe resaltar, es que la mayoría de los investigadores que trabajan en el tema, concuerdan en que el diseño sísmico en general (basado en desempeño o resistencias), no debe ser un proceso secuencial para un nivel único de comportamiento, como hasta ahora se contempla en los códigos actuales. Es por esto, que

en los procedimientos de DSD generados en los últimos años, se han incorporado varios objetivos de comportamiento, asociados a diferentes niveles de desempeños dependiendo de la intensidad sísmica, y también se proponen secuencias de diseño más claras, que contemplan la posibilidad de iterar con las propuestas estructurales antes de llegar a un resultado final que cumpla con los objetivos globales de desempeño que se desean alcanzar.

Aunque hasta ahora ya se ha establecido la filosofía y las bases teóricas que regulan al DSD, los procedimientos de diseño propuestos para lograr los niveles de desempeños objetivos aún se encuentran en etapa de desarrollo. Los trabajos propuestos a la fecha han permitido el avance en este aspecto esencial del DSD; sin embargo, su aplicación aún se encuentra condicionada al uso de algunos parámetros un tanto variables, que oscurecen los objetivos de transparencia y claridad que se pretenden lograr con estos procedimientos.

Por lo anterior, en este trabajo se propone un procedimiento de DSD que es un poco más consistente con estas nuevas tendencias y el cual describe en su planteamiento una mayor claridad en el proceso de diseño.

## **1.2.- Objetivos y Alcances del Trabajo.**

La investigación que dio origen al presente trabajo, tiene como propósito fundamental desarrollar un procedimiento de diseño sísmico por desempeño (DSD), que involucre implícitamente en su formulación el comportamiento no lineal de las estructuras y que sea directamente aplicable a los diferentes índices de desempeño de los niveles de desempeño objetivos. (ductilidad, índices de daño, desplazamientos, energías, etc.).

El método resultado de esta investigación tiene como fundamentos teóricos, conceptos de la dinámica estructural que, ampliados a sistemas con comportamiento no lineal, permiten de manera simple y directa, encontrar las fuerzas necesarias para realizar el diseño sísmico para una gran variedad de niveles de desempeño objetivos.

En particular, en este trabajo se presenta un procedimiento de diseño por desempeño para edificios de concreto reforzado, basado en las mismas hipótesis y consideraciones del método de evaluación simplificada desarrollado por Ayala (1999). El objetivo final de este método es encontrar las resistencias de los elementos de la estructura, garantizando un índice de desempeño para el nivel de desempeño objetivo y la distribución de daño preestablecida.

El procedimiento propuesto consiste principalmente en obtener una curva de comportamiento de un sistema de un grado de libertad (1GDL) equivalente a un sistema de múltiples grados de libertad (MGDL), que alcance un índice de desempeño y con un estado límite asignado a la estructura. Esta curva de comportamiento se construye idealizándola como bilineal, donde la primera rama representa las propiedades de la estructura en su etapa lineal y la segunda el comportamiento inelástico para la distribución de daño requerida. De esta manera, y tratando de utilizar el procedimiento inverso al del método de evaluación desarrollado por Ayala (1999), se calculan las demandas sísmicas para un sistema cuyo comportamiento bilineal se trata de reproducir. De las demandas asociadas al índice de desempeño seleccionado se calculan los niveles de fuerzas, para los que se tendrá que diseñar y así lograr los objetivos del comportamiento global seleccionados.

Para ilustrar la aplicación de este método a una estructura real, se presenta como ejemplo, el diseño sísmico de un edificio de concreto reforzado de 8 niveles. El nivel de desempeño que se pretende lograr es aquel que cumple con una ductilidad de cuatro para la demanda sísmica del registro Sct-ew 1985 y una distribución de articulaciones en la gran mayoría de las vigas. Los parámetros de demanda y funcionalidad no se seleccionaron en función de algún nivel de desempeño específico, ya que todavía no existen recomendaciones específicas para ello.

El diseño obtenido con el procedimiento propuesto, se revisa utilizando el método de evaluación simplificada propuesto por Ayala (1999), para obtener los desplazamientos y distribución de daño al utilizar la misma demanda sísmica que en el diseño. También se utiliza un análisis no lineal paso a paso, para evaluar la respuesta real del edificio en el marco estructural, seleccionado para el diseño.

### **1.3.- Organización del Trabajo.**

Este trabajo se divide en 5 capítulos, en el primero, se describen algunos antecedentes del tema, la justificación de este trabajo y se definen los objetivos y alcances del mismo.

En el segundo capítulo se mencionan algunas de las investigaciones hasta ahora realizadas por diferentes investigadores en el campo del diseño sísmico por desempeño (DSD) y algunas de las nuevas tendencias de estos.

En el tercer capítulo se describe los fundamentos e hipótesis consideradas para el desarrollo de la propuesta de diseño, así como también, el procedimiento detallado del método propuesto de diseño sísmico por desempeño.

En el capítulo cuarto, se realiza un ejemplo que ilustra la aplicación del método. Aquí se presenta la descripción del edificio de concreto reforzado, los resultados obtenidos de la propuesta de diseño de este trabajo, así como también los resultados obtenidos de la evaluación simplificada y del análisis no lineal paso a paso.

Por ultimo en el capítulo quinto se presentan las conclusiones y recomendaciones generadas en de este trabajo.

## **2. -ESTADO DEL ARTE EN DISEÑO POR DESEMPEÑO**

### **2.1.- Antecedentes.**

La mayoría de los reglamentos actuales de diseño sísmico, tienen como objetivo lograr estructuras con adecuados niveles de integridad y resistencia para evitar fallas que ocasionen pérdidas materiales y humanas, durante un sismo de gran intensidad. Desafortunadamente, la imposibilidad de conocer con precisión el nivel de daño esperado hace que aun cuando estas estructuras se comporten aparentemente bien ante sismos intensos, algunas de ellas requieren de un gran costo de reparación del daño no esperado. Los nuevos procedimientos de diseño sísmico por desempeño (DSD) que se están desarrollando, de interés en el diseño de estructuras nuevas y en el reforzamiento de existentes, no solo están encaminados a predecir de una manera más clara el comportamiento, sino también a controlarlo, ante las diferentes intensidades sísmicas según sean las necesidades de diseño, (Poland y Hom, 1997).

Con los procedimientos de diseño sísmico por desempeño, se pretenden lograr estructuras con un comportamiento sísmico predeterminado (objetivo de comportamiento) y con igual probabilidad de alcanzar un estado límite específico (nivel de desempeño), cuando estas se ven sujetas a las sollicitaciones sísmicas dadas por un espectro de diseño de riesgo uniforme.

La práctica actual del diseño sísmico, se basa en determinar la fuerza de diseño a partir de considerar a la estructura con la rigidez elástica inicial, una fracción del amortiguamiento crítico dado (e.g. 5%) y una demanda sísmica dada por un espectro de diseño afectado por un factor de reducción. Con esta práctica el estado límite, puede diferir significativamente del que se esperaría lograr con la filosofía reglamentaria, a través de su único nivel de comportamiento (Priestley y Calvi 1997).

Por otro lado, los resultados obtenidos al aplicar los procedimientos de DSD, son en general más consistentes tanto con la filosofía de los espectros de diseño de riesgo uniforme, comúnmente utilizados en la práctica, como con la predicción del comportamiento sísmico, puesto que basan sus procedimientos en parámetros de diseño que controlan mejor la respuesta de las estructuras.

Hasta ahora gran parte de la comunidad ingenieril que se ha dedicado a la investigación de estos procedimientos de diseño, concuerda en que el futuro del diseño sísmico tendrá que ser basado en el comportamiento de las estructuras, pero a pesar de esto, existe una amplia variedad de puntos de vista sobre el significado de los niveles de desempeños objetivos que se deben de asociar al DSD y sus métodos de implantación.

Por esto, para lograr la incorporación eficaz del DSD en los códigos, se requerirá de un cambio significativo en los procedimientos de diseño sísmico actuales y la definición de objetivos de comportamiento estándar, en los que se especifiquen los niveles de desempeños que se deben presentar en una estructura ante una determinada intensidad sísmica, para los diferentes clases de construcción.

En general, la idea detrás del DSD es el ofrecer al ingeniero estructurista la opción de seleccionar los objetivos de comportamiento de las construcciones que desea diseñar, e implantar los procedimientos de diseño que cumplan completamente con los objetivos planteados en la filosofía de diseño por desempeño.

El desarrollo del DSD ha generado la necesidad de contar con diferentes criterios de diseño que asocian los niveles de desempeño a varias intensidades sísmicas. Entre los principales se encuentran el informe Vision 2000 (SEAOC, 1995), Federal Emergency Management Agency-273 (FEMA, 1997), Seismic Safety Comision (SSC, 1996-01), entre otros, que intentan satisfacer esta necesidad. Estos documentos han tratado generalizar la implantación práctica del DSD, definiendo cada uno de ellos, una clasificación de los índices de desempeños objetivo que se pretenden lograr con los diferentes niveles de comportamiento.

Inicialmente los objetivos de comportamiento del DSD eran en general, informales, no estandarizados y cualitativos. En un principio únicamente se utilizaban para la evaluación del daño de estructuras existentes y algunas de estas propuestas denominaban el comportamiento estructural con parámetros tales como: "Segura para habitarse" o "No segura para habitarse"; algunas otras propuestas asignaban índices que variaban de "comportamiento bueno" a "comportamiento pobre" entre otros. Fue hasta 1993, cuando la Federal Emergency Management Agency (FEMA, 1993), patrocinó el desarrollo de una guía para el refuerzo sísmico de edificios, con el proyecto ATC-33 (ATC, 1995). Este proyecto fue uno de los primeros intentos que se hicieron para estandarizar el DSD que en ese entonces se encontraba en etapa de desarrollo. Dicho proyecto uniformizó los niveles de comportamiento estructural que previamente fueron utilizados en la evaluación del daño de las construcciones, e implemento el cálculo de estos a través del uso de parámetros específicos de diseño (fuerzas en los elementos y demanda de desplazamientos). Este procedimiento fue adoptado por la SEAOC en 1995, en el documento "Vision 2000" y fue ampliado para incluir el DSD en edificios nuevos. Hasta ahora, el informe FEMA-273 de la NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) " Guidelines for Seismic

Rehabilitation of Buildings", resultado del proyecto ATC-33 (ATC, 1995) y el documento "Vision 2000" de SEAOC, definen el actual estado de la práctica en la ingeniería de diseño sísmico por desempeño. (Hamburger, 1996)

## **2.2.- Bases del Diseño Sísmico por Desempeño (DSD).**

La ingeniería basada en desempeño, pretende lograr construcciones con un comportamiento sísmico predecible y proveer a los diseñadores de la capacidad de seleccionar objetivos alternos de comportamiento para diseñar diferentes construcciones según su importancia. Como ya se comentó, entre las principales organizaciones que iniciaron el desarrollo de estos procedimientos y que propusieron la base de los desempeños objetivos para las diferentes intensidades sísmicas, se encuentran los reportes Vision 2000, FEMA-273 NEHRP, ATC-33 entre otros. Estos documentos han intentado generalizar la implantación práctica del DSD, definiendo cada uno de ellos, una clasificación de los niveles de desempeños objetivos que se pretenden lograr con los diferentes objetivos de desempeño, Tabla 2.1.

Con la utilización de los diferentes niveles de desempeños sísmicos objetivos y su asociación a diferentes intensidades sísmicas, se pueden definir varios objetivos de comportamiento que ayudan a controlar y minimizar las pérdidas esperadas en cada tipo de inmueble causadas después de un evento sísmico. Por esto, los procedimientos de DSD al brindar la oportunidad de seleccionar los niveles de desempeños que generen la menor pérdida económica o aseguren estados de funcionalidad en las estructuras a diseñar, dependiendo de su uso e importancia, representan un avance significativo del estado de la práctica del diseño sísmico. (Poland, 2000).

Un ejemplo de los objetivos de desempeño de los que hasta ahora se han considerado se encuentra en las recomendaciones emitidas por la SEAOC (SEAOC, 1995), a través de su reporte "Vision 2000", fig 2.1. En esta figura se observa que los objetivos de desempeño que se proponen, relacionan los niveles de desempeños descritos en la tabla 2.1,

con las diferentes intensidades sísmicas de diseño, aquí denominadas niveles de diseño sísmico.

Tabla. 2.1 Comparación de los niveles de desempeño sísmico. (Poland 1999)

Comparación de varios niveles de desempeño sísmico					
Índice	Niveles de Desempeño	Índice	Esperado Desempeño	Daño Anticipado	Posterior a un evento sísmico
S1	Ocupación Inmediata	10	Completamente funcional	Despreciable	"Etiqueta verde" <i>Inspección</i> No hay restricciones en uso u ocupación
		9			
S2	Control de daño	8	Funcional	Ligero	
		7			
S3	Seguridad de vidas	6	Seguridad de vidas	Moderado	
		5			
S4	Seguridad limitada	4	Cercano al colapso	Severo	
S5	Prevención de colapso	3			
		2			Colapso parcial
		1	Colapso total	"Etiqueta roja" <i>Inseguro</i> No ocupar, ni entrar	

En la fig 2.1, cada una de las líneas diagonales representa un objetivo de desempeño. Con la adopción de este tipo de objetivos de desempeño se le permitirá al diseñador, tener opciones para elegir el comportamiento global que esperan logren sus edificios, y de esta manera poder estimar pérdidas económicas de una manera más confiable. Cabe hacer notar que los objetivos de comportamiento recomendados por "Vision 2000", son un refinamiento de los objetivos de la mayoría de los reglamentos actuales. (Hamburger 1996).

## Nivel de Desempeño Sísmico

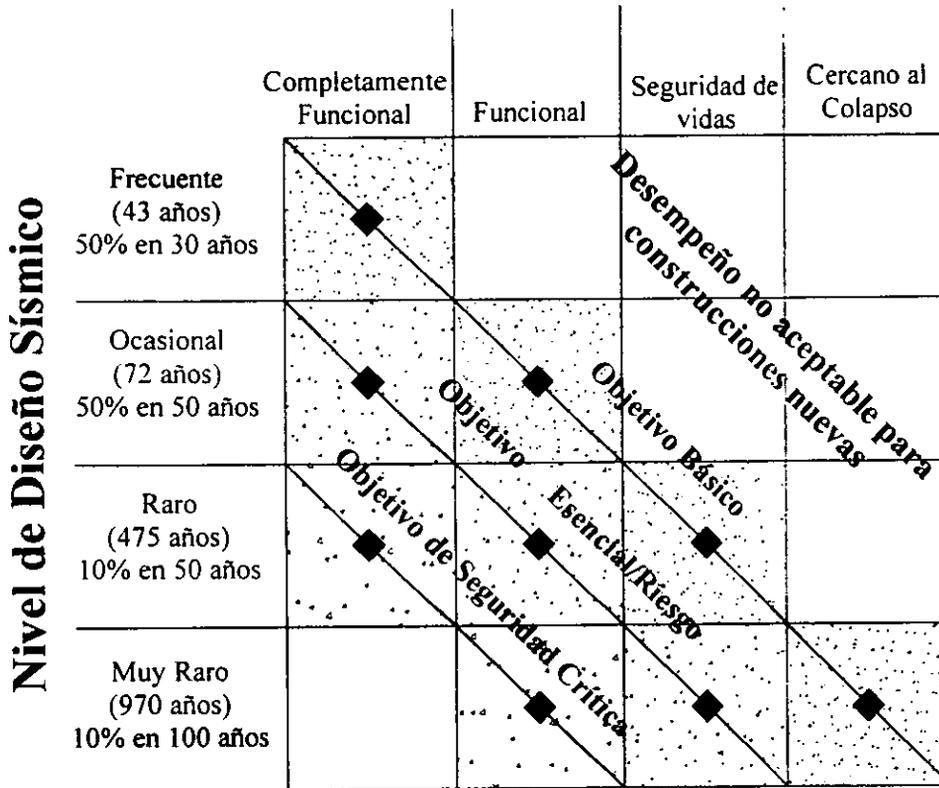


Figura 2.1 Objetivos de Comportamiento. ( adaptada de Vision 2000, SEAOC 1995)

### 2.3.- Trabajos Realizados en Diseño Sísmico por Desempeño (DSD).

Una vez que se han definido los conceptos y objetivos que dieron paso a las propuestas del DSD, se explicaran específicamente algunos de los procedimientos de diseño que intentan ser consistentes con esta filosofía de diseño sísmico. La mayoría de estos procedimientos se han enfocado básicamente al diseño por control de desplazamientos, basados en formulaciones que relacionan los desplazamientos y distorsiones de entrepiso con los niveles de daño esperados. Existen también algunos otros procedimientos que plantean el diseño a través del uso de espectros de energía e índices de daño.

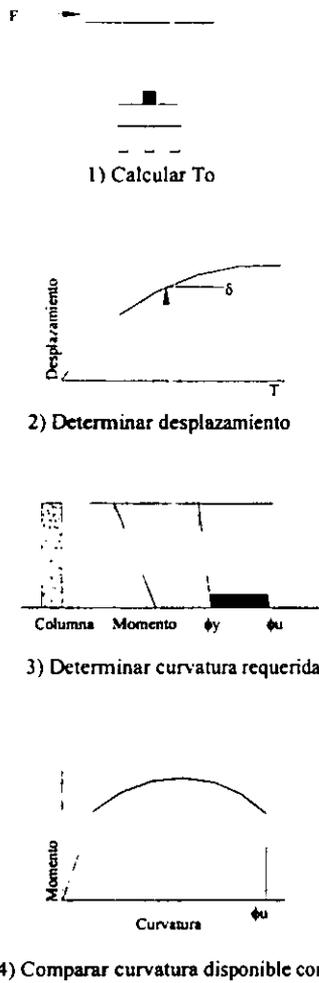
Desde principios de esta década ha sido reconocido por autores como Moehle (1992) y Priestley (1993), que las metodologías actuales de diseño sismorresistente basadas en fuerzas y resistencias no concuerdan con el comportamiento sísmico observado en estructuras de concreto reforzado, y que sería más relevante usar una metodología de diseño basada directamente en desplazamientos y deformaciones como otro índice válido de desempeño sísmico. De acuerdo con este planteamiento, en años recientes se ha avanzado en el desarrollo de procedimientos de diseño basados en desempeño a través del control de desplazamientos, teniendo como objetivo último su incorporación en los códigos de diseño futuros.

Dentro de este contexto, Moehle (1992) ha propuesto un marco general para el diseño sismorresistente, basado en desplazamientos de entrepiso determinados a partir de una demanda sísmica, dada por espectros de respuesta de desplazamientos. A lo largo de su propuesta se plantea la importancia del uso de los desplazamientos como el parámetro más efectivo de control de daños en las estructuras. El trabajo está enfocado principalmente a sistemas de IGD, aunque propone relaciones para extrapolar este procedimiento a sistemas de MGD.

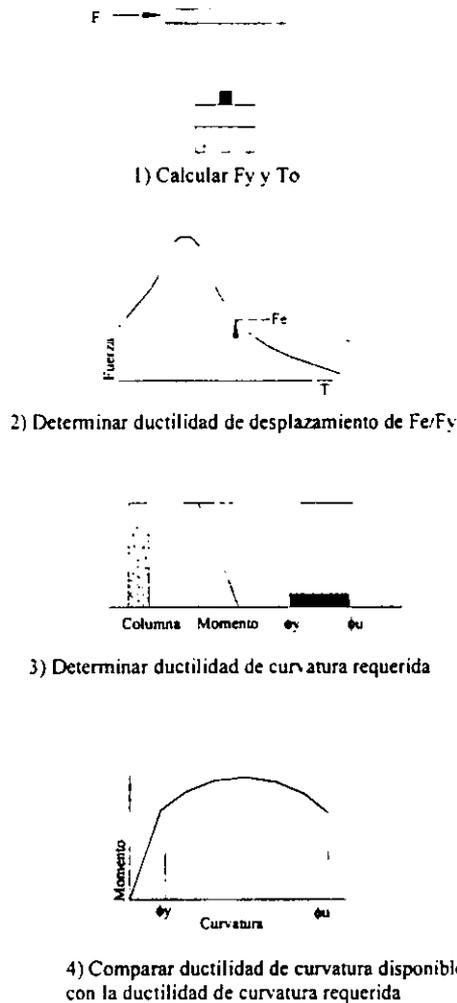
En el procedimiento propuesto, la rigidez, periodos elásticos y la resistencia de la estructura, se obtiene de igual manera que en un diseño por resistencias, y únicamente difiere de la convencional en que incluye una revisión directa de los desplazamientos con espectros de demanda de desplazamientos, en lugar de una revisión indirecta a través de factores de ductilidad, (fig 2.2).

La diferencia fundamental que existe entre la propuesta de diseño por desempeño de Moehle (1992) y la reglamentaria, radica principalmente en la naturaleza de la información que se maneja al diseñar basándose en desplazamientos y la facilidad con que son interpretados los resultados obtenidos con este procedimiento.

a) Método de Desplazamientos



b) Método de Ductilidad



**Figura 2.2 Comparación del método de desplazamientos de Moehle y método de ductilidad (Moehle, 1992)**

Por otra parte en los procedimientos propuestos por Priestley 1993, y Kowalsky et al 1994 y 1997, se proponen procedimientos para el diseño de estructuras que se puedan idealizar como sistemas de un grado de libertad (e.g. pilas de puentes). Este procedimiento parte de la selección de un desplazamiento objetivo último que depende del estado límite para el que se esté diseñando, y de la capacidad de deformación que se pueda garantizar por

un detallado adecuado de la estructura. Como siguiente paso se asume un valor razonable para el desplazamiento de fluencia, basado en expresiones que relacionan las deformaciones unitarias, con la fluencia de los materiales. El desplazamiento objetivo seleccionado se convierte en una demanda de ductilidad (utilizando el valor del desplazamiento de fluencia) y se transforma a un valor de amortiguamiento viscoso equivalente, que considera el amortiguamiento propio del sistema más el requerido para considerar la ductilidad demandada. Esta transformación se realiza utilizando expresiones como las propuestas por Priestley (1993), que relacionan la ductilidad con el amortiguamiento.

De un conjunto de espectros de respuesta de desplazamientos dependientes de amortiguamientos equivalentes, se selecciona el que cumpla con los requerimientos del sistema a diseñar y se determina el período efectivo de un sistema de un grado de libertad correspondiente al desplazamiento objetivo último.

El resultado final de este proceso es la estimación de los elementos mecánicos actuantes, la determinación de la sección geométrica del elemento y el cálculo de la resistencia requerida tomando en cuenta criterios de diseño adecuados, especialmente en el diseño por cortante y en proporcionar un adecuado confinamiento de los elementos. En la fig 2.3 se muestra el diagrama de flujo con las posibles alternativas de diseño para esta propuesta de DSD.

Después de la propuesta original para el DSD de sistemas de 1GDL (Kowalsky et al 1994, 1997), este procedimiento fue ampliado para sistemas de MGDL (Priestley et al 1998). Este trabajo se enfocó en un principio a desarrollar un proceso de diseño iterativo para estructuras de puentes, utilizando una simplificación de la estructura de MGDL a un sistema de 1GDL con el método de la estructura equivalente propuesto por Shibata y Sozen (1976).

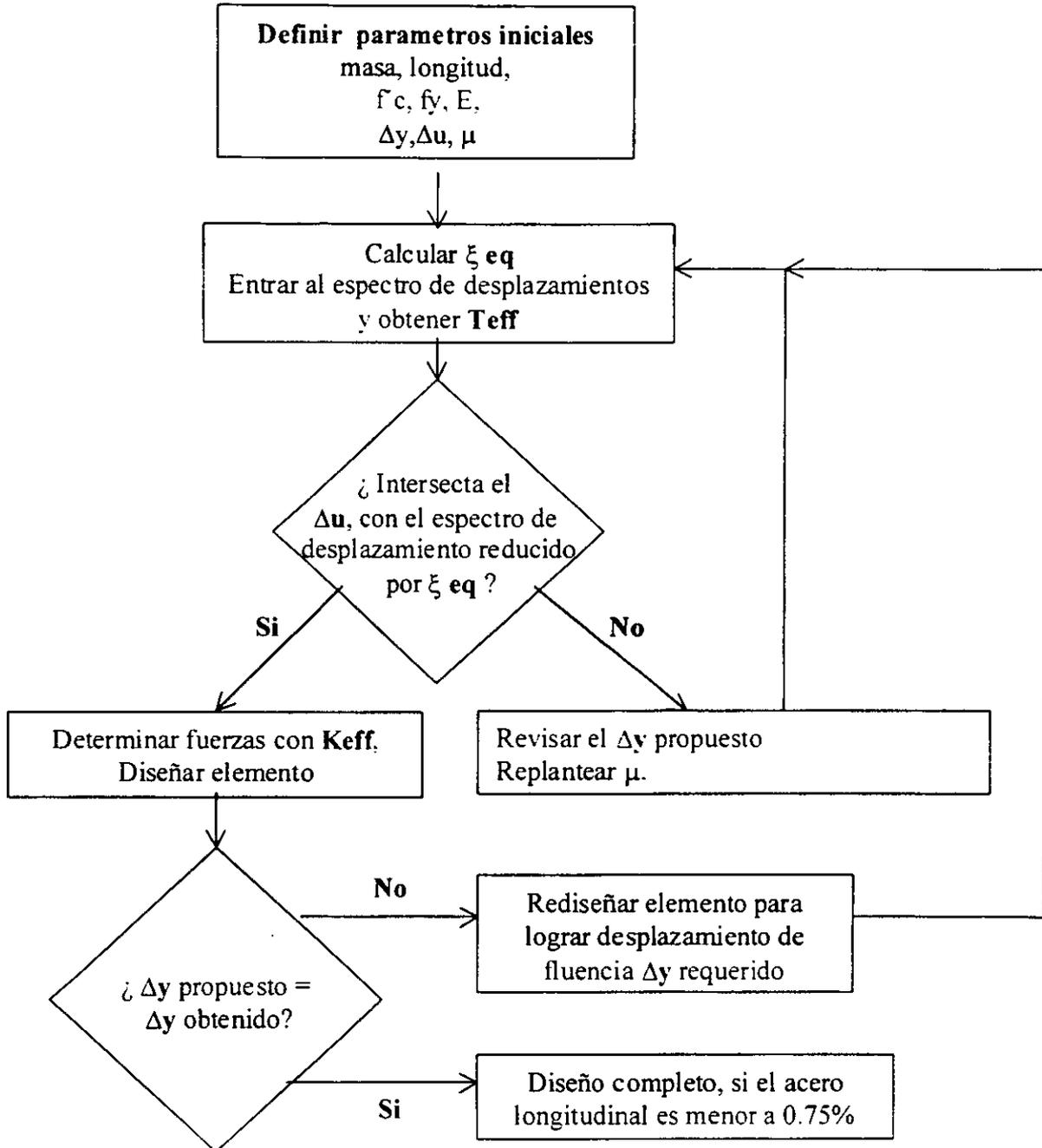


Figura 2.3 Diagrama de flujo propuesto por Kowalsky et al, 1997 para sistemas de 1GDL

donde:

$f'c$ = Resistencia a compresión

$f_y$ = Esfuerzo nominal de fluencia

$E$ = Modulo de elasticidad

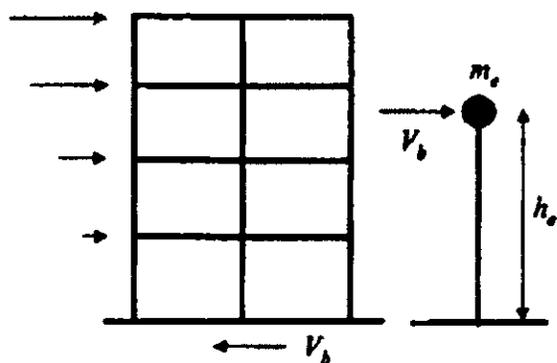
$\Delta_y$ = Desplazamiento de fluencia

$\Delta_u$ = Desplazamiento último

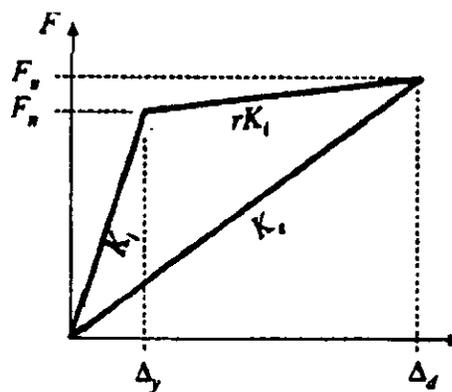
$\mu$ = Ductilidad

$\xi_{eq}$ = Amortiguamiento equivalente

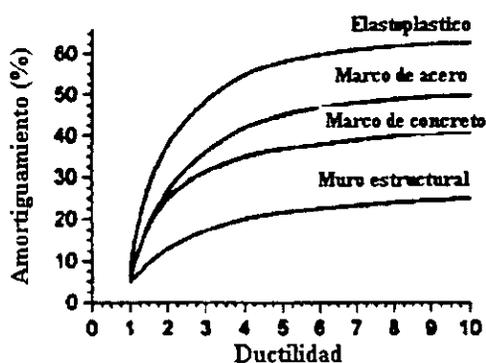
$T_{eff}$ = Periodo efectivo



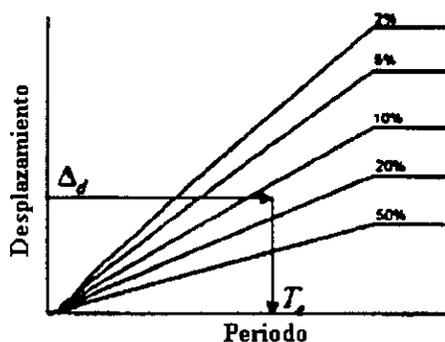
1) Sistema equivalente de 1GDL



2) Rigidez efectiva  $K_e$



3) Amortiguamiento equivalente vs. ductilidad



4) Espectro de desplazamientos de diseño

Figura 2.4 Fundamentos de la propuesta de diseño de Priestley 2000 MGD.L.

Posteriormente, Priestley (2000), planteó la adecuación del procedimiento de DSD de puentes, para el caso de marcos de concreto. Este procedimiento utiliza los mismos fundamentos de la propuesta de diseño de sistemas de un grado de libertad, adicionándosele únicamente la transformación del sistema de MGDL a uno de 1GDL. fig 2.4

Por otra parte, Calvi y Kingsley (1995) también propusieron un procedimiento para estructuras de MGDL, en el cual convierten la estructura en un sistema equivalente de 1GDL basados en una configuración deformada supuesta de la estructura; para edificios regulares, proponen que sea la correspondiente al mecanismo plástico deseado.

Este procedimiento hace uso de espectros de desplazamientos reducidos por amortiguamientos equivalentes, para determinar los periodos efectivos y por tanto la rigidez necesaria para lograr los desplazamientos de diseño. Otra particularidad de ésta propuesta es que asume que la distribución de fuerzas es proporcional a la configuración deformada propuesta y con las fuerzas así obtenidas, se analiza la estructura y se diseñan los elementos de esta.

Este proceso se repite hasta que la rigidez y el patrón de desplazamientos de la estructura convergen con la propuesta de diseño y cuando los elementos tienen la suficiente capacidad de resistencia y desplazamientos para satisfacer la demanda impuesta. Los resultados finales de esta alternativa de diseño son las resistencias que se deben proporcionar a los elementos que forman la estructura.

Del estudio de los procedimientos de diseño de estructuras basados en desempeño que se presentaron anteriormente se observa que la mayoría de ellos involucran fundamentalmente las siguientes dos tareas:

1. Definir la capacidad de deformación y/o estados límites asociados a un desempeño objetivo, y la consecuente distribución de las fuerzas sísmicas que actúan sobre las estructuras.

2. Determinar la demanda sísmica usando espectros de respuesta de desplazamientos que involucren el comportamiento inelástico de la estructura, para un índice de desempeño establecido.

A pesar de la simplicidad aparente de los procedimientos descritos con anterioridad, el hecho que estos involucren parámetros que son difíciles de estimar y que hagan uso de simplificaciones cuestionables tales como el uso de curvas que relacionan el amortiguamiento equivalente con la ductilidad en la definición de las demandas sísmicas de diseño, pone en duda el alcance de estos procedimientos para diseñar estructuras para los niveles de comportamiento considerado en documentos como el Vision 2000, pues estos parámetros dependen fundamentalmente de los materiales usados en la estructura, su configuración estructural y del conocimiento del comportamiento aun no determinado.

Por otra parte, los espectros de demanda de desplazamientos que se utilizan en el diseño no consideran el comportamiento bilineal del sistema equivalente de 1GDL, es decir, se calculan a partir de espectros de desplazamientos reducidos por un amortiguamiento equivalente, que aparentemente es igual al correspondiente a un sistema elastoplástico perfecto. Hasta ahora ningún procedimiento ha considerado el uso de diferentes espectros de demanda dependiendo de las características de comportamiento de postfluencia de la estructura estudiada, o al menos no explícitamente dentro de los procedimientos que proponen.

Por esto en este trabajo se intenta desarrollar un procedimiento que sea más consistente con el comportamiento no lineal que tienen las estructuras de concreto y al mismo tiempo poderlo considerar implícitamente en el procedimiento de diseño para los diferentes tipos de estructuras, dependiendo de los niveles de desempeños objetivo que se requieran lograr, y controlar de una manera más directa el comportamiento, que es el objetivo fundamental del diseño sísmico por desempeño (DSD).

A partir de los conceptos fundamentales que se utilizan en el DSD, y de las bases teóricas de un método de análisis no lineal aproximado para la evaluación de edificios, propuesto por Ayala (1999), se desarrolla en este trabajo un procedimiento de diseño sísmico por desempeño que intenta ser más consistente y claro con la información que se maneja en él, así como con los resultados que se obtienen a partir de este.

## **3. - PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO**

### **3.1.- Antecedentes del Procedimiento de Diseño Sísmico por Desempeño.**

El procedimiento de diseño propuesto en esta tesis se basa fundamentalmente en las mismas hipótesis utilizadas en el método de evaluación simplificada propuesto por Ayala (1999). Este método de análisis no lineal simplificado se utiliza para determinar el comportamiento no lineal en marcos de concreto reforzado. con el que se pueden obtener la distribución de articulaciones plásticas y desplazamientos, al someter a la estructura a un registro sísmico determinado.

El procedimiento utiliza un análisis estático no lineal, conocido como el método del empujón. Este análisis se define como un procedimiento de análisis sucesivos con el que se determinan las respuestas de una estructura ante un sistema de cargas estáticas equivalentes a las sísmicas, que se incrementan monótonamente hasta que se alcanza un estado límite preestablecido.

En la aplicación de un análisis del empujón no se necesita conocer la magnitud de las cargas estáticas equivalentes máximas, ya que la demanda sísmica real en una estructura respondiendo en el rango no lineal de comportamiento, se desconoce. Es importante, sin embargo, conocer la distribución de estas cargas ya que ésta es determinante en la veracidad de los resultados obtenidos.

En el estado de desarrollo de este procedimiento, el método de evaluación incluye la variación de la distribución de las cargas estáticas con el grado de inelasticidad ocasionado por cargas sísmicas crecientes durante el proceso del empujón y la contribución a la respuesta de los modos superiores de vibrar.

Este procedimiento de evaluación se fundamenta principalmente en que la curva de capacidad de una estructura obtenida de un análisis de empujón de un sistema de múltiples grados de libertad (MGDL), se puede idealizar bilinealmente y transformarse a un espacio de pseudoaceleraciones espectrales ( $S_a$ ), contra desplazamientos espectrales ( $S_d$ ), correspondiente a la curva de comportamiento de un sistema equivalente de un grado de libertad (1GDL). fig 3.1

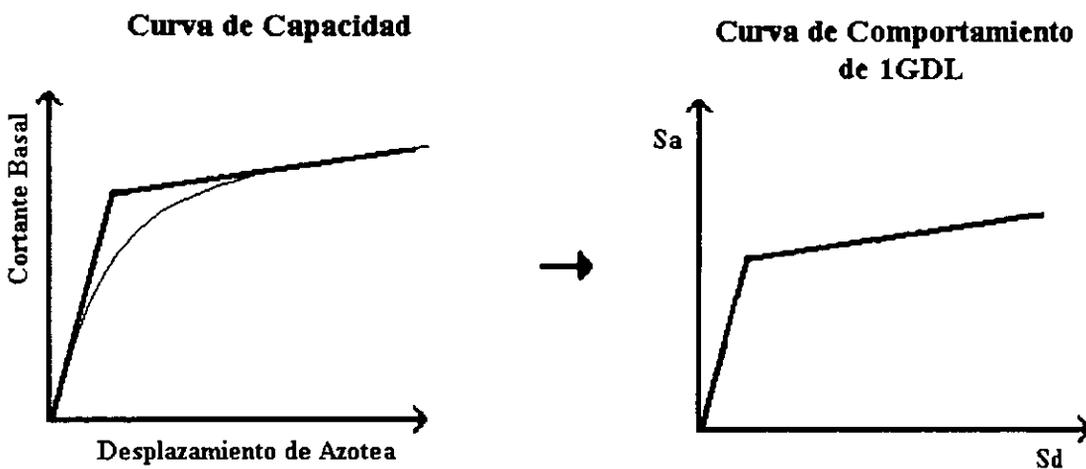


Figura 3.1 Curvas de capacidad y comportamiento

Esta curva de comportamiento está formada por dos ramas, la elástica e inelástica. En su primera parte representa la rigidez y propiedades de la estructura en el rango elástico,

y en la segunda la rigidez que representa la distribución de articulaciones cuando ocurren efectos inelásticos en los elementos.

Al realizar un análisis paso a paso del sistema equivalente de 1GDL con comportamiento bilineal bajo los acelerogramas de diseño, se encuentra a través de su historia de desplazamientos, el máximo que se presenta y se convierte en el desplazamiento máximo de la estructura. Una vez obtenido este desplazamiento, se empuja de nuevo a la estructura hasta alcanzar el valor encontrado, para obtener la distribución de articulaciones que se desarrollan, es decir, se encuentra el estado límite que se presenta en la estructura al verse sometida a una demanda sísmica predeterminada.

Los pasos a seguir en el procedimiento mencionado para estimar la respuesta inelástica en marcos de concreto reforzado se describen continuación:

1, - Se determina una distribución de cargas laterales equivalentes considerando la contribución del modo o modos de vibrar predominantes en la respuesta de la estructura y se realiza un análisis del empujón. De los resultados obtenidos se obtiene una gráfica cortante basal contra desplazamiento de azotea, o desplazamiento de un punto característico, representativo del desplazamiento total de la estructura, denominada curva de capacidad.

2. - De esta curva, cortante basal contra desplazamiento del punto característico, se selecciona un punto de comportamiento de la estructura y se aproxima en forma bilineal hasta ese punto elegido. Cabe señalar que el resultado final (desplazamiento máximo) depende en gran medida de la precisión con que sea seleccionado este punto. Este puede ser seleccionado tomando en cuenta las distorsiones máximas que se permitieron en su etapa de diseño. Es decir, se deberá seleccionar un desplazamiento máximo realista al que se vera sometido la estructura, para poder determinar mejor el comportamiento del sistema equivalente. Una vez finalizado el procedimiento habrá que verificar si el desplazamiento obtenido concuerda con el seleccionado del punto de comportamiento.

Después de esto, la curva bilineal se transforma a un espacio de aceleración espectral,  $S_a$ , contra desplazamiento espectral,  $S_d$ , convirtiéndola en la curva de comportamiento de un sistema de 1GDL equivalente al de MGDL, tomando en cuenta las propiedades inelásticas de la estructura hasta el punto de comportamiento seleccionado, mediante el uso de las siguientes ecuaciones:

$$PF_{ij} = \frac{\left[ \sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj} \right]}{\left[ \sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}^2 \right]} \phi_{ij} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

$$\beta_j = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N m_i \phi_{ij} \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N m_i \right] \left[ \sum_{i=1}^N m_i \phi_{ij}^2 \right]} \quad (\text{Ec. 3.2})$$

$$S_a = \frac{(V/M)}{\alpha} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

$$S_d = \frac{D_{azot}}{PF_{azot}} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

donde:

$PF_{ij}$  = Factor de participación modal para el nivel i en el modo j.

$\beta_j$  = Factor de participación del cortante basal para el modo j

$S_a$  = Aceleración espectral.

$S_d$  = Desplazamiento espectral

$m_i$  = Masa del piso i.

$\phi_{ij}$  = Forma modal del piso i del modo j.

$\Delta_{az}$  = Desplazamiento de azotea del edificio.

$V$  = Cortante basal

$W$  = Peso total de la estructura

3. - Se transforma la masa total de la estructura de MGDL a la correspondiente al primer modo para el sistema equivalente de 1GDL.

$$m_1 = [\phi]^T [M] [\phi] \quad (\text{Ec. 3.5})$$

o bien

$$m_1 = \sum M_i \phi_i^2 \quad (\text{Ec. 3.6})$$

4. - Se determina la curva cortante modal ( $V_m$ ), contra desplazamiento espectral ( $S_d$ ), obtenida de multiplicar la masa modal por la aceleración espectral. Esta curva representa el comportamiento carga-deformación del sistema de 1GDL, de donde se pueden calcular las rigideces elástica e inelástica así como la fuerza de fluencia equivalente, para poder efectuar el análisis dinámico del sistema de 1GDL equivalente.

5. - Se realiza un análisis no lineal del sistema de 1GDL utilizando uno o varios registros sísmicos, que se consideren representativos de las demandas sísmicas a las que el sistema se pueda ver sujeto. De este análisis se obtiene el desplazamiento espectral máximo  $S_d$ , del sistema equivalente, que representa el punto de comportamiento ante las demandas sísmicas utilizadas.

6. - Se transforma el desplazamiento espectral máximo  $S_d$ , obtenido en el paso anterior de un sistema equivalente de 1GDL al original de MGDL, tomando en cuenta el criterio de transformación del sistema.

$$\Delta_{azotea} = S_d PF \quad (\text{Ec. 3.7})$$

7. - Se realiza un nuevo análisis de empujón de la estructura de MGDL, pero ahora únicamente hasta el desplazamiento máximo del punto de desplazamiento característico, calculado en el paso anterior, con lo que se pueden determinar los desplazamientos laterales de piso, distorsiones y la distribución de las articulaciones plásticas. Los resultados de este análisis son una aproximación a los que se obtendrían de realizar un análisis dinámico no lineal.

Los conceptos e hipótesis que en este método de evaluación se utilizaron fueron la base para el planteamiento del procedimiento de diseño propuesto en este trabajo. al usar el concepto del método de evaluación de manera inversa. El procedimiento de diseño parte de una estado limite preestablecido (distribución de articulaciones y/o desplazamientos) y se llega a determinar las resistencias de los elementos que conforman el sistema estructural, para que sean logrados los objetivos de desempeño.

### **3.2.- Hipótesis y Consideraciones.**

El procedimiento de diseño por desempeño propuesto en esta tesis, se basa principalmente en el uso de la curva de comportamiento de un sistema de 1GDL, equivalente a uno de MGDL que responde dinámicamente en su modo fundamental de manera dominante y que se desea diseñar.

El procedimiento propuesto fue conceptualizado y desarrollado a partir de esta hipótesis, y por esto los resultados obtenidos hasta ahora son estrictamente aplicables a estructuras regulares de baja a mediana altura, que son las que responden en su modo fundamental.

Aceptando que las curvas de comportamiento de sistemas de 1GDL equivalentes a estructuras de edificios regulares, se pueden idealizar convenientemente como bilineales, (Ayala, 1999), la curva de comportamiento para el sistema equivalente de 1GDL para la estructura que se desea diseñar, tendrá sólo dos ramas, la elástica y la inelástica.

Para la aplicación del procedimiento, es necesario contar con una estructura prediseñada convencionalmente ante cargas gravitatorias y sísmicas, de manera tal que se pueda obtener su periodo elástico y a partir de él definir la primera rama de la curva de comportamiento del sistema equivalente de 1GDL (rama elástica), en el espacio  $S_a$  vs  $S_d$ .

Para conocer la pendiente de la rama inelástica de la curva de comportamiento, es necesario asignar una distribución de daño a la estructura, correspondiente a un estado

límite considerado y a partir de las propiedades dinámicas de la estructura en su estado límite, calcular la pendiente de la segunda rama.

Una vez definidas la rama inicial y la pendiente de la segunda rama de la curva bilineal de comportamiento, se procede a calcular la demanda sísmica basándose en un sistema de 1GDL que contemple el comportamiento bilineal del sistema en estudio.

De la utilización del correspondiente diagrama de demanda para el índice de desempeño seleccionado (ductilidad, daño, energía etc.) se construye la curva de comportamiento del sistema equivalente de 1GDL, y se obtienen los niveles de fuerza y desplazamientos correspondientes.

Estas fuerzas calculadas se distribuyen en la estructura considerando la contribución del modo fundamental, y se realizan los análisis estáticos laterales para determinar las resistencias necesarias en los elementos.

En caso de que se quisiera aplicar este procedimiento de diseño a estructuras que tienen contribuciones importantes de los modos superiores de vibrar, habría que hacer algunas consideraciones adicionales en el cálculo y distribución de las fuerzas laterales, como por ejemplo utilizar alguna formulación que involucrase los efectos de los modos superiores y algún procedimiento de análisis no lineal que contemplase la degradación de rigidez al ocurrir eventos inelásticos (e.g. Requena, 1999).

### **3.3.- Ilustración del Procedimiento de Diseño Propuesto.**

Para ilustrar paso a paso el procedimiento de diseño propuesto en este trabajo, se considera el diseño de un marco plano teniéndose como índice de desempeño una ductilidad global dada y como demanda sísmica un solo acelerograma. Los pasos a seguir, son los siguientes:

1. Obtener un prediseño para la estructura. Este diseño se podrá hacer a partir de los resultados de un análisis elástico tradicional, utilizando las cargas vivas y muertas, así como las fuerzas laterales de un procedimiento sísmico estático, hasta llegar a obtener las secciones transversales de los miembros de la estructura.

2. Con las secciones del diseño preliminar, se calcula mediante un análisis de valores característicos del modelo estructural, el periodo fundamental de la estructura en el rango lineal de comportamiento y a partir de él la rama inicial de la curva de comportamiento del sistema equivalente de IGDL. Esta rama elástica se dibuja en el espacio  $S_a$  contra  $S_d$ , fig. 3.2. Es de interés mencionar que en este espacio,  $S_a$  y  $S_d$  están relacionadas por la ecuación 3.8, en el que cualquier estructura de periodo fundamental  $T$  se representa por una línea recta que parte del origen, fig. 3.2.

$$S_a = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_d \tag{Ec. 3.8}$$

3. Para definir la segunda rama de la curva de comportamiento se identifican una o varias posibles distribuciones de daño asociadas a un estado límite o nivel de desempeños objetivos, que dependiendo del objetivo de comportamiento que se requiera, el diseñador acepte puedan ocurrir ante las acciones de diseño, fig. 3.3.

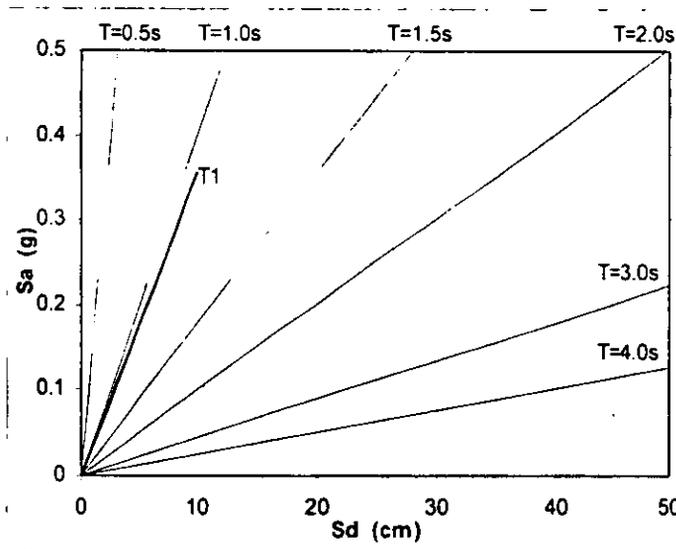


Figura 3.2 Rama elástica de la curva de comportamiento

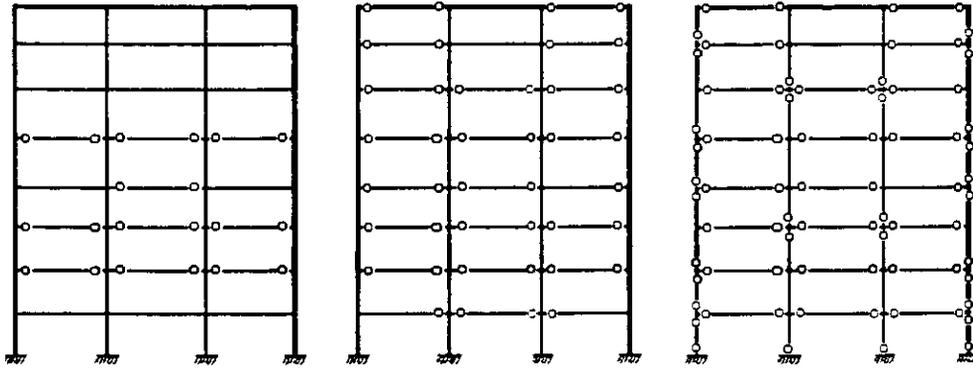


Figura 3.3. Distribuciones de daño para diferentes estados límites

Las distribuciones de daño así identificadas, se introducen en el modelo estructural original del edificio por medio de articulaciones en los extremos de los elementos donde se desea la aparición de articulaciones plásticas.

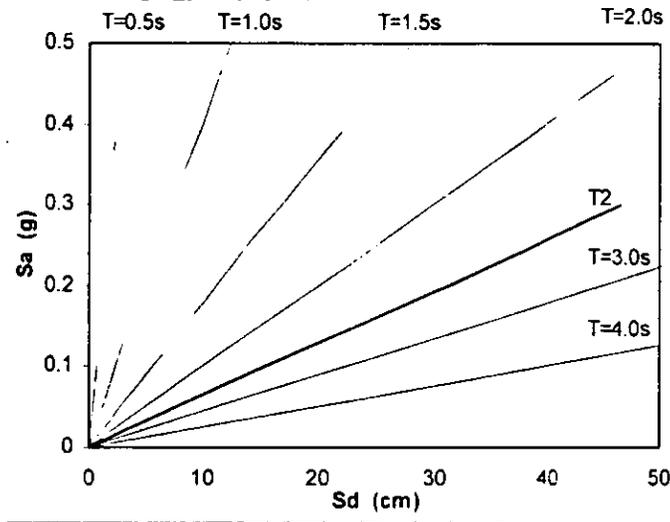
Para cada estado límite considerado se calculan los periodos fundamentales y con la ec 3.8 las pendientes de las segundas ramas de las curvas de comportamiento a considerarse, que corresponden al rango de comportamiento inelástico en el sistema de IGDL.

Una vez calculadas las pendientes de las segundas ramas de las curvas de comportamiento para los estados límites considerados, se procede a seleccionar una de ellas y calcular la razón de la rigidez de postfluencia requerida para el sistema equivalente a la elástica, a partir de conceptos fundamentales de la dinámica estructural. fig 3.4.

4. Para las mismas variables representadas en los ejes de la fig. 3.4, se calcula una curva de demanda para un índice de comportamiento objetivo, que contemple el comportamiento bilineal del sistema en estudio, y poder cumplir con el estado límite seleccionado.

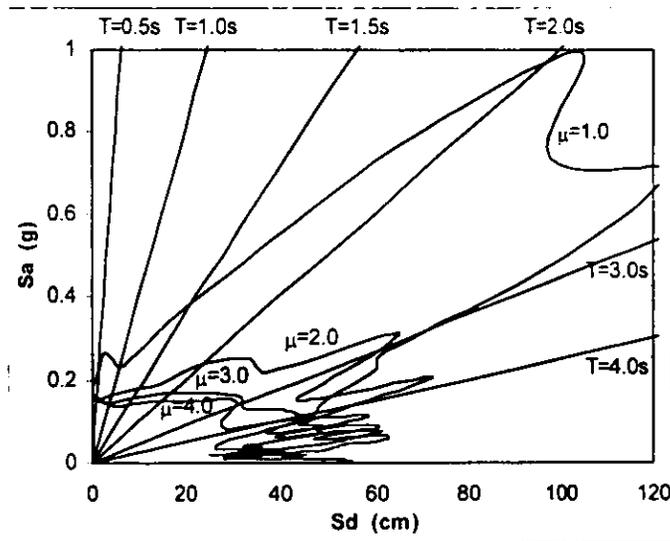
Con fines ilustrativos, la fig. 3.5 muestra curvas de demanda correspondiente a diferentes ductilidades globales para un sistema bilineal sin degradación, los cuales se pueden calcular a partir de uno o varios registros característicos para los sitios del diseño

dependiendo del nivel de desempeño. Estas curvas de demanda se expresan en el espacio  $S_a$  contra  $S_d$ .



**Figura 3.4. Pendiente de la rama inelástica de la curva de comportamiento del estado límite seleccionado**

Para el cálculo de la curva de demanda de las intensidades sísmicas que se requieran, se pueden utilizar diferentes índices de desempeño, como por ejemplo índices de daño, energía disipada etc. Cuando se requieran alcanzar alguno de estos índices de desempeño en alguna estructura en particular, el espectro de demanda se deberá representar en el espacio  $S_a$  contra  $S_d$ .



**Figura 3.5. Espectro de demanda sísmica para el registro SCT-EW, 1985.**

5. En este mismo diagrama se superponen la rama elástica de la curva de comportamiento de la fig 3.2 y la curva de demanda correspondiente al índice de desempeño objetivo calculado en el paso 4, fig.3.6. En esta figura se muestra la rama elástica de comportamiento y una curva de demanda para el índice de desempeño seleccionado.

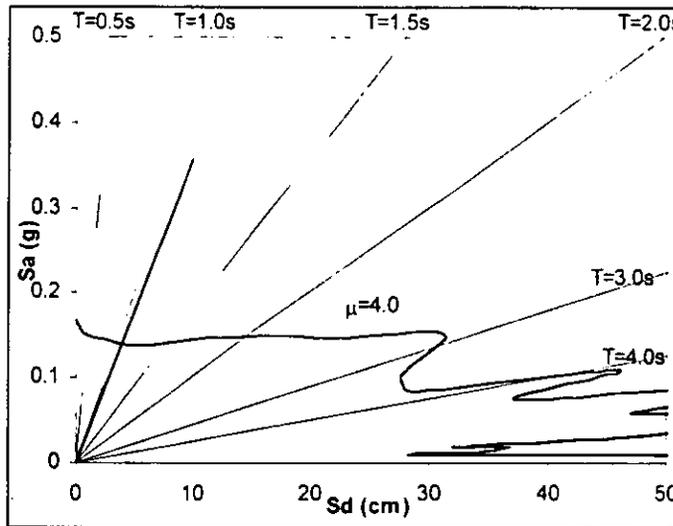


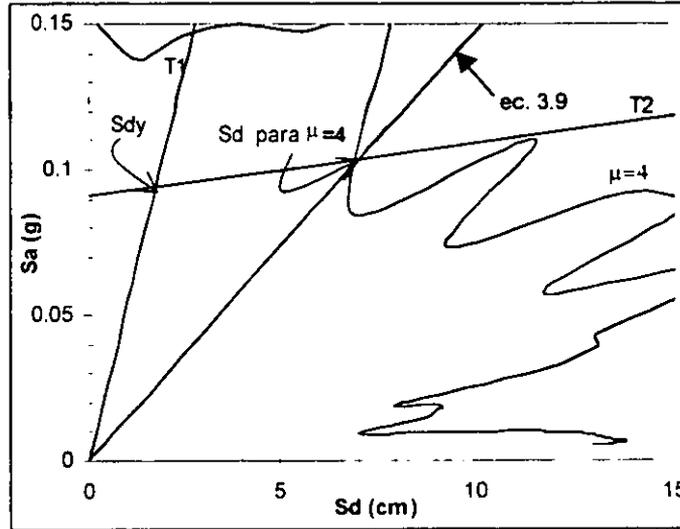
Figura 3.6 Espectro de demanda, con la rama elástica de la curva de comportamiento.

De todas las posibles curvas de comportamiento que se pueden construir con las dos ramas definidas en los pasos dos y tres (rama elástica e inelástica), para un estado límite particular, sólo interesa aquella que corresponde a un índice de desempeño igual al objetivo.

6. Particularmente cuando el índice de desempeño utilizado sea la ductilidad, el valor de Sa correspondiente al estado límite seleccionado, que produce el índice de desempeño objetivo se podrá calcular con la ecuación 3.9, fig. 3.7.

$$S_a = 2\pi^2 \left[ \frac{1}{T_i^2} + \frac{\left( \frac{1}{T_1^2} - \frac{1}{T_i^2} \right)}{\mu} \right] S_d \quad (\text{Ec. 3.9})$$

donde:  $T_1$  es el periodo elástico de la estructura.  $T_2$  es el periodo en estado límite de la estructura y  $\mu$  es la ductilidad objetivo.



**Figura 3.7. Determinación de punto de intersección que cumple con la ductilidad objetivo**

La ecuación 3.9, describe el lugar geométrico de las aceleraciones espectrales que cumple con la ductilidad objetivo. La recta que se muestra en la fig 3.7, se obtiene de graficar el intervalo de abscisas requeridas ( $S_d$ ) con sus respectivas ordenadas ( $S_a$ ), y así la intersección de esta recta con el respectivo espectro de demanda, corresponde al punto de comportamiento del sistema en estudio.

La curva resultado de trasladar la segunda rama al punto de comportamiento, define en la intersección de las ramas correspondientes a  $T_1$  y a  $T_2$ , los niveles de resistencia y desplazamientos para la que se deberá diseñar la estructura original para que permanezca elástica.

Es importante mencionar, que con la formulación propuesta en la ecuación 3.9, se tendrá una única solución en la determinación del punto de comportamiento de la estructura. Esto es debido a que en los espectros de demanda, existe una unicidad en la relación periodo contra  $S_a$ , y siendo la ecuación 3.9 un periodo equivalente que define el

lugar geométrico de los puntos de comportamiento en los cuales se desarrolla la ductilidad requerida y los periodos que representan el comportamiento de la estructura, esta solo tendrá una sola intersección con el espectro de demanda.

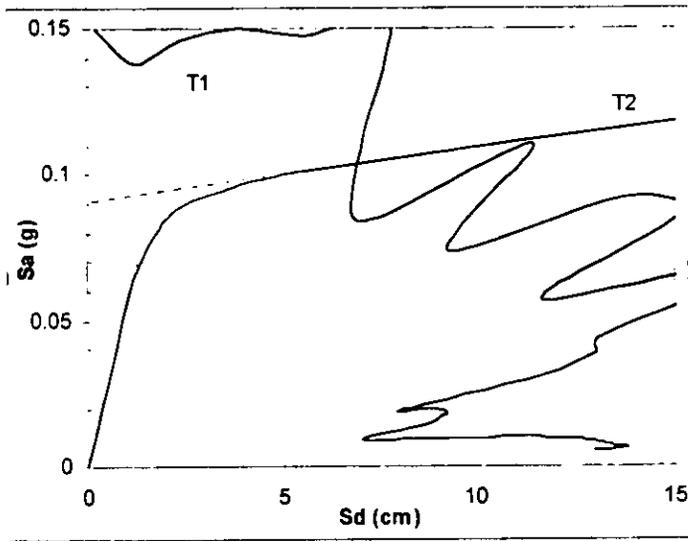
En el caso de utilizar otro índice de desempeño, se tendrá que calcular los valores asociados a desplazamientos y aceleraciones que cumplan con el desarrollo del índice seleccionado, para el sistema estudiado.

Una vez hecho esto, el diseñador por simple observación de este gráfico, en donde se representan los niveles de fuerza y desplazamiento a los que se verá sometida la estructura, puede decidir si el estado límite seleccionado representado por la distribución de daño, es adecuado o se requiere experimentar con otros posibles.

7. En el caso de que con el estado límite considerado no sea posible obtener un punto de comportamiento que cumpla con los requerimientos globales de diseño de una estructura real, entonces se deberá experimentar con otra configuración estructural hasta que se cumpla con todas las restricciones requeridas para el diseño.

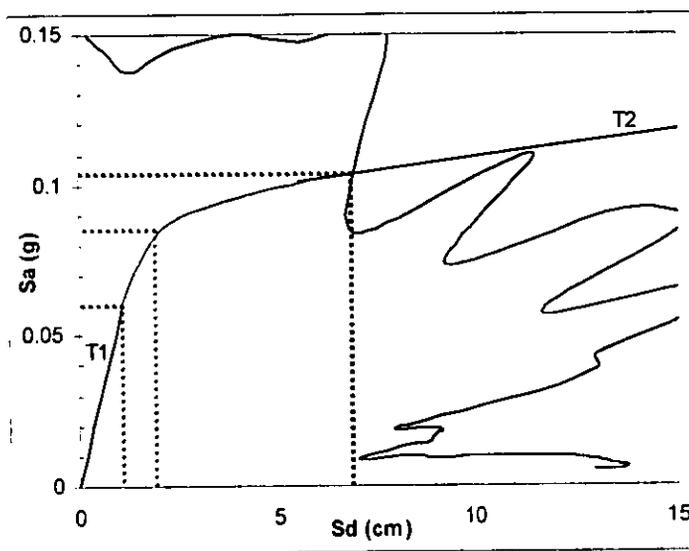
8. Ya que en principio puede ser no deseable que el estado límite se alcance en un sólo valor de cortante sísmico, es posible con este mismo método definir una curva de transición entre la rama elástica y la inelástica de la curva bilineal de comportamiento, basándose en la contribución de los elementos en los que aparecen las articulaciones a la rigidez inicial de la estructura, que garantice la aparición secuencial de articulaciones, fig 3.8.

Para definir esta transición es conveniente mencionar que es recomendable que las articulaciones aparezcan más o menos en forma simultánea (Loera 1999) en todos los elementos seleccionados para el estado límite considerado, para evitar demandas de rotación excesivas en los elementos donde aparecen las primeras articulaciones.



**Figura 3.8. Transición entre las ramas de la curva de comportamiento**

9. Una vez definida la curva de comportamiento, del paso ocho, se procede a transformar los valores de \$S\_d\$ correspondientes a los diferentes puntos característicos de diseño al espacio de cortante basal contra desplazamiento de azotea, siguiendo el procedimiento descrito por Ayala (1999), fig. 3.9.



**Figura 3.9 Niveles de fuerza cortante y desplazamiento**

10. Con base en las propiedades correspondientes a los valores de cortante basal de los diferentes puntos característicos de diseño se determinan las respectivas distribuciones de fuerzas estáticas equivalentes que actúan sobre la estructura.

11. Con las distribuciones de fuerzas sísmicas estáticas equivalentes y los valores característicos de cortante basal se realizan los análisis de la estructura y se diseñan los miembros de la misma.

12. Para evaluar el diseño obtenido, la estructura se analiza con algún método de evaluación, para comprobar que el diseño produce un comportamiento adecuado ante las acciones para las que fue diseñado.

### **3.4.- Aplicación del Procedimiento de Diseño Propuesto.**

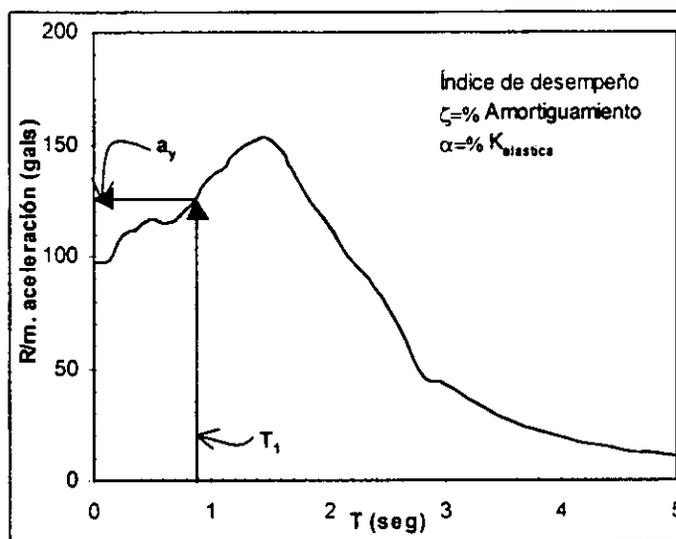
En la práctica actual de diseño sísmico no existen curvas de demanda como las que se usan en la ilustración del procedimiento de diseño. A pesar de que estas se pudiesen construir a partir de los espectros reglamentarios de diseño, las curvas generadas no son realistas. Estas tienen desplazamientos que crecen indefinidamente en la medida que aumenta el periodo estructural lo que no es correcto.

Para la aplicación del procedimiento, en esta sección se propone el uso de espectros de demanda representados en el espacio de resistencias por unidad de masa contra periodo inicial de la estructura.

Desafortunadamente en este espacio no es posible representar los dos periodos fundamentales que definen la curva de comportamiento y para encontrar los niveles de cortante basal con los que se calculan los elementos mecánicos de diseño de los elementos estructurales, es necesario adecuar el procedimiento anterior.

Primeramente se repiten el procedimiento descrito en la sección anterior hasta el paso tres. Es decir, se obtienen las pendientes de las ramas que conformaran la curva de comportamiento del sistema en estudio.

Después de esto se calcula una demanda sísmica dada por el espectro de resistencias por unidad de masas ( $R/m$ ), para del índice de desempeño seleccionado considerando el porcentaje de rigidez postfluencia del sistema y la fracción de amortiguamiento estructural pertinente. De este espectro se encuentra el valor de resistencia requerido para el sistema estudiado ( $a_y$ ), entrando con el periodo inicial del sistema ( $T_1$ ). fig 3.10.



**Figura 3.10. Espectro de demanda de ductilidad constante.**

Por otra parte, en un diagrama de  $R/m$  contra  $d_y$  se representa la rama elástica de la curva de comportamiento, definida por el periodo fundamental de vibrar, donde ambos ejes también se relacionan por  $\omega^2$ . En este diagrama se dibuja la abscisa del valor de  $a_y$  encontrado del espectro de demanda, hasta intersectar con la recta del periodo inicial del sistema equivalente, para encontrar el desplazamiento de fluencia del sistema ( $d_y$ ). fig. 3.11

Una vez encontrado estos valores, se procede a dibujar la segunda rama de la curva de comportamiento correspondiente al estado límite de diseño (rama inelástica) a

partir de este mismo punto y se identifican los valores de aceleración y desplazamiento último correspondientes al índice de comportamiento seleccionado ( $a_u$  y  $d_u$ ). fig 3.12.

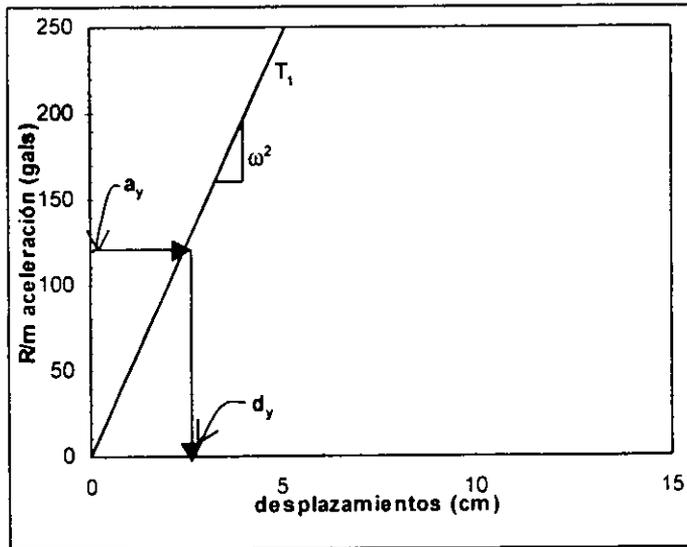


Figura 3.11.  $a_y$  y  $d_y$  del sistema equivalente de 1GDL.

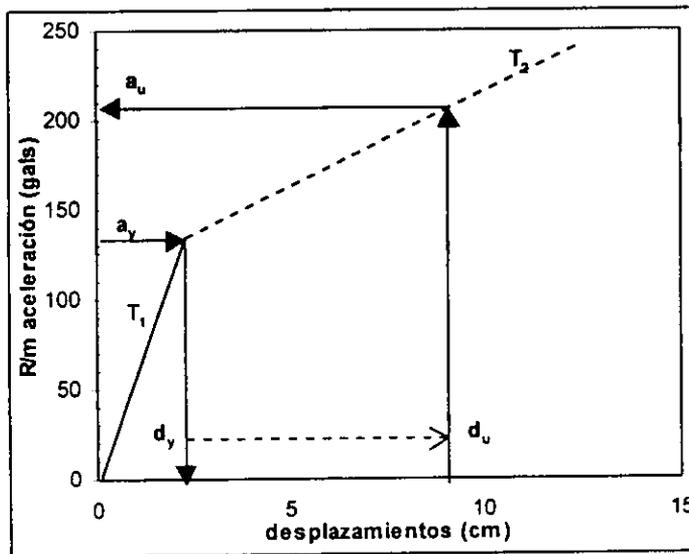


Figura 3.12. Curva de comportamiento generada del sistema de 1GDL.

Cuando en la aplicación práctica de este procedimiento se utilice como índice de desempeño la ductilidad, no es obligatorio utilizar el procedimiento gráfico arriba descrito, pues las operaciones hechas gráficamente se pueden resumir en la ecuación 3.10. Es decir, con esta ecuación se podrá calcular a partir del valor de “ $a_y$ ” obtenido del espectro de

demanda, el valor de resistencia para el estado límite seleccionado. El procedimiento gráfico que se muestra en las figs 3.11 y 3.12 tratan de ilustrar el procedimiento que se deberá seguir cuando el índice de desempeño utilizado no tenga relación con el desplazamiento de la estructura.

$$a_u = a_y [1 + \beta(\mu - 1)] \quad (\text{Ec. 3.10})$$

donde:

$a_u$  = aceleración en el estado último

$a_y$  = aceleración en el límite del estado elástico

$\beta$  = porcentaje de rigidez de postfluencia con respecto a la elástica

$\mu$  = ductilidad objetivo

Es importante mencionar que el espectro de resistencias para el índice de desempeño seleccionado que se muestra en la fig 3.10, se debe calcular considerando la rigidez postfluencia del sistema de 1GDL, es decir, asumir que el sistema tiene un comportamiento bilineal, que representa de mejor manera la rigidez postfluencia de la estructura. Esta rigidez postfluencia se calcula como se menciono anteriormente, a partir de la distribución de daño asociada al estado límite admisible de la estructura, y se considera en el calculo del espectro de demanda y en la construcción de la curva de comportamiento del sistema equivalente de 1 GDL.

Una vez que se obtiene la curva de comportamiento, los valores de los cortantes basales correspondientes a los niveles de desplazamiento elástico e inelástico (estado límite) se determinan de acuerdo con el procedimiento establecido por Ayala (1999).

Para obtener los elementos mecánicos de diseño la estructura, se empuja con los dos niveles de cortante basal. Estos cortantes se distribuyen en toda la estructura para hacer los análisis laterales correspondientes. Es necesario mencionar que el segundo análisis lateral estático, se realiza con la simulación del daño a través de articulaciones en los extremos de los elementos propuestos para el estado límite.

Las resistencias nominales para los elementos estructurales, se calculan como la superposición de los resultados de los dos análisis ante cargas laterales, más la contribución del resultado del análisis gravitacional correspondiente, en su combinación más desfavorable, donde hay que considerar los efectos reversibles de las cargas laterales. De esta manera se garantizara que las articulaciones ocurrirán en los lugares predeterminados.

### 3.5.- Consideraciones Prácticas.

En la aplicación de este método de diseño a un caso real, es generalmente necesario efectuar iteraciones en los pasos descritos en el procedimiento, ya que si bien en una sola aplicación del procedimiento es posible alcanzar los objetivos primarios del diseño, esto no necesariamente implica que los objetivos globales que representan el nivel de desempeño sean cumplidos.

Si no es posible lograr algún índice de desempeño que regule el comportamiento global de la estructura, habrá que modificar los parámetros necesarios y repetir los cálculos para determinar la respuesta del nuevo diseño. Por ejemplo, si los desplazamientos máximos permitidos para un nivel de desempeño son excedidos, se deberán modificar los factores que controlan este índice, como son la rigidez elástica y la de postfluencia y por supuesto, la demanda que es función de ellas.

También es muy conveniente que en la selección del estado limite sean considerados los criterios de estructuración que producen estructuras con un mejor comportamiento sísmico, sin descuidar el aspecto económico. Entre estos criterios de estructuración en diseño sísmico se encuentran desde el denominado "columna fuerte- viga débil", hasta el de "piso débil dúctil" propuesto por Otani (1997). Por ejemplo se ha observado que las estructuras diseñadas con la filosofía denominada "columna fuerte- viga débil", tienen un buen comportamiento ante sismos intensos, sin embargo es necesario considerar en la definición, el costo de reparación de los lugares en donde aparecerán los efectos inelásticos.

Finalmente, en la aplicación de este y otros métodos de diseño por desempeño, para lograr reproducir el estado límite considerado en una estructura, se requiere que se obtengan las resistencias nominales que produce el diseño. Para lograr esto, en el cálculo de los armados se deberán considerar los nuevos modelos de comportamiento del concreto y acero en el diseño de elementos estructurales y considerar las fuentes de sobrerresistencia que afecten en el cálculo real de las resistencias.

## **4. - EJEMPLO DE APLICACIÓN**

### **4.1.- Descripción del Edificio.**

Para ilustrar la aplicación del procedimiento de diseño sísmico por desempeño propuesto en este trabajo, se seleccionó un edificio regular de concreto reforzado de ocho niveles, de planta rectangular, con tres crujías en el sentido transversal y 4 en el sentido longitudinal, de longitudes 7 y 8 m respectivamente y entrepisos de 3.3 m de altura, con todos sus elementos de concreto reforzado, fig 4.1.

El diseño preliminar del edificio se realizó conforme el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 1993) y sus Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto (NTC, 1993) considerando las cargas gravitatorias y sísmicas estipuladas, y las distorsiones de entrepiso no mayores de 0.012. En este trabajo se estudia sólo un marco interior en la dirección corta. Los análisis se realizaron con el programa Sap2000, (CSI, 1997). El diseño preliminar lo realizó Ocampo (1999), quién por simplificación propuso un diseño con columnas de sección constante en toda la altura de 80x80 cm. y trabes principales de 40x80 cm.

- Las características de los materiales utilizados son las siguientes:

a) *Concreto:*

Resistencia a la compresión:	$f'c=250 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad:	$E_c= 221,360 \text{ kg/cm}^2$
Peso volumétrico:	$\gamma_c = 2,400 \text{ kg/m}^3$

b) *Acero de Refuerzo:*

Esfuerzo nominal de fluencia:	$f_y= 4,200 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad:	$E_s=2,000,000 \text{ kg/cm}^2$

- Cargas:

Para el análisis y diseño se emplearon las cargas normativas establecidas para el tipo de construcción tratado, las cuales se muestran a continuación.

a) *Cargas Muertas:*

Losa de 10cm. de espesor:	240kg/m <sup>2</sup>
Acabado de piso.	180kg/m <sup>2</sup>
Muros divisorios.	150kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga	40kg/m <sup>2</sup>

b) *Cargas Vivas:*

	Verticales	Sismo
Entrepiso:	250kg/m <sup>2</sup>	180kg/m <sup>2</sup>
Azotea:	100kg/m <sup>2</sup>	70kg/m <sup>2</sup>

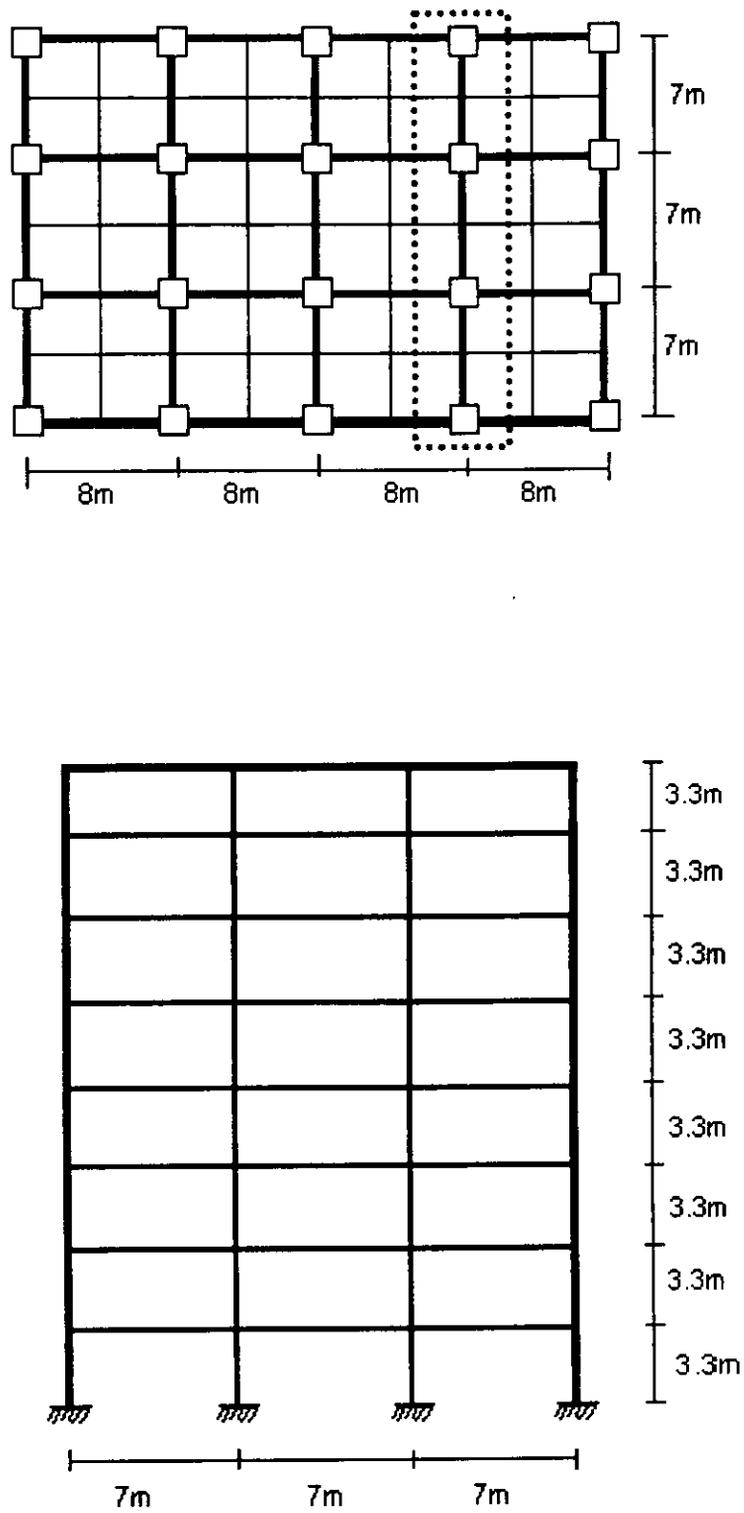


Figura 4.1. Geometría en planta y elevación del marco estudiado.

El coeficiente sísmico considerado fue el correspondiente a edificaciones ubicadas en la zona del lago del Distrito Federal,  $c=0.4$ . El factor de comportamiento sísmico seleccionado fue el máximo admisible para estructuras con las características del modelo evaluado,  $Q=4$ .

- Factores de carga y resistencia

- |                                    |  |
|------------------------------------|--|
| a) <i>Factores de Carga:</i>       | 1.4 para cargas verticales                 |
|                                    | 1.1 para combinaciones con cargas sísmicas |
| b) <i>Factores de Resistencia:</i> | 0.9 para flexión                           |
|                                    | 0.8 para cortante y flexocompresión.       |

#### 4.2.- Procedimiento de Cálculo.

La rama inicial de la curva de comportamiento para la estructura predimensionada se determinó a partir del periodo fundamental  $T_1=0.89$  s, y se dibujó en el espacio de resistencias por unidad de masa ( $R/m$ ) contra  $T$ .

En este ejemplo, para poder calcular las propiedades dinámicas inelásticas de la estructura se eligió un sólo estado límite. En la definición de la distribución de daño, se contemplaron criterios que proveen a la estructura de una redundancia adecuada, en cuanto al número y lugares de aparición de las articulaciones plásticas. En particular, se buscó un estado límite congruente con el criterio de columna fuerte - viga débil, y por lo tanto las articulaciones se distribuyeron únicamente en la mayoría de las vigas para lograr una disipación más uniforme de energía a lo largo de todo el marco, y poder obtener demandas de elementos mecánicos y ductilidades locales mejor distribuidas. Se aceptó, que las articulaciones aparecieran mas o menos en forma simultánea, para que las demandas de ductilidad local en los elementos no fuesen excesivas, y que no se llegasen a formar mecanismos de colapso, ni daño concentrado en algunos elementos, fig 4.2.

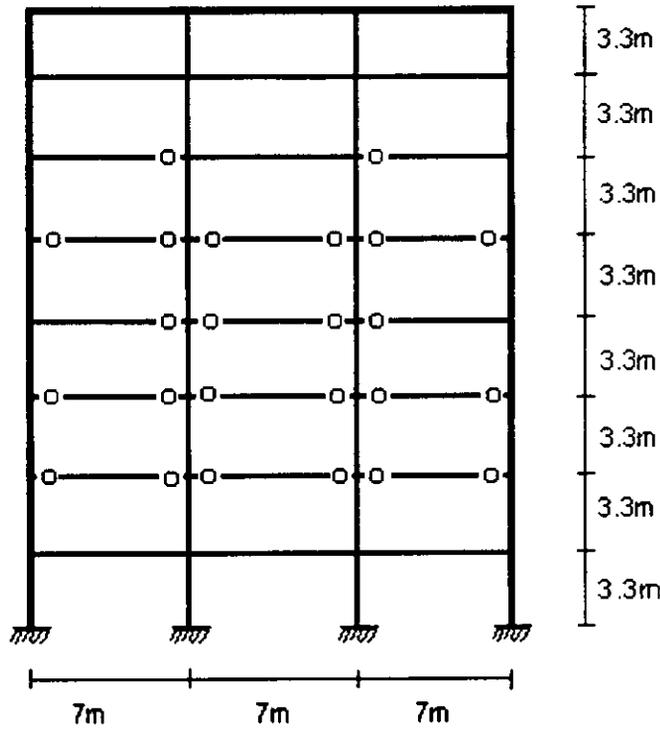


Figura 4.2. Distribución de daño propuesta

Una vez definida la distribución de articulaciones plásticas de la estructura, se calculó el periodo asociado al estado límite de esta,  $T_2=1.83s$ . Una vez obtenidos los periodos fundamentales, se calculó la razón de rigidez inelástica a elástica " $\alpha$ ", como se describe a continuación:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (\text{Ec. 4.2})$$

$$k = m \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2 \quad (\text{Ec. 4.3})$$

$$\alpha = \frac{k_2}{k_1} = \frac{m \left( \frac{2\pi}{T_2} \right)^2}{m \left( \frac{2\pi}{T_1} \right)^2} = \frac{T_1^2}{T_2^2} = \frac{0.89^2}{1.83^2} = 0.24$$

Con el programa de análisis de señales desarrollado por Ordaz (1999), se calculó el espectro de resistencias para el sistema equivalente de 1GDL bilineal. Para este ejemplo el espectro de resistencias de diseño fue el correspondiente al acelerograma de SCT-EW registrado durante el sismo de septiembre de 1985, fig 4.3, para una ductilidad objetivo de 4, un amortiguamiento del 5% y una rigidez de postfluencia del 24% de la rigidez elástica.

Como siguiente paso, se dibujó el espectro de resistencias calculado, fig. 4.4, y con el periodo inicial elástico de la estructura (0.89 seg.) se determinó en este espectro la ordenada de R/m correspondiente, resultando ser de 128 gals. Una vez obtenido este valor de resistencia, se procedió a construir en el espacio R/m contra desplazamientos, la curva de comportamiento del sistema de 1GDL definiéndose así el punto de comportamiento correspondiente a la ductilidad objetivo de  $\mu=4$ , fig 4.5.

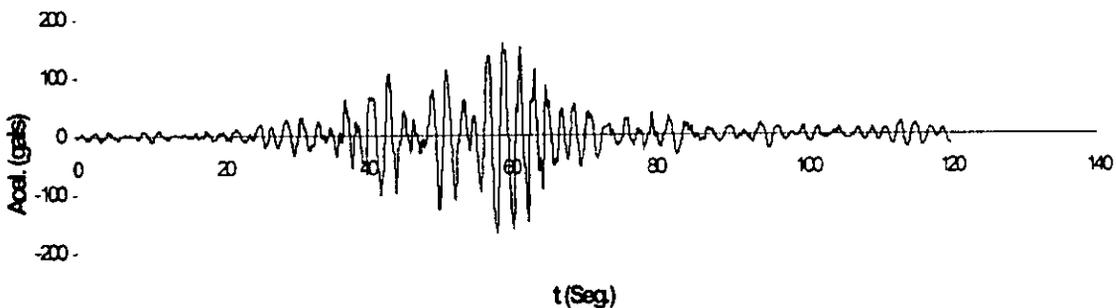


Figura 4.3. Acelerograma SCT-EW 1985

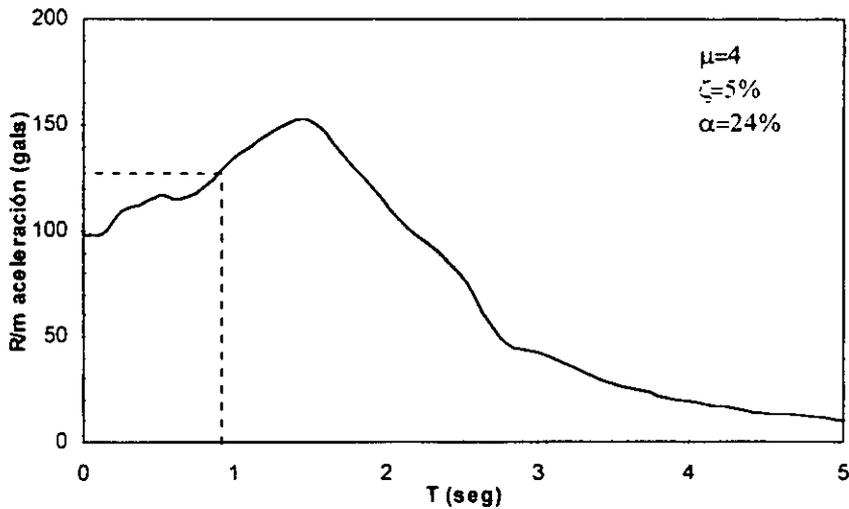


Figura 4.4. Espectro de ductilidad constante y cálculo de R/m de diseño.

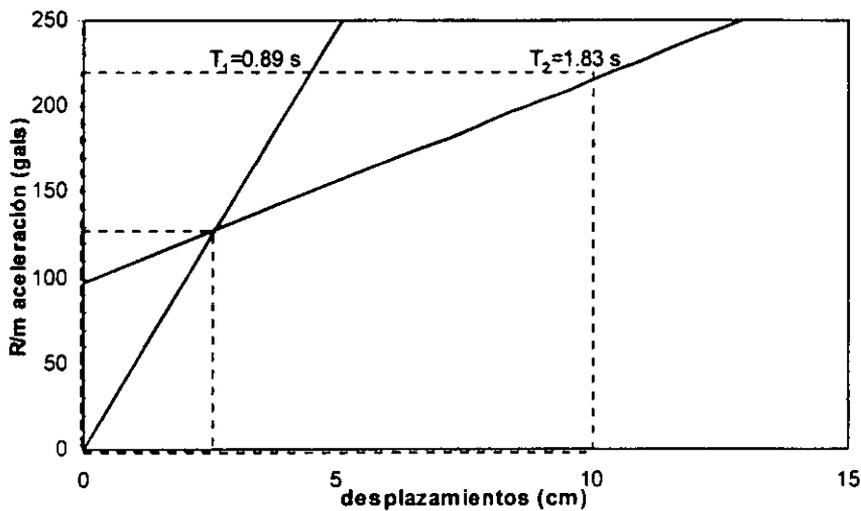


Figura 4.5. Obtención de la curva de comportamiento del sistema equivalente de 1GDL

Una vez determinado el punto de comportamiento del sistema equivalente, se determinó el valor de R/m en el estado límite, siendo de 215 gal. Con este valor se define el cortante basal último con el que se empuja a la estructura, para desarrollar la ductilidad de cuatro con el comportamiento bilineal definido y poder encontrar las demandas de ductilidad local en los elementos dañados y los elementos mecánicos en los otros elementos estructurales, necesarios para poder diseñarlos de acuerdo con un criterio definido.

De la fig 4.5, se obtuvieron los valores de R/m del sistema, asociadas a los estados elástico y último. Estas valores se transforman en la configuración de fuerzas laterales que se le aplican a la estructura para sus análisis elásticos estáticos.

Para el estado elástico se obtuvo un cortante basal de 119.73 ton. y para el estado último 201.11 ton. Para realizar los análisis laterales, estos cortantes basales se distribuyeron en su altura utilizando la distribución simplificada reglamentaria (RCDF, 1993) ec 4.4.

$$F_i = \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} \cdot w_i \cdot \frac{R/m}{g} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

**Tabla 4.1 Distribución de fuerzas para el estado elástico.**

R/m <sub>1</sub> = 128 gals      R/m <sub>1</sub>/g = 128gals/981gals = 0.1347

Entrepiso	W <sub>i</sub> ton.	h <sub>i</sub> m.	W <sub>i</sub> h <sub>i</sub> ton-m	F <sub>i</sub> ton
1	116.74	3.30	385.24	3.43
2	116.74	6.60	770.48	6.86
3	116.74	9.90	1155.72	10.30
4	116.74	13.20	1540.95	13.73
5	116.74	16.50	1926.19	17.16
6	116.74	19.80	2311.43	20.59
7	116.74	23.10	2696.67	24.02
8	100.49	26.40	2653.02	23.63
Σ=	917.67 ton		13439.70 ton-m	V <sub>b</sub> =119.73 ton

**Tabla 4.2 Distribución de fuerzas para el estado último.**

R/m <sub>2</sub> = 215 gals      R/m <sub>2</sub>/g = 215gals/981gals = 0.2191

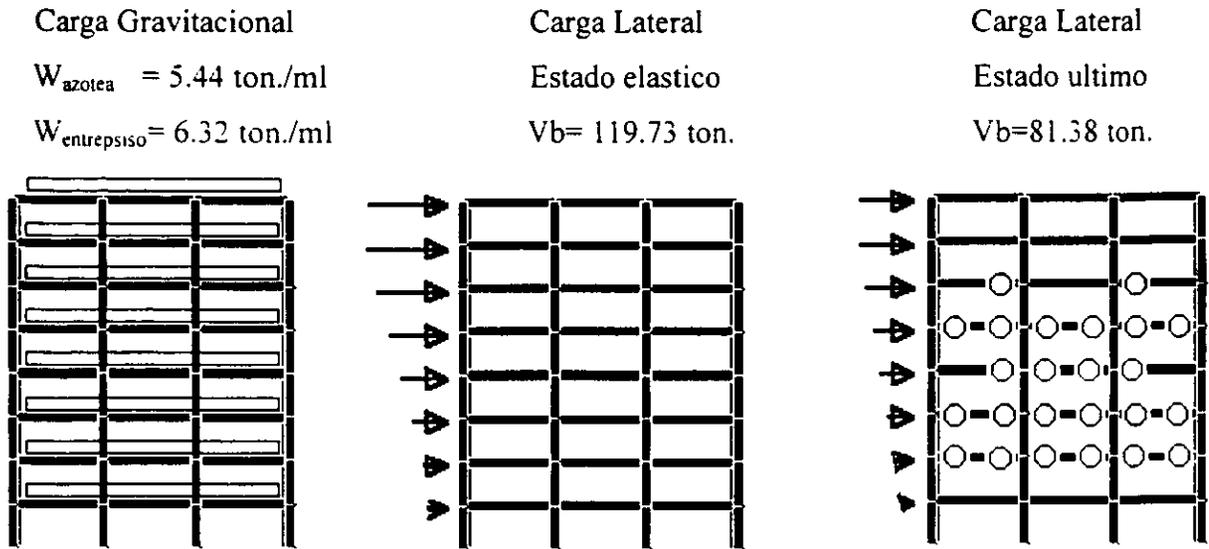
Entrepiso	W <sub>i</sub> ton.	h <sub>i</sub> m.	W <sub>i</sub> h <sub>i</sub> ton-m	F <sub>i</sub> ton
1	116.74	3.30	385.24	5.76
2	116.74	6.60	770.48	11.53
3	116.74	9.90	1155.72	17.29
4	116.74	13.20	1540.95	23.06
5	116.74	16.50	1926.19	28.82
6	116.74	19.80	2311.43	34.59
7	116.74	23.10	2696.67	40.35
8	100.49	26.40	2653.02	39.70
Σ=	917.67 ton		13439.70 ton-m	V <sub>b</sub> =201.11 ton

Una vez obtenidas la distribución de fuerzas para los estados elástico y último de la estructura, se procede a realizar el análisis estructural y obtener elementos mecánicos mediante la superposición de tres estados de carga. El primer análisis se realiza con las cargas gravitatorias que actúan en la estructura. El segundo con las cargas laterales obtenidas para el estado elástico. El tercer análisis se realiza con la diferencia de carga lateral entre el estado último y elástico, con la distribución de daño seleccionada, representada a través de articulaciones en los extremos de los elementos donde se requiere la aparición de articulaciones plásticas.

Al obtener los elementos mecánicos para cada uno de los tres análisis realizados, se procede a superponer los tres efectos, considerando la combinación más desfavorable que pueda ocurrir, hasta obtener los elementos mecánicos máximos que se presenten en cada uno de los elementos. Los elementos mecánicos actuantes así obtenidos serán las resistencias totales que deberán asignarse para asegurar que se obtendrá el comportamiento y distribución de daño requerida.

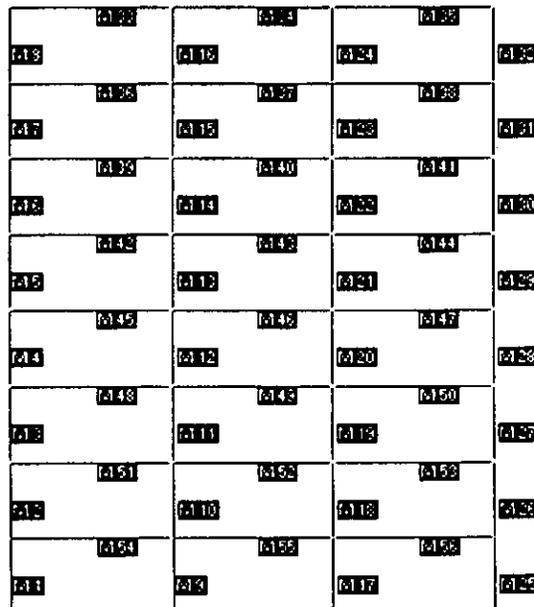
Los estados de carga utilizados para esta ejemplo de aplicación, son los que se muestran en la fig 4.6.

Los resultados obtenidos de los tres análisis anteriores y la superposición de estos efectos, para cada elemento en cada uno de sus extremos, se listan en la tabla 4.3. Los resultados numéricos mostrados en la tabla 4.3, corresponden a los valores algebraicos de los momentos flexionantes obtenidos en cada análisis y las combinaciones de estos, obteniéndose el momento máximo positivo y negativo que se presentan al sumarse los tres estados de carga en cada extremo de los elementos.



**Figura 4.6. Estados de carga utilizadas en el ejemplo de aplicación.**

En la fig 4.7, se muestra la numeración de los elementos utilizada en este ejemplo de aplicación.



**Figura 4.7. Numeración de elementos utilizada.**

Tabla 4.3. Momentos flexionantes en columnas

Elem.		Gravit.	Lat. Elast.	Lat. Último	Mom. Min.	Mom. Max	Elem.		Gravit.	Lat. Elast.	Lat. Último	Mom. Min.	Mom. Max
1	I	4.59	-80.95	-80.59	-156.96	4.59	2	I	14.34	-43.01	-113.85	-142.52	14.34
	J	-10.45	5.40	-37.91	-42.96	-5.05		J	-13.45	27.14	-65.37	-51.69	13.68
3	I	13.10	-31.15	-65.37	-83.42	13.10	4	I	13.99	-24.12	-7.01	-17.14	13.99
	J	-13.54	32.60	-7.01	-13.54	19.06		J	-14.13	32.67	78.98	-14.13	97.52
5	I	14.31	-18.01	-24.64	-28.35	14.31	6	I	14.76	-11.48	57.62	3.28	60.90
	J	-14.40	30.64	57.62	-14.40	73.86		J	-15.12	27.03	78.75	-15.12	90.66
7	I	14.43	-4.70	34.48	9.73	44.21	8	I	17.34	2.02	12.64	17.34	32.00
	J	-13.17	22.27	43.99	-13.17	53.09		J	-23.92	11.06	13.64	-23.92	0.78
9	I	0.01	-88.52	-95.51	-184.02	0.01	10	I	0.32	-68.41	-143.13	-211.22	0.32
	J	-0.03	22.63	-3.92	-0.03	22.60		J	-0.67	53.29	-61.18	-8.56	52.62
11	I	1.08	-57.75	-61.18	-117.85	1.08	12	I	1.51	-49.61	3.18	-48.10	1.51
	J	-1.24	59.02	3.18	-1.24	60.97		J	-1.68	57.14	28.38	-1.68	83.84
13	I	1.92	-40.54	28.38	-38.62	1.92	14	I	2.23	-30.10	41.90	-27.87	14.03
	J	-2.05	51.71	41.90	-2.05	91.56		J	-2.32	43.98	97.31	-2.32	138.98
15	I	2.40	-18.33	15.87	-15.93	2.40	16	I	2.95	-7.88	-0.15	-5.09	2.95
	J	-2.42	33.32	59.81	-2.42	90.72		J	-3.62	22.07	25.35	-3.62	43.80
17	I	-0.01	-88.52	-95.51	-184.05	-0.01	18	I	-0.32	-68.41	-143.13	-211.86	-0.32
	J	0.03	22.63	-3.92	0.03	22.66		J	0.67	53.29	-61.18	-7.22	53.96
19	I	-1.08	-57.75	-61.18	-120.00	-1.08	20	I	-1.51	-49.61	3.18	-51.11	-1.51
	J	1.24	59.02	3.18	1.24	63.45		J	1.68	57.14	28.38	1.68	87.20
21	I	-1.92	-40.54	28.38	-42.46	-1.92	22	I	-2.23	-30.10	41.90	-32.33	9.58
	J	2.05	51.71	41.90	2.05	95.66		J	2.32	43.98	97.31	2.32	143.61
23	I	-2.40	-18.33	15.87	-20.73	-2.40	24	I	-2.95	-7.88	-0.15	-10.99	-2.95
	J	2.42	33.32	59.81	2.42	95.55		J	3.62	22.07	25.35	3.62	51.04
25	I	-4.59	-80.95	-80.59	-166.13	-4.59	26	I	-14.34	-43.01	-113.85	-171.20	-14.34
	J	10.45	5.40	-37.91	-22.07	15.84		J	13.45	27.14	-65.37	-24.78	40.59
27	I	-13.10	-31.15	-65.37	-109.62	-13.10	28	I	-13.99	-24.12	-7.01	-45.12	-13.99
	J	13.54	32.60	-7.01	13.54	46.14		J	14.13	32.67	78.98	14.13	125.78
29	I	-14.31	-18.01	-24.64	-56.96	-14.31	30	I	-14.76	-11.48	57.62	-26.23	31.39
	J	14.40	30.64	57.62	14.40	102.66		J	15.12	27.03	78.75	15.12	120.90
31	I	-14.43	-4.70	34.48	-19.12	15.36	32	I	-17.34	2.02	12.64	-17.34	-2.68
	J	13.17	22.27	43.99	13.17	79.42		J	23.92	11.06	13.64	23.92	48.62

**Tabla 4.3. (continuación). Momentos flexionantes en vigas**

Elem.		Gravit.	Lat. Elast.	Lat. Ultimo	Mom. Min.	Mom. Max.	Elem.		Gravit.	Lat. Elast.	Lat. Ultimo	Mom. Min.	Mom. Max.
33	I	-23.92	11.06	13.64	-23.92	0.78	34	I	-21.83	12.11	12.70	-21.83	2.98
	J	-18.22	-9.96	-12.65	-40.83	-18.22		J	-21.83	-12.11	-12.70	-46.64	-21.83
35	I	-18.22	9.96	12.65	-18.22	4.40	36	I	-30.50	20.24	31.35	-30.50	21.09
	J	-23.92	-11.06	-13.64	-48.62	-23.92		J	-20.22	-19.41	-30.10	-69.73	-20.22
37	I	-25.58	21.79	29.87	-25.58	26.07	38	I	-20.22	19.41	30.10	-20.22	29.30
	J	-25.58	-21.79	-29.87	-77.24	-25.58		J	-30.50	-20.24	-31.35	-82.10	-30.50
39	I	-29.55	31.72	44.28	-29.55	46.45	40	I	-25.59	32.03	81.44	-25.59	87.88
	J	-20.87	-30.28	0.00	-51.15	-20.87		J	-25.59	-32.03	-81.44	-139.05	-25.59
41	I	-20.87	30.28	0.00	-20.87	9.42	42	I	-29.15	42.12	0.00	-29.15	12.96
	J	-29.55	-31.72	-44.28	-105.55	-29.55		J	-21.33	-40.29	0.00	-61.62	-21.33
43	I	-25.61	41.52	0.00	-25.61	15.91	44	I	-21.33	40.29	0.00	-21.33	18.96
	J	-25.61	-41.52	0.00	-67.13	-25.61		J	-29.15	-42.12	0.00	-71.27	-29.15
45	I	-28.43	50.69	103.62	-28.43	125.88	46	I	-25.64	49.16	0.00	-25.64	23.52
	J	-22.04	-48.51	0.00	-70.55	-22.04		J	-25.64	-49.16	0.00	-74.80	-25.64
47	I	-22.04	48.51	0.00	-22.04	26.47	48	I	-27.53	56.72	0.00	-27.53	29.19
	J	-28.43	-50.69	-103.62	-182.74	-28.43		J	-22.93	-54.31	0.00	-77.24	-22.93
49	I	-25.68	54.32	0.00	-25.68	28.64	50	I	-22.93	54.31	0.00	-22.93	31.38
	J	-25.68	-54.32	0.00	-80.00	-25.68		J	-27.53	-56.72	0.00	-84.26	-27.53
51	I	-26.55	58.28	0.00	-26.55	31.73	52	I	-25.72	55.21	0.00	-25.72	29.49
	J	-23.97	-55.83	0.00	-79.80	-23.97		J	-25.72	-55.21	0.00	-80.93	-25.72
53	I	-23.97	55.83	0.00	-23.97	31.85	54	I	-24.79	48.41	75.94	-24.79	99.56
	J	-26.55	-58.28	0.00	-84.84	-26.55		J	-25.45	-46.13	-71.45	-143.03	-25.45
55	I	-25.80	44.91	67.76	-25.80	86.87	56	I	-25.45	46.13	71.45	-25.45	92.13
	J	-25.80	-44.91	-67.76	-138.47	-25.80		J	-24.79	-48.41	-75.94	-149.14	-24.79

Dado que las resistencias así obtenidas llevarían a diferentes diseños para cada elemento estructural, lo cual no es práctico, en este trabajo se uniformizaron los valores de resistencias que se mostraron en la tabla anterior, hasta obtener grupos más regulares de resistencias a flexión.

Para formar estos grupos, se tomó en cuenta la inversión de momentos que sucede en los elementos, por el hecho de considerar que las cargas laterales pudiesen actuar en sentido contrario a las supuestas en los análisis.

Al ser la estructura considerada regular en planta y elevación en el modelo estudiado, se consideraron simétricos los efectos de las cargas reversibles y así se tomó en cuenta para determinar los efectos máximos que pudiesen ocurrir en los elementos

estructurales. Los grupos uniformizados de resistencias obtenidos se muestran en la tabla 4.4.

**Tabla 4.4. Resistencias nominales a flexión de diseño. (ton-m)**

Nivel	Columnas		Trabes											
			Izquierda				Central				Derecha			
			I		J		I		j		I		J	
	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-		
1	200	200	100	150	100	150	90	140	90	140	100	150	100	150
2	200	200	30	85	30	80	30	80	30	80	30	80	30	85
3	120	120	30	85	30	80	30	80	30	80	30	80	30	85
4	120	120	125	180	25	70	25	75	25	75	25	70	125	180
5	100	100	15	70	20	60	15	70	15	70	20	60	15	70
6	150	150	50	105	10	50	90	140	90	140	10	50	50	105
7	100	100	30	80	30	80	30	80	30	80	30	80	30	80
8	50	50	20	50	20	50	20	50	20	50	20	50	20	50

Cabe señalar, que las resistencias que se muestran en la tabla anterior son resistencias nominales que se deberán proporcionar, para lograr la distribución de articulaciones propuestas. Para el cálculo de los armados se deberán tomar en cuenta las posibles fuentes de sobrerresistencia de los materiales y las secciones geométricas que se propusieron en un inicio en el prediseño de la estructura.

### 4.3.- Resultados de la Evaluación Simplificada.

Para demostrar la validez de este diseño se efectuó un análisis no lineal aproximado con el método de evaluación propuesto por Ayala (1999), descrito en el capítulo anterior. Siguiendo la metodología descrita se efectuó un análisis no lineal estático, tomando como nudo característico de desplazamiento el nudo 36 correspondiente a la azotea del edificio, fig 4.8.

Para realizar este análisis se utilizaron los valores de resistencias de los elementos, obtenidos en la fase de diseño considerando que esas resistencias incluyen los efectos de sobrerresistencia, así como con las secciones geométricas propuestas.

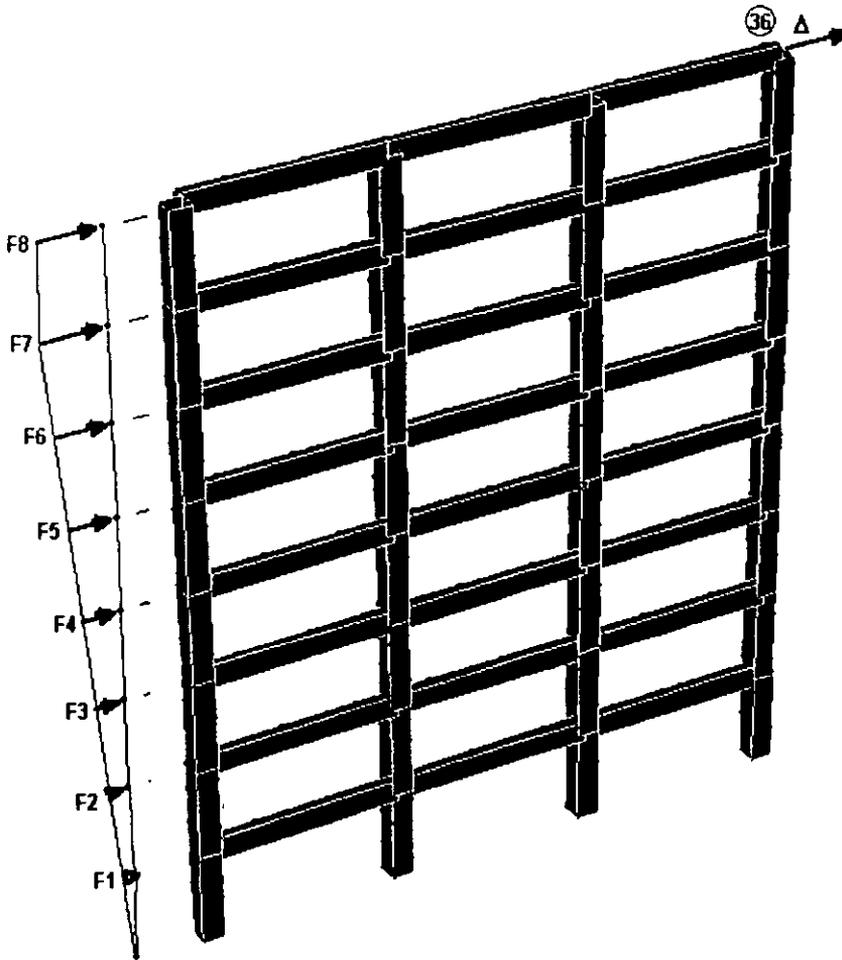


Figura 4.8 Modelo utilizado para el análisis de empujón.

La distribución de la fuerza lateral utilizada para el análisis estático no lineal, fue obtenida sin considerar la degradación de rigidez de la estructura y con el criterio de distribución de cargas equivalentes obtenidos a partir de su modo fundamental de vibrar.

En la fig 4.9, se muestra la curva de capacidad obtenida de la estructura cuando es empujada con la distribución de fuerzas propuesta. Esta curva de capacidad se aproximó por una curva bilineal, para poder calcular las propiedades del sistema equivalente de 1GDL.

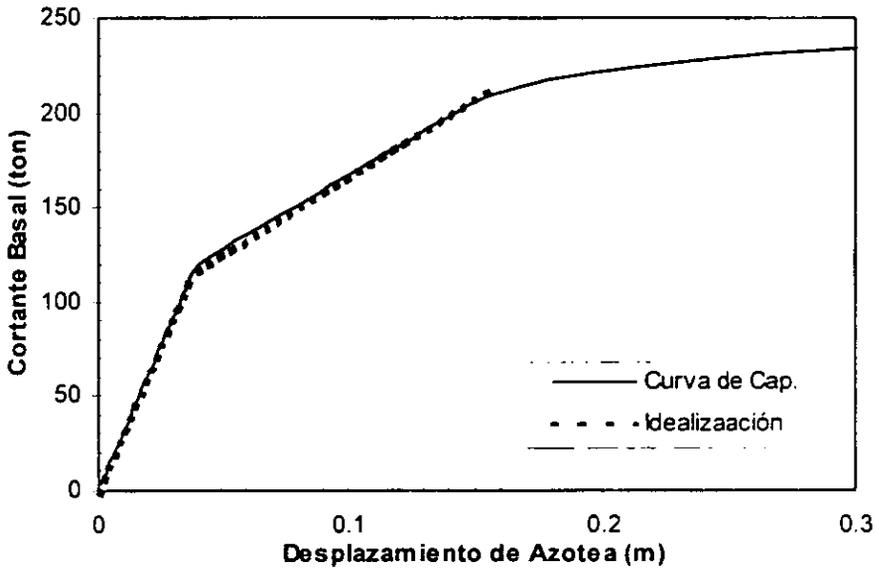


Figura 4.9. Curva de capacidad e idealización.

Esta curva de capacidad idealizada (cortante basal contra desplazamiento de azotea), se transformó primeramente al espacio  $S_a$  contra  $S_d$  y se determinaron los parámetros necesarios para realizar el análisis no lineal paso a paso del sistema equivalente bilineal, utilizando el mismo registro sísmico que se utilizó en el proceso de diseño (SCT-EW 1985). Los parámetros utilizados fueron los siguientes:

$$\begin{aligned}
 m &= 44.34 \text{ ton-seg}^2/\text{m} \\
 K_{\text{elástica}} &= 2311.31 \text{ ton/m} \\
 K_{\text{inelástica}} &= 627.76 \text{ ton/m} \\
 V_y &= 71.21 \text{ ton.} \\
 \xi &= 5\%
 \end{aligned}$$

Al someter al sistema equivalente de 1GDL al registro sísmico, se pudo determinar el desplazamiento espectral máximo que ocurre en él, el cual resultó ser de:

$$S_d = 0.053 \text{ m}$$

El desplazamiento espectral encontrado, se transformó al desplazamiento máximo del sistema de MGD, multiplicándolo por las contribuciones de los factores de participación modal del nivel de azotea, en el modo fundamental, en su rango elástico e inelástico.

$$PF_{\text{elástico}} = 1.2979$$

$$PF_{\text{inelástico}} = 1.2365$$

$$Sd_{\text{elástico sistema eq.}} = 0.0308 \text{ m.}$$

$$Sd_{\text{último sistema eq.}} = 0.0530 \text{ m.}$$

$$\Delta_{\text{azotea}} = (1.2979 * 0.0308) + ((0.0530 - 0.0308) * 1.2365)$$

$$\Delta_{\text{azotea}} = 0.068 \text{ m.}$$

Una vez que se calculó el desplazamiento máximo de azotea del sistema de MGD la estructura se empujó de nuevo hasta que el desplazamiento calculado fue alcanzado por el nudo que caracteriza el desplazamiento de la estructura. Obtenido este desplazamiento se procedió a revisar la distribución de articulaciones plásticas, y los niveles de desplazamiento y distorsiones de entrepiso.

La distribución de articulaciones plásticas obtenidas con este método de evaluación, fue igual a la propuesta originalmente como estado límite para esta estructura diseñada, fig 4.10.

#### 4.4.- Resultados del Análisis no Lineal Paso a Paso.

Para determinar la respuesta no lineal paso a paso, del marco estudiado de ocho niveles, se utilizó el programa de análisis "DRAIN 2DX". El procedimiento que emplea este programa para calcular la respuesta no lineal de la estructura, consiste en resolver la ecuación de movimiento (ec 4.5), a través de un método de integración numérica (método de aceleración constante) para cada paso de tiempo.

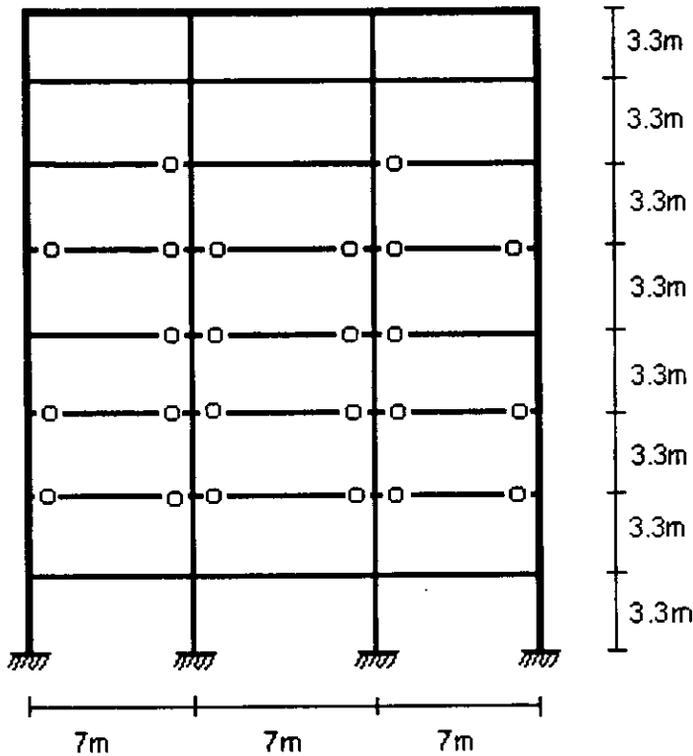


Figura 4.10 Distribución de daño obtenida con el método de evaluación.

$$[M]\ddot{x} + [C]\dot{x} + [K]x = [M]\ddot{u}_g \quad (\text{Ec. 4.5})$$

donde:

$[M]$  = Matriz de masas.

$[C]$  = Matriz de amortiguamiento.

$[K]$  = Matriz de rigidez

$x$  = Desplazamiento del sistema

$\ddot{u}_g$  = Aceleración del terreno

Los elementos estructurales se modelaron como "elementos viga columna" considerando las resistencias que se obtuvieron en la fase de diseño. Se utilizó también en este análisis, el mismo registro sísmico que en la fase de diseño y evaluación simplificada (SCT-EW 1985), para tener una misma base de comparación en los resultados.

La matriz de amortiguamiento se definió mediante el amortiguamiento proporcional de Rayleigh. Este amortiguamiento proporcional a la matriz de masa y de rigidez, queda definido de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (\text{Ec. 4.6})$$

Los factores de proporcionalidad con la matriz de masas y rigidez, se calcularon como sigue:

$$\begin{bmatrix} \zeta_m \\ \zeta_n \end{bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/w_m & w_m \\ 1/w_n & w_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma \\ \tau \end{bmatrix} \quad (\text{Ec. 4.7})$$

donde:

$\zeta_m$  = Porcentaje de amortiguamiento critico viscoso para el modo m.

$\zeta_n$  = Porcentaje de amortiguamiento critico viscoso para el modo n.

$\omega_m$  = Frecuencia correspondiente al modo m.

$\omega_n$  = Frecuencia correspondiente al modo m.

Para este trabajo se consideraron las frecuencias correspondientes al primero y cuarto modo, con una razón de amortiguamiento constante del 5%, definiéndose así las constantes de proporcionalidad,  $\alpha$  y  $\beta$ , respectivamente como sigue:

$$\sigma = 0.652836$$

$$\tau = 0.001365$$

De este análisis dinámico no lineal, se determinó el desplazamiento máximo de la estructura, siendo este desplazamiento de 0.0644m. Se calculo también la historia de los elementos mecánicos en los elementos, para determinar así la distribución y magnitud de las articulaciones plásticas presentes en la estructura al ser sometida a la excitación sísmica.

La distribución de las articulaciones obtenidas a partir de este análisis se muestran en la figura 4.11.

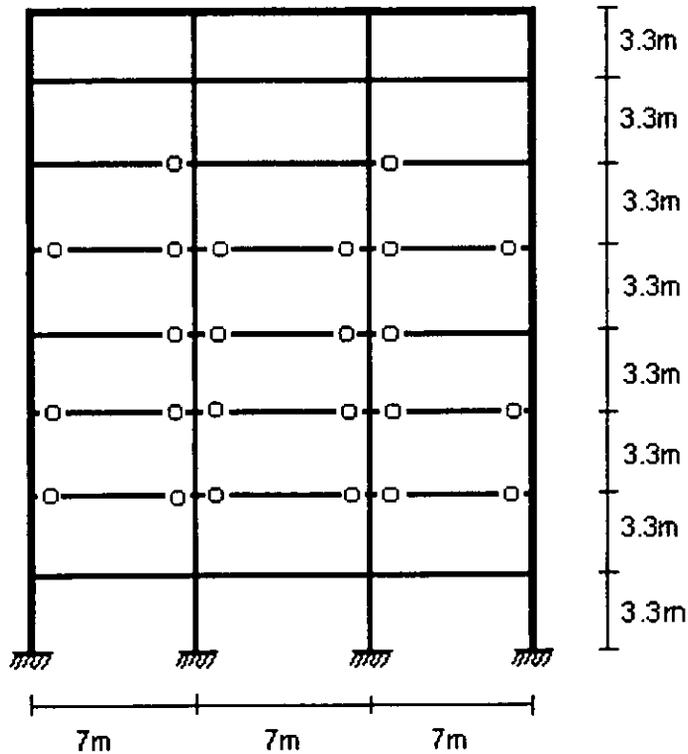


Figura 4.11 Distribución de daño obtenida con análisis dinámico paso a paso.

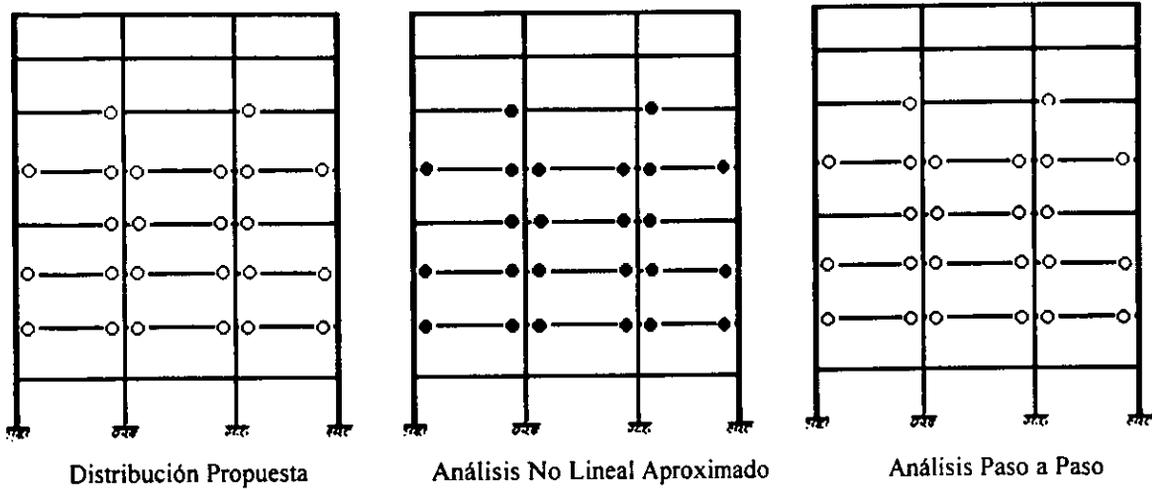
#### 4.5.- Resumen de Resultados.

##### 4.5.1 Distribución de daño.

La distribución de daño propuesta que se pretendía lograr en un principio en el diseño de este edificio, se verificó a través de dos métodos. El primero un método de análisis no lineal simplificado (Ayala 1999), y el segundo, un análisis no lineal paso a paso, realizado con el programa DRAIN-2DX.

Como ya se observó en el capítulo anterior, los resultados obtenidos con el método de diseño sísmico por desempeño propuesto son bastante aceptables. En la fig 4.12 se puede observar que la distribución de daño obtenida a través de los dos procedimientos de

evaluación de la respuesta inelásticas, es igual a la propuesta del comportamiento objetivo planteado. En estas distribuciones existen algunas diferencias con relación a la cantidad de rotación plástica que se obtuvieron con los diferentes métodos de evaluación. Esto debido a la naturaleza de los métodos utilizados.



**Figura 4.12 Comparación de las distribuciones de articulaciones plásticas.**

*4.5.2 Desplazamientos.*

Los resultados de los desplazamientos y distorsiones de entrepiso se muestran en las figs 4.13 y 4.14 para el caso de la evaluación simplificada y, 4.15 y 4.16 para el análisis no lineal paso a paso.

*4.5.3 Curvas de capacidad.*

Los momentos flexionantes resistentes obtenidos en este capítulo, difieren a los correspondientes a un diseño tradicional en cuanto a la distribución decreciente de resistencias conforme aumenta la altura de sus elementos, puesto que los elementos se diseñan muy particularmente para reproducir el comportamiento propuesto. Como ya se comentó previamente, esto hace evidente la necesidad de uniformizar los valores de resistencia de los elementos, hasta obtener grupos de resistencias más uniformes y viables

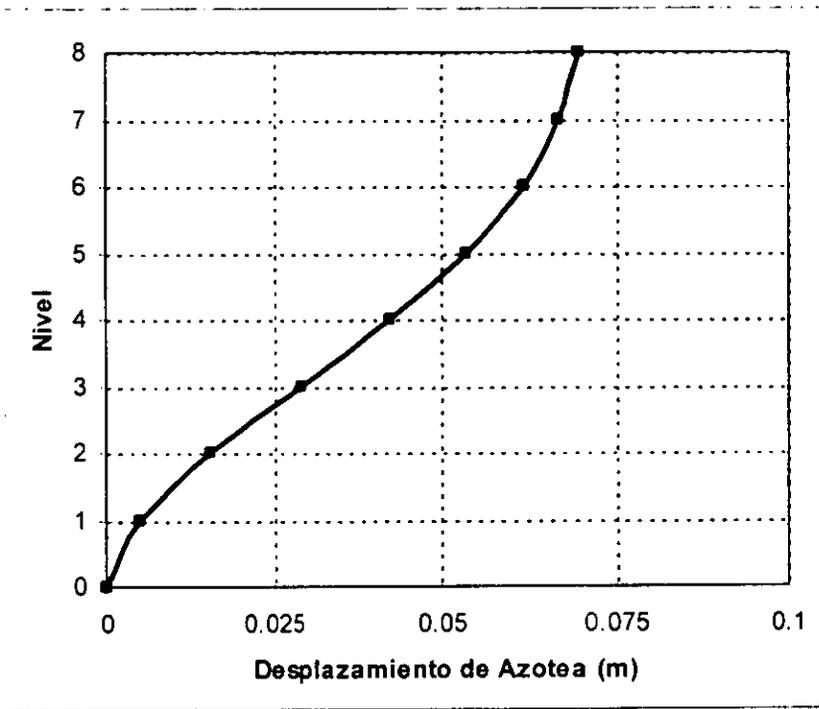


Figura 4.13 Desplazamientos laterales obtenidos del método de evaluación aproximado

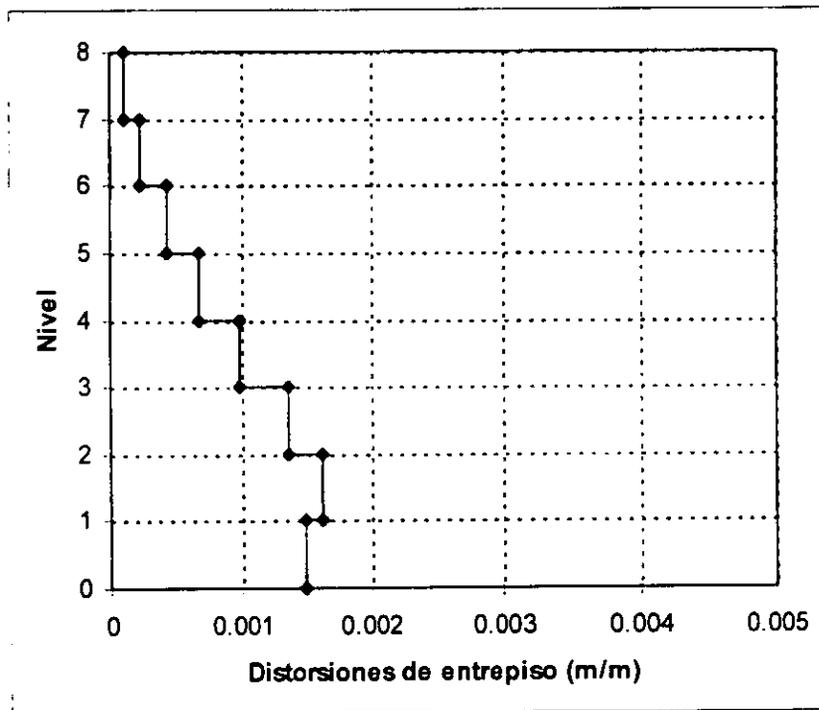


Figura 4.14 Distorsiones de entrepiso obtenidos del método de evaluación aproximado

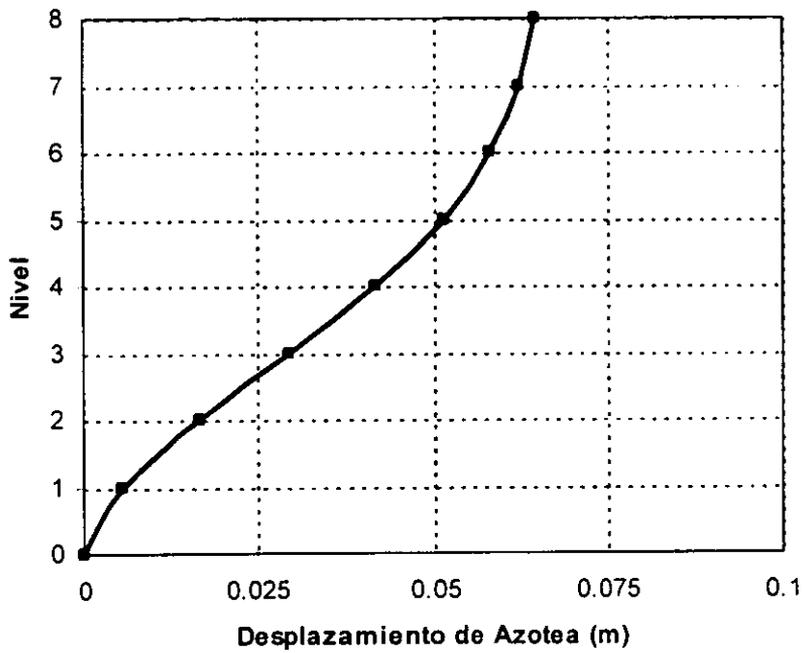


Figura 4.15 Desplazamientos laterales obtenidos del análisis no lineal paso a paso.

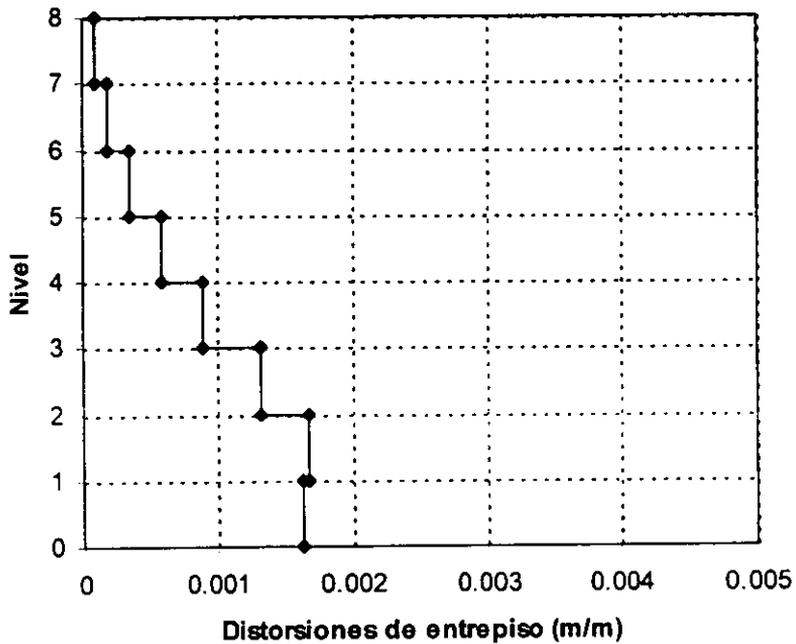


Figura 4.16 Distorsiones de entrepiso obtenidos del análisis no lineal paso a paso.

de construir, pero sin dejar de tomar en cuenta que se deberán proporcionar las resistencias de diseño adecuadas para que produzcan el estado límite objetivo.

Una manera de estimar aproximadamente que el estado límite propuesto se logra es comparando la curva de comportamiento del diseño con la del comportamiento objetivo y verificar que la curva de comportamiento objetivo, para un determinado desempeño, se logre adecuadamente una vez finalizado el diseño.

En el caso estudiado se puede observar en la fig 4.17 que las dos curvas son parecidas (la construida para el diseño y la obtenida de la evaluación). Como era de esperarse las rigideces iniciales son prácticamente las mismas y una vez que se llega al punto de fluencia se logra obtener la rigidez postfluencia que se esperaba. Particularmente el hecho de lograr una misma rigidez de postfluencia no significa que la distribución de daño asociada el estado límite seleccionado se haya logrado, únicamente garantiza que el espectro de demanda utilizado es adecuado. Para verificar la distribución de daño será necesario, como se mencionó anteriormente, utilizar algún método de evaluación de la respuesta inelástica de la estructura.

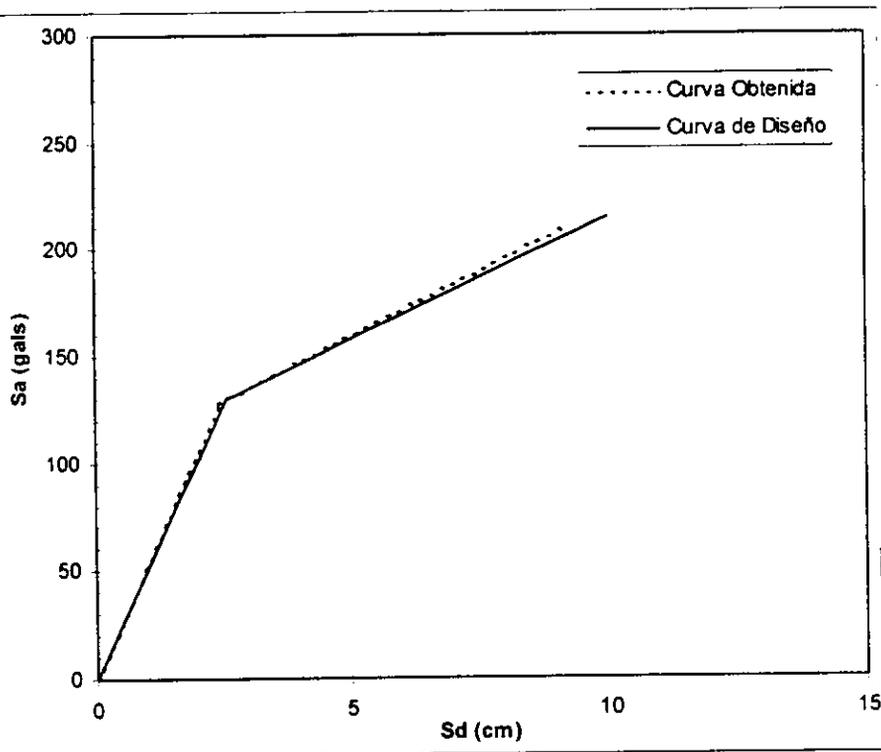


Figura 4.17 Curvas de comportamiento.

## **5. - CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

En este trabajo se presenta un método de diseño por desempeño que puede considerarse para fines prácticos, como el proceso inverso del método de evaluación sísmica propuesto por Ayala (1999). A pesar de que el método se encuentra aún en proceso de desarrollo, los resultados hasta ahora obtenidos son promisorios, requiriéndose sin embargo un mayor esfuerzo de validación, diseñando edificios para otros índices de desempeño objetivos.

El procedimiento descrito en este trabajo, se enfoca principalmente a proponer una metodología que relaciona los diferentes niveles de funcionalidad (niveles de desempeño), con las diferentes intensidades sísmicas a las que se puede ver sujeta una estructura (niveles de diseño sísmico). El trabajo hasta ahora desarrollado requiere de la utilización de algún espectro de demanda que se considere representativo del nivel de diseño sísmico para el que se quiera diseñar y de los parámetros que definan un nivel de desempeño preestablecido.

## 5.1.- Conclusiones.

Entre las conclusiones más relevantes producto de esta investigación, se tienen las siguientes:

1.-Una característica importante de este método, es que permite revisar si un estado límite en particular es posible de alcanzarse para un valor determinado de algún índice de desempeño asociado al nivel de desempeño considerado. En casos donde esto no sea posible, se deberán hacer los ajustes necesarios en el proceso de diseño para poder lograr los objetivos globales de desempeño.

Con este procedimiento, se puede inferir que habrá ocasiones en que una estructura no pueda alcanzar un determinado valor de un índice de desempeño y una distribución de daño asignada simultáneamente. Por esto, se puede concluir que no todas las estructuras son capaces de alcanzar cualquier nivel de desempeño, cuando existen restricciones en los índices de desempeño que intentan controlar su comportamiento. Por lo tanto, para ser congruentes con la selección de los estados límites e índices de desempeño correspondientes hay que tener cuenta las limitaciones propias del estado de funcionalidad de la estructura.

Los procedimientos actuales de diseño sísmico no permiten conocer el comportamiento real de las estructuras. En este trabajo se presenta un procedimiento que, implícitamente en el proceso de diseño, contempla los estados límites que se permitan puedan presentarse en una estructura y ayude en la selección de las alternativas que mejoren el comportamiento de esta.

2.-De los resultados de este procedimiento, es posible calcular aproximadamente los desplazamientos resultantes de un diseño, para un determinado índice de desempeño y una demanda sísmica dada. Es decir, se puede observar directamente al obtener los niveles de fuerzas, si es conveniente o no llegar a la distribución de daño propuesta, puesto que a pesar de que se pudiese cumplir con esta,

probablemente las demandas de rotación inelásticas en los elementos donde se distribuyeron las articulaciones plásticas, serían excesivas debido a grandes desplazamientos de la estructura.

3.-Ya que existe una relación directa entre los desplazamientos y distorsiones de entrepiso con el daño observado en las estructuras, con este procedimiento es posible limitar estos parámetros y poder decidir si un nivel de desempeño se puede lograr bajo una cierta demanda sísmica, y determinar que objetivo de comportamiento puede alcanzar una determinada estructura.

4.-Hasta ahora, con el estado de desarrollo de este procedimiento de diseño, no es posible controlar de una manera directa la cantidad de rotaciones plásticas en los elementos, solamente la distribución de éstas. Una vez determinada la demanda de rotación en las secciones geométricas se decidirá si estas son aceptables o se deberán cambiar algunos parámetros de diseño que modifiquen la respuesta de la estructura.

5.- Si en la aplicación de este procedimiento de diseño no se utiliza como índice de desempeño la ductilidad, o algún otro índice que este relacionado con el desplazamiento, habrá que generar la historia de fuerzas y desplazamientos asociada al estado límite de la estructura. De esta manera quedaran definidos los dos niveles de carga necesarios para los análisis de carga lateral.

6.-Los resultados obtenidos con este procedimiento, sugieren que en un futuro próximo será necesario considerar de manera más directa la rigidez de postfluencia de las estructuras, para poder obtener espectros de demanda de diseño que tomen en cuenta este aspecto. Además, si se pretende lograr algún determinado objetivo de desempeño, y lograr los niveles de desempeño ante las diferentes intensidades sísmicas que se consideren, en los espectros de diseño a emplear, se deberán calcular las fuerzas asociadas a los estados límite elástico y último.

7.- Una vez concluido el diseño de la estructura, será necesario revisar si las secciones propuestas durante la etapa de prediseño, son capaces de desarrollar las resistencias que se demandan para cumplir con el estado límite propuesto. En caso de que se tengan que cambiar algunas secciones geométricas de los elementos de la estructura como parte de un proceso de optimización de ésta, se tendrán que revisar todos aquellos parámetros que influyan directamente en el comportamiento y verificar de nuevo los objetivos globales de diseño.

El objetivo principal de este trabajo fue el de contribuir a estimar de mejor manera el comportamiento de las estructuras, que es una de las metas del DSD, y se encaminó a desarrollar un procedimiento de diseño sísmico más transparente y entendible.

El autor cree firmemente en que este tipo de procedimientos predicen de mejor manera el comportamiento de las estructuras y que con su asociación a diferentes intensidades sísmicas se pueden lograr desarrollar filosofías de diseño más confiables y que contribuirán en gran medida a minimizar las pérdidas humanas y económicas que ocurren después de un evento sísmico.

Con los resultados hasta ahora obtenidos no es posible obtener una solución final al DSD, ya que en este trabajo solo se presenta un avance en los procedimientos de análisis a emplearse en el diseño sísmico de estructuras por desempeño.

## **5.2.- Recomendaciones.**

1.-Para aplicar este método a otros índices de desempeño, será necesario desarrollar las curvas de demanda sísmica para los diferentes niveles de desempeño objetivos. Por lo tanto, un trabajo futuro pudiese ser el cálculo de las curvas de demanda para los diferentes índices de comportamiento sísmico existentes y su adecuación dentro del contexto de este procedimiento de diseño.

2.- Cabe aclarar que para el diseño de una estructura, no es correcto utilizar como demanda sísmica de diseño el espectro correspondiente a un solo registro, ya que esto no es representativo de las demandas que la estructura pueda tener a lo largo de su vida útil. Sin embargo, ya que en este trabajo solo se intenta desarrollar y validar un procedimiento de diseño que involucre, implícitamente, una distribución de daño asociada a un estado límite y un índice de desempeño conocido, para una determinada demanda sísmica, se utilizó como ejemplo de la demanda un solo registro sísmico. De igual manera a falta de recomendaciones específicas en la definición del nivel de desempeño, se utilizó una distribución de daño hipotética.

3.- Un aspecto en el que se tendrá que hacer más investigación, es definir alguna manera de tomar en cuenta los modos superiores de vibrar dentro del procedimiento de diseño propuesto en este trabajo.

4.- Es necesario mayor trabajo de investigación, orientado a:

a) Estudios de confiabilidad que generen los escenarios de diseño, definiendo la confiabilidad asociada a los diferentes niveles de diseño sísmico y determinando los objetivos de desempeño para las estructuras.

b) La definición cuantitativa de los parámetros de diseño, involucrados en la determinación de los niveles de desempeño, para los diferentes tipos de estructuras; mismos que se deberán utilizar en este tipo de procedimientos de DSD.

c) Obtención del peligro sísmico, para la definición de las solicitaciones sísmicas que se requieren en este tipo de procedimientos de diseño. Con este tipo de estudios se podrán definir para un sitio particular y un periodo de exposición determinado, las demandas asociadas a distintas probabilidades de excedencia.

5.- Por último, para poder generar los escenarios de diseño y emitir recomendaciones completas con respecto a esta nueva tendencia de diseño sísmico, se requiere en general, de la integración de:

- a) Estudios de confiabilidad,
- b) Las definiciones de los estados límites con parámetros comunes de diseño,
- c) Los estudios de peligro sísmico y
- d) Los procedimientos de diseño de DSD.

Los objetivos y alcances de este trabajo se encuentran enmarcados dentro del último punto de los anteriores descritos.

ESTA FECHA NO DEBE  
SER DE LA BIBLIOTECA

## 6. - REFERENCIAS

1. **Ayala, G.** (1999) "Evaluación del desempeño sísmico de estructuras, un nuevo enfoque", conferencia de ingreso como Académico de Número, Academia Mexicana de Ingeniería, México.
2. **Calvi, G.M. y Kingsley, G.R.** (1995), "Displacement Based Seismic Design of Multi-Degree of Freedom Bridge Structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24 (9), pp 1247-1266.
3. **CSI** (1997), "SAP2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures", Computers and Structures, Inc, Berkeley, CA
4. **DDF** (1993), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias RCDF y NTC", Diario Oficial de la Federación. México.
5. **Federal Emergency Management Agency. NEHRP** (1997) "Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings". FEMA 273. Preparado por el Applied Technology Council.
6. **Gallego, M.** (2000): Comunicación personal. Instituto de Ingeniería, UNAM. México.
7. **Hamburger, R.** (1996). "Performance-Based Seismic Engineering: The Next Generation of Structural Engineering Practice". EQE publications.
8. **Kowalsky, M.J., Priestley, M.J.N. y MacRae G.A.** (1994), "Displacement-Based Design: A Methodology for Seismic Design Applied to Single Degree of Freedom Reinforced Concrete Structures", Structural System Research Project SSRP- 94/16. Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego, La Jolla, CA.
9. **Kowalsky, M.J. y Priestley, M.J.N.** (1997), "Experimental Verification of Direct Displacement-Based Design and Development of Approach for Multiple Degree of Freedom Systems", *Memorias de la National Seismic Conference on Bridges and Highways, Progress in Research and Practice*. Federal Highway Administration, Sacramento, CA, pp 651-665.

10. **Krawinkler, H.** (1997) "Research issues in performance based seismic engineering" en Fajfar, P. y Krawinkler, H. (EDS) (1997), "Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes" Memorias de Internatioal Conference at Bled, Slovenia. A.A. Balkema, Rotterdam Brookfield.
11. **Loera, S.** (1999); Comunicación personal. Instituto de Ingeniería, UNAM. México.
12. **Moehle, J.P.** (1992), "Displacement Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes". *Earthquake Spectra*, 8 (3), pp 403-428.
13. **Moehle, J.P.** (1996), "Displacement Based Seismic Design Criteria", Memorias de la 11th World Conference in Earthquake Engineering, Elsevier, Oxford, Inglaterra.
14. **Ocampo, E.** (2000). "Evaluación del comportamiento sísmico de un edificio de 8 niveles". tesina para obtener el grado de Maestría (Estructuras), DEPFI, UNAM, México.
15. **Ordaz, M. y Montoya, C.** (1999), "Degtra 2000 - Programa de Análisis Espectral de Señales - Ver.2.1.0", Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
16. **Otani, S.** (1997) "Development of Performance-Based Design Methodology in Japan" en Fajfar, P. y Krawinkler, H. (EDS) (1997), "Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes" Proceedings of Internatioal Conference at Bled, Slovenia. A.A. Balkema. Rotterdam Brookfield.
17. **Poland, C. y Hom, D.** (1997) "Opportunities and Pitfalls of Performance Based Seismic Engineering" en Fajfar, P. y Krawinkler, H. (EDS) (1997), "Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes" Proceedings of Internatioal Conference at Bled, Slovenia. A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield.
18. **Poland, C.** (1999), "Developing Performance-Based Engineering for use in Professional Practice". *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) Vol. 2 No. 1 Enero.*
19. **Prakash, V., Powell, G. y Campell S.** (1993), "DRAIN-2DX" Base Program Description and User Guide", version 1.10 Reporte No. UCB/SEMM-93/17. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de California en Berkeley.
20. **Priestley, M. y Calvi, G.** (1997) "Concepts and Procedures for Direct Displacement-Based Design and Assessment" en Fajfar, P. y Krawinkler, H. (EDS) (1997), "Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes" Proceedings of Internatioal Conference at Bled, Slovenia. A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield.
21. **Priestley, M.J.N.** (1993), "Myths and Fallacies in Earthquake Engineering – Conflicts between Design and Reality.", Memorias del Tom Paulay Symposium: Recent Developments in Lateral Force Transfer in Buildings, La Jolla, CA.
22. **Priestley, M., Kowalsky, M., Ranzo, G., y Benzoni, G.** (1996). "Preliminary Development of Direct Displacement-Based Design for Multi-Degree of Freedom Systems". Memorias de la 65<sup>th</sup> annual convention SEAOC, Maui, Hawaii. Octubre.
23. **Priestley, M.** (2000). "Performance Based Seismic Design" Memorias de la 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, Nueva Zelanda. February.
24. **Requena, M.** (1999), "Método Aproximado para la Evaluación del Comportamiento Sísmico de Edificios Altos". Tesis presentada en la DEPFI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), México.
25. **SEAOC.** (1995). Vision 2000 - "Performance Based Seismic Engineering of Buildings", Sacramento, California. Structural Engineers Association of California.

26. **Shibata, A. y Sozen, M.** (1976). "Substitute Structure Method for Seismic Desing in R/C". Journal of the Structural Division, ASCE, Enero.
27. **SSC** (1996). "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings". Informe no. 96-01. Seismic Safety Commission, State of California.