

01161



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y  
DOCTORADO EN INGENIERÍA**

**“PREDIMENSIONAMIENTO DE MARCOS REGULARES DE  
CONCRETO REFORZADO EN BASE A DESEMPEÑO SÍSMICO”**

**TESIS DE MAESTRÍA**

PRESENTADA AL PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

POR **ROGELIO SIMÓN VELÁZQUEZ**  
COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO  
DE MAESTRO EN INGENIERÍA  
(ESTRUCTURAS)

DIRECTOR DE TESIS: DR. AMADOR TERÁN GILMORE

CIUDAD UNIVERSITARIA AGOSTO DE 2005

m. 346998



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.

## DEDICATORIA

DEDICO ESTE TRABAJO A LAS PERSONAS QUE MÁS AMO Y RESPETO EN EL  
MUNDO:

A LAS DOS PERSONAS MÁS IMPORTANTES EN MI VIDA, GRACIAS POR SU AMOR  
INCONDICIONAL Y POR SU APOYO (MAMÁ FACU Y MAMÁ CELE), SIN USTEDES  
NADA TIENE SENTIDO.

A MI PAPÁ FULGENCIO POR ENSEÑARME QUE EL RESPETO Y EL CARIÑO SE  
GANAN DÍA A DÍA.

A MIS HERMANOS POR SER EL SOSTEN DE MIS SUEÑOS Y ESPERANZAS EN EL  
PRESENTE, PASADO Y FUTURO, GRACIAS AL DESTINO POR DARME LA  
OPORTUNIDAD DE TENERLOS POR SIEMPRE JUNTO A MI (CARLOS, TOÑO, ROSA,  
ISA, JASSO Y COCOL), NO PUEDO IMAGINAR MI VIDA SIN USTEDES AL LADO,  
GRACIAS POR ENSEÑARME A COMPARTIR MI FELICIDAD Y DARME UN LUGAR EN  
SU CORAZÓN.

NO NECESITO DECIRLES LO QUE YA SABEN, PERO USTEDES SON EL  
COMPLEMENTO PERFECTO EN VIDA YA QUE ME QUIEREN Y NO ME PUEDEN  
REGAÑAR. (ERY, KATY, PANZÓN, LALO, NAM-NAM, MARY Y BLANCA).

## AGRADECIMIENTOS

QUIERO AGRADECER A LA PERSONA QUE ME APOYÓ INCONDICIONALMENTE PARA SACAR ADELANTE ESTE PROYECTO DESDE SU INICIO AL DR. AMADOR TERÁN GILMORE POR SU ENSEÑANZA, CONOCIMIENTO Y SOBRE TODO POR SU AMISTAD A LO LARGO DE ESTOS 7 AÑOS (GRACIAS POR CONFIAR EN MI Y POR SU AYUDA EN LOS MOMENTOS DIFÍCILES).

AL M. EN I. GILBERTO RANGEL POR SU AYUDA NO SOLO EN LA REALIZACIÓN DE ESTA TESIS, SINO POR TODO EL TIEMPO DE ESTUDIOS Y AMISTAD QUE COMPARTIMOS EN LA UAM Y LA UNAM.

A LAS INSTITUCIONES QUE DIERON CLARIDAD Y SENTIDO A MI VIDA DE ESTUDIANTE, MI ETERNO AGRADECIMIENTO CON LA EDUCACIÓN PÚBLICA Y GRATUITA MUY EN ESPECIAL A LA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA Y A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO. (A TODOS LOS CONTRIBUYENTES POR HACER REALIDAD MUCHOS DE MIS SUEÑOS).

A LOS PROFESORES DR. OSCAR MANUEL GONZÁLEZ CUEVAS, DR. ARTURO TENA, DR. MANUEL RUÍZ SANDOVAL, M. EN I. BERNARDO GÓMEZ, E ING. ARTURO QUIROZ SOTO, POR SER SIN QUE LO SUPIERAN UN GRAN APOYO EN MI VIDA DE ESTUDIANTE.

NO PUEDO DEJAR LA OPURTINAD DE AGRADECER A TODAS LAS PERSONAS QUE FORMARON PARTE EN MI PROYECTO DE VIDA HASTA HOY MUY EN ESPECIAL A LOS AMIGOS DE TODA LA VIDA QUE AUNQUE YA NO LOS VEO SON PARTE DE MI PERSONA Y DE MI ALMA (OSCAR, JORGE, FERNANDO, VÍCTOR, CLAUDIA, ELIZABETH, TOÑO Y MANUEL).

A MIS COMPAÑEROS Y AMIGOS EFRAÍN GRAJALES, EDUARDO ARELLANO, Y GERARDO ARZATE.

A LOS INGENIEROS ROGELIO LÓPEZ, ALEJANDRO SALAZAR, Y JULIO CÉSAR ROLDAN POR SU ENSEÑANZA DENTRO DE LA INGENIERÍA PRÁCTICA, ESPERO CONTAR CON SU AMISTAD POR MUCHO TIEMPO.

A ROSARIO POR DARMER SU CONFIANZA, DEBES SABER FLACA QUE CONTEMPLAR EL CIELO A TÚ LADO NO TIENE COMPARACIÓN.

AL CONSEJO NACIONAL DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA (**CONACYT**) POR LA BECA OTORGADA PARA LA REALIZACIÓN DE MIS ESTUDIOS DE MAESTRÍA.

<b>Índice</b> .....	i
<b>Lista de figuras</b> .....	ii
<b>Lista de tablas</b> .....	iv
<b>1 Diseño por Desempeño</b>	
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Estado actual del diseño simorresistente.....	2
1.3 Etapas del diseño por desempeño.....	7
1.4 Algunas particularidades del diseño por desempeño.....	10
1.5 Metodologías de diseño sísmico propuestas recientemente.....	12
1.5.1 Propuesta de Qi y Moehle.....	13
1.5.2 Propuesta de Priestley.....	19
1.6 Etapas del diseño numérico por desempeño.....	23
1.7 Contribución de esta tesis.....	24
<b>2 Uso de espectros durante el prediseño de marcos de concreto reforzado.</b>	
2.1 Uso de sistemas de un grado de libertad.....	27
2.2 Significado físico de la energía.....	27
2.3 Índices de daño.....	30
2.3.1 Índice de daño de Park y Ang.....	30
2.3.2 Teoría de acumulación lineal de daño.....	31
2.3.3 Modelo de Terán y Jirsa.....	32
2.4 Uso de espectros dentro del contexto de un enfoque paramétrico.....	34
2.5 Espectros de ductilidad acumulada constante.....	38
2.6 Metodología propuesta para el prediseño de marcos regulares.....	41
2.6.1 Prediseño global.....	43
2.6.2 Diseño local preliminar.....	48
<b>3 Prediseño de marcos en suelo blando, ejemplo de aplicación.</b>	
3.1 Características generales del edificio.....	51
3.2 Prediseño global.....	54
3.3 Diseño local preliminar.....	57
<b>4 Desempeño sísmico</b>	
4.1 Modelo analítico.....	73
4.2 Características mecánicas del edificio.....	79
4.3 Desempeño sísmico del edificio.....	88
<b>5 Conclusiones</b>	
5.1 Resumen.....	94
5.2 Conclusiones.....	95

## Lista de Figuras

Figura 1.1 Metodología actual de diseño sismo-resistente.....	3
Figura 1.2 Espectros de aceleraciones para la zona de lago del D.F.....	5
Figura 1.3 Etapas del diseño por desempeño.....	8
Figura 1.4 Objetivos de diseño (Comité Visión 2000).....	12
Figura 1.5 Diseño sísmico basado en desplazamientos (Qi y Moehle 1991).....	18
Figura 1.6 Caracterización estructural de una estructura sismorresistente, Priestley.....	19
Figura 1.7 Secuencia propuesta por Priestley para la obtención de un sistema equivalente de un grado de libertad para el prediseño estructural.....	20
Figura 1.8 Obtención del periodo efectivo $T_e$ .....	21
Figura 2.1 Definición de resistencia y energía plástica.....	28
Figura 2.2 Demanda de energía plástica en sistemas de diferente resistencia.....	29
Figura 2.3 Método de la gota de lluvia.....	31
Figura 2.4 Valores límite para ductilidad cíclica plástica última.....	33
Figura 2.5 Espectros de respuesta para la componente EO del registro <i>STC</i> .....	37
Figura 2.6 Diagrama de flujo cualitativo de la metodología propuesta.....	42
Figura 2.7 Definiciones de desplazamiento.....	44
Figura 2.8 Obtención del periodo fundamental de vibración, $T_{SEG}$ .....	47
Figura 2.9 Obtención del cortante basal de diseño, $V_b$ .....	47
Figura 2.10 Diagrama de flujo cuantitativo para el prediseño global.....	48
Figura 3.1 Vista en elevación del edificio estudiado.....	51
Figura 3.2 Marco tipo del edificio estudiado.....	52
Figura 3.3 Altura libre de entrepiso.....	52
Figura 3.4 Determinación de $T_{SEG}$ a partir de espectro de desplazamiento de ductilidad acumulada constante.....	56
Figura 3.5 Determinación de $V_b$ a partir de espectro de resistencia de ductilidad acumulada constante.....	57
Figura 3.6 Flexión positiva y negativa en secciones de concreto reforzado.....	58
Figura 3.7 Distribución en altura de momentos de inercia en vigas.....	60
Figura 3.8 Tipos de viga utilizados en el edificio de 15 niveles.....	63
Figura 3.9 Esquema utilizado para la obtención de momentos de diseño en columnas.....	64
Figura 3.10 Tipos de columna utilizados en el edificio de 15 niveles.....	68
Figura 3.11 Diagrama de interacción obtenido para la columna tipo a.....	69
Figura 3.12 Diagrama de interacción obtenido para la columna tipo b.....	69
Figura 3.13 Localización de vigas y columnas.....	70
Figura 3.14 Armado de vigas para marco interno y externo.....	71
Figura 3.15 Armado de columnas para marco interno y externo.....	72
Figura 4.1 Curvas esfuerzo-deformación de los materiales estructurales.....	74
Figura 4.2 Modelo bi-lineal para la relación momento curvatura.....	75
Figura 4.3 Momentos de fluencia para marcos internos.....	76
Figura 4.4 Momentos de fluencia para marcos externos.....	76
Figura 4.5 Momentos de inercia de las vigas.....	77
Figura 4.6 Capacidades rotacional de las vigas.....	77
Figura 4.7 Idealización de diagrama de interacción momento-axial para columnas.....	78

## Lista de figuras

---

Figura 4.8 Curva desplazamiento de azotea vs. cortante basal.....	80
Figura 4.9 Desplazamientos de azotea resultantes del análisis Push-Over.....	81
Figura 4.10 Desplazamiento relativo de entrepiso $ID_{I_{max}}$ resultantes del análisis Push-Over...	81
Figura 4.11 Push-Over formación de rotulas plásticas para desplazamiento de azotea $\Delta_{TOP}$ 25 cm.....	83
Figura 4.12 Push-Over formación de rotulas plásticas para desplazamiento de azotea $\Delta_{TOP}$ 50 cm.....	84
Figura 4.13 Push-Over formación de rotulas plásticas para desplazamiento de azotea $\Delta_{TOP}$ 75 cm.....	85
Figura 4.14 Push-Over formación de rotulas plásticas para desplazamiento de azotea $\Delta_{TOP}$ 100 cm.....	86
Figura 4.15 Push-Over formación de rotulas plásticas para desplazamiento de azotea $\Delta_{TOP}$ 125 cm.....	87
Figura 4.16. Coeficientes de distorsión para edificio de 15 niveles.....	89
Figura 4.17 Demanda máxima de rotación positiva para edificio de 15 niveles.....	90
Figura 4.18 Demanda máxima de rotación negativa para edificio de 15 niveles.....	91
Figura 4.19 Demanda acumulada de rotación para edificio de 15 niveles.....	91
Figura 4.20 Índice de daño presentado para el edificio de 15 niveles.....	92
Figura 4.21 Niveles esperados de daño para SE1GL con $T_g = 2$ seg.....	93

## Lista de Tablas

Tabla 1.1 Parámetros para establecer los espectros de aceleraciones para la zona de lago del D.F .....	5
Tabla 1.2 Niveles sísmicos de diseño (Comité Visión 2000).....	11
Tabla 2.1 Valores de $\beta$ para el índice de Park y Ang .....	31
Tabla 2.2 Acelerogramas utilizados para la elaboración de Espectros de ductilidad acumulada constante .....	39
Tabla 2.3 Distorsión de entrepiso que causa daño en elementos estructurales.....	45
Tabla 2.4 Distorsión de entrepiso que causa daño en elementos no estructurales.....	45
Tabla 2.5 Propiedades estructurales para secciones de concreto reforzado en función de su nivel de agrietamiento (Paulay 1996).....	49
Tabla 3.1 Cargas para edificio de 15 niveles.....	53
Tabla 3.2 Pesos y alturas de entrepiso para edificio de 15 niveles.....	54
Tabla 3.3 Parámetros utilizados para el prediseño global del edificio de 15 niveles.....	54
Tabla 3.4 Valores paramétricos de diseño para el edificio de 15 niveles.....	56
Tabla 3.5 Secciones transversales en vigas y columnas.....	59
Tabla 3.6 Momentos de inercia para vigas.....	59
Tabla 3.7 Momentos de inercia para columnas.....	59
Tabla 3.8 Periodos de vibración del edificio de 15 niveles.....	60
Tabla 3.9 Tabla de fuerzas estáticas y cortantes de entrepiso.....	61
Tabla 3.10 Distribución de estribos en los distintos tipos de vigas.....	63
Tabla 3.11 Momentos de diseño para columnas.....	66
Tabla 3.12 Axiales para el diseño de columnas internas.....	67
Tabla 3.13 Axiales para el diseño de columnas externas .....	67
Tabla 3.14 Distribución de estribos en los distintos tipos de columnas.....	68
Tabla 4.1 Características mecánicas del acero de refuerzo.....	74
Tabla 4.2 Puntos del diagrama de interacción utilizados para el edificio de 15 niveles .....	78
Tabla 4.3 Comparativo de periodos obtenidos para el edificio de 15 niveles.....	79
Tabla 4.4 Sismos utilizados para evaluar el desempeño sísmico del edificio de 15 pisos.....	88



---

---

# 1. DISEÑO POR DESEMPEÑO

## 1.1 Antecedentes

Durante las últimas décadas han ocurrido varios desastres en zonas sísmicas alrededor del mundo, ejemplos de ello son Kobe (1995), Northridge (1994), Loma Prieta (1989) y Ciudad de México (1985). Debido a esto, la respuesta sísmica de las construcciones ha sido uno de los mayores t picos de investigadores y sociedades afectadas por este tipo de fenómenos naturales. La principal preocupación de investigadores y empresas aseguradoras ha sido el mal comportamiento exhibido por las edificaciones durante sismos de distintas intensidades. El enfoque actual de los reglamentos de diseño sísmico hace énfasis en el balance de demanda y capacidad de resistencia y rigidez, sin tomar en cuenta otras características y parámetros de respuesta relevantes para una estructura, como pueden ser las demandas acumuladas de energía y el control explícito de la aceleración (y así proteger el contenido de la edificación, que en algunas ocasiones es el valor más relevante encomendado a dicha edificación).

En décadas pasadas han surgido nuevas tendencias de diseño sísmico, que contemplan el control de la respuesta dinámica de las estructuras sismorresistentes durante sismos de diferente intensidad. Un ejemplo de esto es el enfoque de *diseño por desempeño*, que busca plantear un procedimiento de diseño sísmico que resulte en estructuras que cumplan las muchas expectativas que la sociedad les impone en función de necesidades de operación, técnicas, y socioeconómicas. Un paso importante en los Estados Unidos fue la formación del Comité Visión 2000 patrocinado por la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (*SEAOC*) que establece un marco a partir del cual puede plantearse una metodología de diseño sísmico basada en el concepto de diseño por desempeño. En segundo lugar, vale la pena mencionar que en 1997 se publican los requerimientos de diseño sísmico por desempeño para la rehabilitación de estructuras existentes emitidos por la Federal Emergency Management Agency (1997 y 2000).

El término desastre aplica no sólo a la pérdida de vidas humanas, sino también a las pérdidas económicas derivadas de la ocurrencia de excitaciones sísmicas de diferente intensidad. Las pérdidas económicas incluyen tanto los gastos generados por la reparación de las edificaciones como los derivados de la suspensión de las actividades comerciales, gubernamentales o sociales. De lo anterior, es posible plantear que las condiciones de comportamiento que debe satisfacer una edificación durante una excitación sísmica necesariamente van más allá de evitar el colapso. Cada edificio debe cumplir con distintos objetivos y expectativas de desempeño de acuerdo con las necesidades de utilización y contenido que en ellas se tenga. Básicamente el diseño por desempeño establece, en función del desempeño deseado para la estructura, umbrales de daño estructural y no estructural para excitaciones sísmicas de diferente intensidad, y plantea marcos de referencia conceptual, numérico y de implantación, que hacen el posible el diseño y construcción de estructuras que satisfagan las condiciones requeridas de desempeño.

## 1.2 Estado actual del diseño sismorresistente

Recientemente, las asociaciones e investigadores que debaten el replanteamiento de las metodologías actuales de diseño sísmico, han cuestionado fuertemente la utilización de enfoques de diseño sísmico basados en fuerza/resistencia. Este cuestionamiento se ha basado en el deficiente comportamiento estructural, pero por sobre todo no estructural, que han demostrado varias construcciones modernas durante eventos sísmicos recientes.

El enfoque actual de diseño sísmico (Terán 2002) se basa en la utilización de una serie de fuerzas laterales aplicadas en cada uno de los niveles que forman una edificación. Las fuerzas son generadas a partir de reducir un espectro de aceleraciones elásticas a través de considerar de manera implícita la capacidad de deformación plástica de la estructura. Por ejemplo, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (*RCDF*) establece un factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ) que de alguna manera contempla la sobrerresistencia, redundancia y capacidad de deformación última de la estructura sismorresistente; y a partir de este factor establece factores de reducción de resistencia ( $Q'$ ) que indican la reducción que puede hacerse al espectro elástico de resistencia en función del periodo de la estructura. A partir de un análisis

estructural que contemple explícitamente las fuerzas laterales, se obtienen fuerzas internas en los elementos estructurales (axiales, cortantes y momentos flectores) que representan las demandas locales de resistencia de la estructura. Además, el enfoque actual de diseño establece umbrales para las distorsiones de entrepiso que inducen las fuerzas laterales en la edificación, lo que constituye una medida de la rigidez lateral que deben aportar los elementos estructurales a la edificación. La Figura 1.1 esquematiza, a partir de un diagrama de flujo, los pasos involucrados en las metodologías actuales de diseño sismo-resistente.

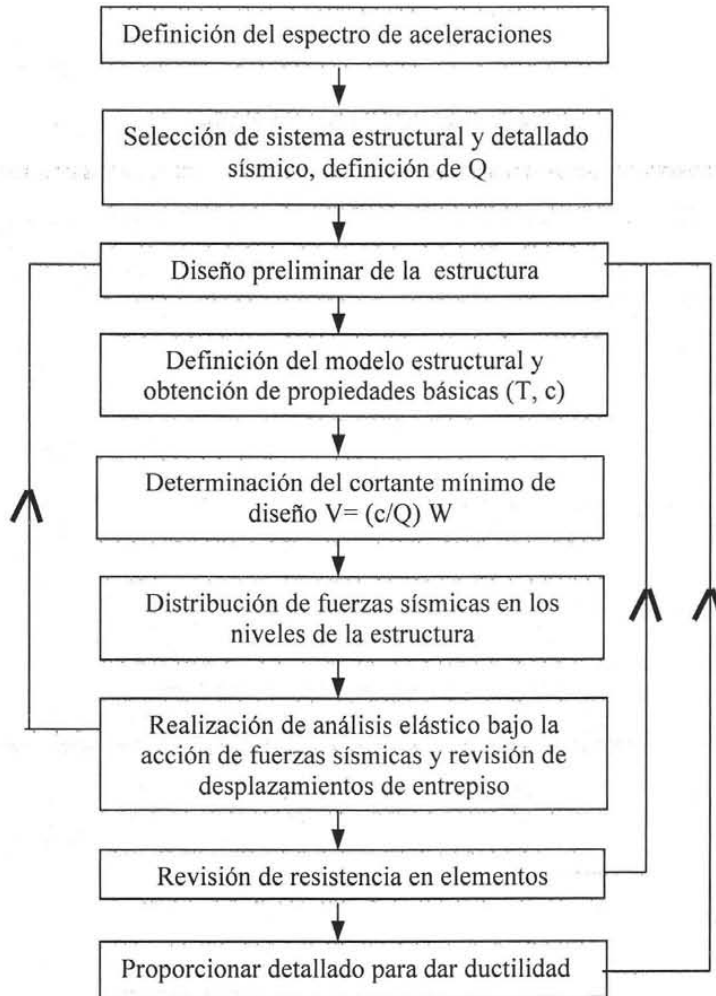


Figura 1.1 Metodología actual de diseño sismo-resistente (Qi y Moehle 1991)

Autores como Priestley (1993), Krawinkler (1997), Paulay (1996) y Terán (2002) identifican algunas inconsistencias en los enfoques actuales de diseño sísmico:

- 1) Utilizar métodos de análisis estructural elástico resulta en una relación lineal entre resistencia y rigidez lateral de la estructura, lo que a su vez hace que el valor de ambas características mecánicas dependa del valor de las fuerzas laterales de diseño. Autores como Arroyo et al. (2000) y Bertero y Bertero (2000), expresan inquietudes al respecto.
- 2) La demanda de ductilidad máxima y la capacidad de deformación última de la estructura no se manejan de manera explícita, y no se considera la degradación del ciclo histerético que resulta de las demandas acumuladas de deformación plástica (las que se acumulan ante la presencia de varios ciclos de comportamiento plástico). Investigaciones recientes sugieren que en el caso de la Zona del Lago del D.F., las demandas acumuladas de comportamiento plástico pueden tener una influencia decisiva en las edificaciones que ahí se construyan (Terán 1998, Rodríguez y Ariztizabal 1999, Huerta y Reinoso 2002)
- 3) La rigidez de la estructura, y por tanto sus características dinámicas, se establecen a partir de las propiedades derivadas de la sección gruesa de los elementos estructurales. Esto a pesar de que la evidencia analítica y experimental indica que la rigidez de un elemento estructural no sólo depende de si está agrietado o no, sino de la extensión del agrietamiento (Paulay 1996).
- 4) Se considera un solo porcentaje de amortiguamiento crítico para los espectros de diseño (5 %), sin hacer consideración del tipo de material estructural utilizado para el diseño o el estado límite que se revisa. Chopra (1995) indica claramente que el porcentaje de amortiguamiento crítico no solo depende del tipo de material estructural, sino del nivel de esfuerzos al que se le sujeta.
- 5) No se establece una relación transparente entre la resistencia lateral y rigidez lateral de diseño con el daño estructural y no estructural esperado en la estructura.

En México varios investigadores han hecho énfasis en la poca claridad con que la reglamentación existente maneja varios conceptos fundamentales para el diseño sísmico (Miranda et al. 1999, Huerta y Reinoso 2002, Terán 2002). Esto se refleja en un manejo poco claro de las demandas y capacidades de resistencia lateral, rigidez lateral, y sobre todo, de la capacidad de deformación lateral de la estructura (Terán 1998). En su última versión, el *RCDF* (2004) contempla aspectos importantes que en sus versiones anteriores no consideraba explícitamente. Esto ha permitido, a través de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo

(NTCDS), considerar espectros de diseño que reflejan mejor la respuesta esperada de las diferentes zonas sísmicas del Valle de México (Ordaz et al. 2000). El cuerpo principal de las NTCDS, que a pesar de lo dicho anteriormente sigue adoleciendo de poca claridad, plantea una nueva zonificación sísmica de la Ciudad de México que subdivide la zona III (Zona de Lago) en cuatro subzonas: IIIa, IIIb, IIIc, y III d. Mientras que la Figura 1.2 muestra los llamados espectros elásticos para las distintas subzonas de la Zona del Lago, la Tabla 1.1 resume los valores característicos para cada subzona.

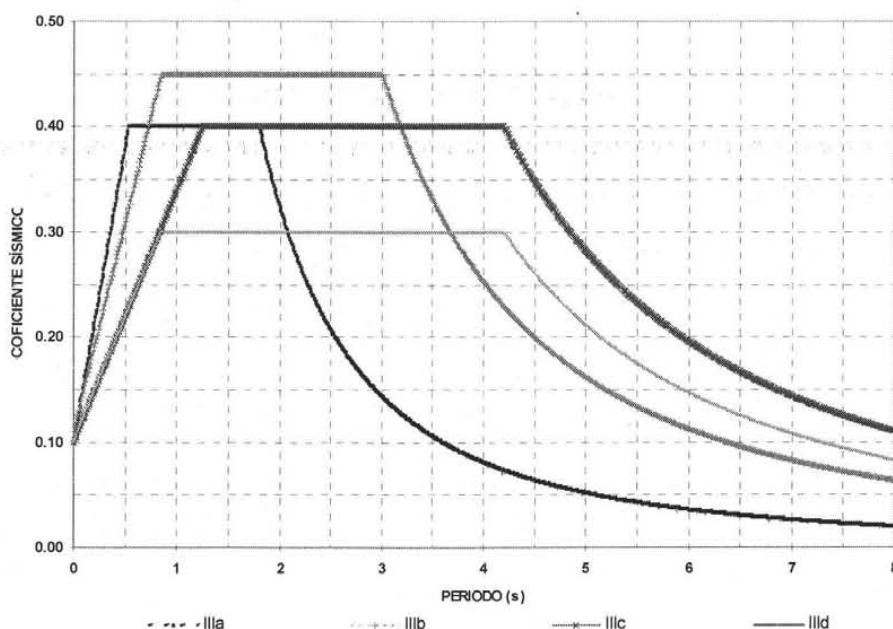


Figura 1. 2 Espectros de aceleraciones para la zona de lago del D.F.

Tabla 1.1 Parámetros para establecer los espectros de aceleraciones para la zona de lago del D.F.

Zona	$c$	$a_0$	$T_a^1$	$T_b^1$	$r$
III <sub>a</sub>	0.40	0.10	0.53	1.80	2.00
III <sub>b</sub>	0.45	0.11	0.85	3.00	2.00
III <sub>c</sub>	0.40	0.10	1.25	4.20	2.00
III <sub>d</sub>	0.30	0.10	0.85	4.20	2.00

$a_0$  es el coeficiente de aceleración del terreno,  $c$  es el coeficiente sísmico  
 $T_a$  y  $T_b$  periodos característicos de los espectros de diseño,  $r$  exponente en las expresiones para el cálculo de las ordenadas de los espectros de diseño, <sup>1</sup> Valores en segundo

La importancia de los cambios hechos a las NTCDS radica en que se han reconocido aspectos importantes como suelen ser la diferente amplificación de la aceleración máxima que

ocurre dentro de distintas zonas ubicadas en la Zona del Lago Ciudad de México, así como el distinto intervalo de periodos donde pueden ocurrir estas aceleraciones máximas. Sin embargo, el cuerpo principal de las *NTCDS* sigue introduciendo poca claridad al proceso de diseño al no considerar de manera transparente el nivel de aceleraciones esperado en la zona de máxima amplificación dinámica, ni reflejar de manera correcta, la reducción esperada de resistencia que se observa en la Zona del Lago en función de parámetros tales como la sobrerresistencia y capacidad de deformación última de la edificación.

Vale la pena mencionar que la poca claridad que introduce el cuerpo principal de las *NTCDS* en cuanto a los espectros de diseño elásticos ha sido aliviado por los planteamientos incluidos en su *Apéndice A*, que plantea una metodología que refleja mucho mejor los efectos característicos de los sitios ubicados en las Zonas de Transición y del Lago del D.F. En particular, el *Apéndice A* requiere del conocimiento del periodo dominante del terreno ( $T_s$ ) para establecer el espectro elástico de resistencia conforme a lo siguiente:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ \beta c \rho \left( \frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (1.1)$$

$$\text{Donde } \rho = k + (1 - k) \left( \frac{T_b}{T} \right)^2$$

donde  $\beta$  es el factor de reducción por amortiguamiento suplementario ( $\beta=1$  si la interacción suelo-estructura no es considerada),  $a_0$  el coeficiente de aceleración del terreno (ordenada al origen del espectro),  $c$  el coeficiente sísmico,  $T_a$  el periodo característico de inicio de la meseta de aceleración máxima,  $T_b$  el periodo de finalización de la meseta de aceleración máxima, y  $k$  es la variable utilizada para establecer el valor de  $a_0$ . Los valores de los parámetros involucrados en la Ecuación 1.1 se estiman conforme a lo siguiente:

$$a_0 = \begin{cases} 0.1 + 0.15(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5s \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5s \end{cases} \quad (1.1a)$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5s \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5s \\ 1.2 - 0.5(T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5s \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.9s \end{cases} \quad (1.1b)$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5s \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.32s \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9s \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9s \end{cases} \quad (1.1c)$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125s \\ 1.2T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5s \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5s \end{cases} \quad (1.1d)$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.125s \\ 0.35; & \text{si } T_s \leq 1.65s \end{cases} \quad (1.1e)$$

El valor de  $T_s$ , fundamental para el cálculo de la aceleración espectral, puede determinarse con la ayuda del propio reglamento o con ensayos de dinámica de suelos (Ordaz 2002).

### 1.3 Etapas del diseño por desempeño

Durante las dos últimas décadas se han propuesto alternativas al enfoque actual del diseño sísmico. Desde un punto de vista estructural, las nuevas metodologías de diseño sísmico complementan el enfoque de diseño por resistencia con consideraciones conceptuales y numéricas explícitas del comportamiento plástico de los elementos estructurales, la formación de mecanismos deseables, y la resistencia relativa de los elementos estructurales. Además, han enfatizado que la edificación no sólo está constituida por un esqueleto estructural, sino que además implica elementos no estructurales y contenidos, y que esto debe contemplarse explícitamente durante el proceso de diseño sísmico.

Terán 2002 muestra la definición de diseño por desempeño dada por el Comité Visión 2000, establecido por la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEOAC): "El diseño por desempeño es la selección de los objetivos de diseño, sistemas estructurales y configuración apropiados (Fase Conceptual); el dimensionado y detallado de una estructura, así como sus elementos no estructurales y contenido (Fase numérica); y la garantía del control de la calidad durante la construcción y mantenimiento a largo plazo (Implantación), de manera que a niveles especificados de movimiento sísmico, y con niveles predefinidos de confiabilidad, la estructura no se dañe más allá de ciertos estados límites de daño u otros estados de utilidad."

Conforme a la definición de diseño por desempeño, pueden distinguirse tres etapas que engloban el proceso del diseño desde la concepción de los sistemas estructurales y no estructurales de la edificación, hasta el mantenimiento de la misma una vez que ha sido construida. Para llegar a un diseño satisfactorio se requiere de un proceso iterativo que resulte en estructuras que satisfagan sus objetivos de diseño de manera eficiente desde puntos de vista técnico y económico.

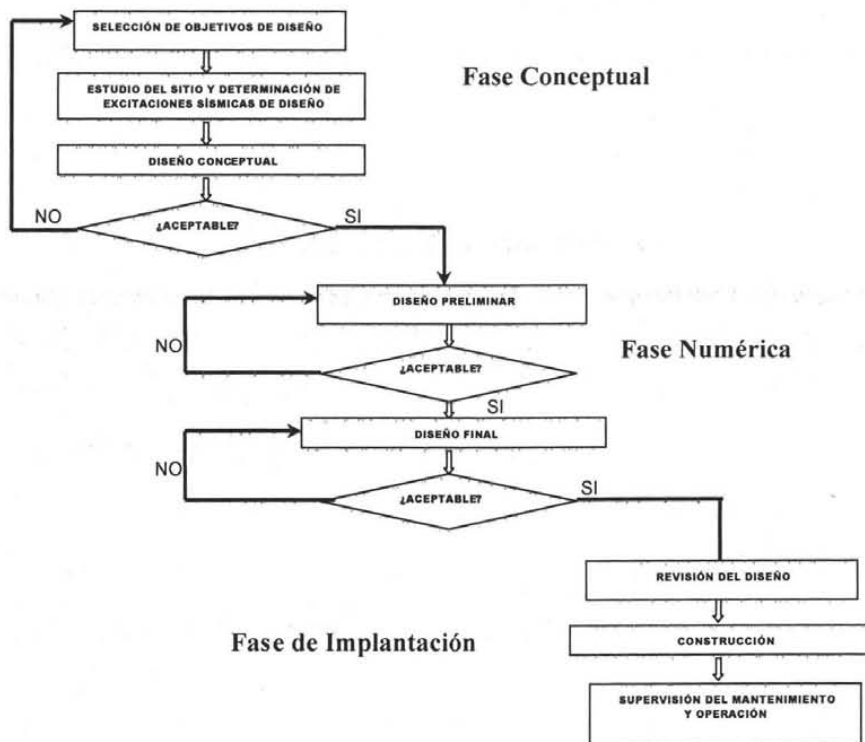


Figura 1.3 Etapas del diseño por desempeño



El Comité Vision 2000 ha hecho el planteamiento resumido en la Figura 1.3. Bajo este esquema, el diseño por desempeño se resuelve en tres fases conforme a lo siguiente (Terán 2002):

**1) Fase Conceptual.** Dentro de esta etapa se resuelve en términos generales la estructuración del proyecto, y se establecen los elementos y sistemas no estructurales que forman parte de la edificación. Para ello, se establecen primero los objetivos de diseño, que deben reflejar las expectativas que el inmueble produce en el dueño, arquitecto e ingeniero estructural. En un segundo paso se establecen, en función de la sismicidad del lugar y las características del sitio de la construcción, las excitaciones sísmicas de diseño (se establece contra que se diseña la estructura). Con este cúmulo de información el diseñador plantea, desde un punto de vista conceptual, la configuración y sistema estructural, el material estructural por utilizar, la cimentación, y los procedimientos constructivos.

**2) Fase Numérica.** La primera etapa de la fase numérica elabora un primer dictamen de la estructura a través del dimensionado, diseño por resistencia y detallado de los elementos estructurales. La etapa final de la Fase Numérica consiste en elaborar análisis finales para la elaboración de planos y detalles estructurales, y la revisión del desempeño de la estructura a través de análisis plásticos dinámicos con alto grado de refinamiento.

**3) Fase de Implantación.** Esta fase contempla la supervisión estructural dentro de la etapa constructiva con la consigna de vigilar y evaluar el buen desarrollo de la construcción. Por ejemplo, para proyectos de gran importancia, en su mayoría privados, México requiere de una revisión general del proyecto con el objeto de emitir un peritaje. De ser favorable el peritaje se elabora una resolución por escrito; de lo contrario, se emite un documento donde se incluyen las carencias o discordancias del proyecto. Algunas cosas que deben revisarse durante esta etapa, incluye para el caso de una estructura de concreto una revisión de la información aportada por el proyectista para la etapa constructiva, además de calificar y encargarse de revisar la resistencia del concreto, la distribución del acero en vigas y columnas, la correcta colocación de empalmes, calidad de la soldadura y pruebas de tensión por mencionar algunas de las responsabilidades.

---

## 1.4 Algunas particularidades del diseño por desempeño

Para poder describir el desempeño deseado para una edificación ante las acciones a las que esta expuesta, es necesario establecer una serie de parámetros que permiten describir y clasificar las necesidades que debe satisfacer la estructura y la intensidad de las excitaciones sísmicas a las que probablemente se verá sujeta durante su vida útil. Esto se hace a partir de definir estados límites, que clasifican en diferentes categorías del nivel de daño estructural y no estructural que puede exhibir la estructura; y de definir niveles sísmicos de diseño, que en función de su intensidad, hacen lo propio con las posibles movimientos del terreno que puedan generarse en el sitio de la construcción. En cuanto a los estados límite (Terán 2002), contempla cuatro conforme a lo siguiente:

**A) Totalmente operacional.-** Daño insignificante tanto en elementos estructurales como en elementos no estructurales. La edificación esta totalmente operable después de la excitación sísmica.

**B) Operacional.-** Daño insignificante en elementos estructurales, daño mínimo en elementos no estructurales, y posible interrupción de servicios no esenciales. La edificación puede llevar a cabo sus funciones fundamentales después de la excitación sísmica.

**C) Seguridad de vida.-** A pesar de que los elementos estructurales y no estructurales exhiben daño severo, la edificación se encuentra lejos de un colapso local.

**D) Cercano al colapso.-** A pesar de que los elementos estructurales y no estructurales exhiben daño severo, la edificación se encuentra lejos de un colapso global. La estructura puede exhibir colapsos locales que involucren tanto elementos estructurales como no estructurales.

Los niveles sísmicos de diseño se plantean en función del intervalo de recurrencia de un sismo. A medida que disminuye su frecuencia de aparición mayor es la intensidad de la excitación sísmica

y por tanto, mayor su potencial de producir daño en la edificación. El Comité Vision 2000 propone los cuatro niveles sísmicos de diseño resumidos en la Tabla 1.2.

*Tabla 1.2 Niveles sísmicos de diseño (Terán 2002)*

Nivel del sismo de Diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad excedencia
Frecuente	43 años	50 % en 30 años
Ocasional	72 años	50 % en 50 años
Raro	475 años	10 % en 50 años
Muy raro	970 años	10 % en 100 años

El empate de los estados límite considerados para la estructura con los niveles sísmicos de diseño relevantes para el diseño da lugar a los objetivos de diseño. Dichos objetivos se plantean en función del contenido y uso de la edificación. Con este fin, las edificaciones se clasifican conforme a lo siguiente:

**A) Estructuras de ocupación estándar.-** Edificaciones de uso normal como son: casas habitación, edificios de oficina y tiendas comerciales.

**B) Objetivos para edificaciones esenciales.-** Edificaciones de auxilio a la comunidad como hospitales, centrales de bomberos y estaciones de policía; estas edificaciones brindan servicios primordiales a la comunidad después de la ocurrencia de un sismo.

**C) Seguridad crítica.-** Edificaciones que por su contenido repercuten en riesgos adicionales ante la presencia de un sismo. En este tipo de edificaciones se contemplan centrales nucleares, bodegas de explosivos e instalaciones con alto contenido de sustancias tóxicas.

La Figura 1.4 resume los objetivos de diseño para los diferentes tipos de estructuras. Las líneas gruesas representan el comportamiento deseado para las distintas edificaciones. Note que

el nivel de daño que puede experimentar una edificación disminuye conforme se incrementa su importancia.

	TOTALMENTE OPERACIONAL	OPERACIONAL	SEGURIDAD DE VIDA	CERCANO AL COLAPSO
FRECUENTE				
OCASIONAL		OCUPACIÓN ESTÁNDAR		DESEMPEÑO INACEPTABLE
RARO	EDIFICACIONES ESENCIALES			
MUY RARO	SEGURIDAD CRÍTICA			

Figura 1.4 Objetivos de diseño (Terán 2002).

### 1.5 Metodologías de diseño sísmico propuestas recientemente

Como se ha comentado previamente, el diseño por desempeño es el resultado de numerosas investigaciones que tienen por objetivo crear una formulación transparente de diseño sismo-resistente. En esta sección se discuten dos metodologías de diseño sísmico propuestas recientemente como alternativas a las actuales. El propósito de lo anterior es múltiple: Primero, identificar el desplazamiento lateral de la estructura como un parámetro relevante para el diseño sísmico; Segundo, enfatizar el uso de espectros de respuesta y sistemas de un grado de libertad para establecer la respuesta dinámica de estructuras complejas, y; Tercero, identificar las tres etapas de diseño numérico involucradas en el diseño sísmico por desempeño.

Durante las últimas décadas, se ha planteado que la evaluación de la deformación lateral que una excitación sísmica induce en una edificación es fundamental para establecer su estado de daño después de dicha excitación. El estado de daño de las estructuras puede ser calibrado a través del planteamiento y uso de índices de daño, que permiten establecer el nivel de daño en la estructura en función de sus demandas máximas de desplazamiento. Dentro de un contexto de diseño, los índices de daño se utilizan para establecer umbrales de desplazamiento que correspondan a un nivel de daño aceptable. A partir de esto, es posible establecer metodologías de diseño sísmico que planteen la obtención de las características mecánicas que necesitan ser suministradas a la

edificación de manera que su respuesta máxima durante la excitación sísmica permanezca por debajo del umbral de diseño.

En esta sección se discuten dos de las propuestas más conocidas en cuanto a metodologías de diseño sísmico basadas en desplazamiento. Ambas plantean la utilización de espectros de desplazamiento para una mejor concepción y diseño de la edificación.

### 1.5.1 Propuesta de Qi y Moehle

Qi y Moehle (1991) proponen el uso de sistemas de un grado de libertad (S1GL) para estimar la respuesta sísmica de marcos regulares de concreto reforzado. Para ello proponen el desplazamiento lateral de la estructura como una forma de evaluar su nivel de daño estructural y no estructural, y el uso de un espectro de desplazamientos para estimar el desplazamiento de azotea máximo de la edificación.

Qi y Moehle invitan a cuidar de aspectos específicos que ayuden a incrementar la capacidad de rotación de los elementos estructurales. Para ello, dividen los elementos estructurales de un marco momento-resistente en dos tipos: vigas y columnas. Sugieren que el comportamiento de los elementos viga esta fuertemente influenciado por lo siguiente:

A)  ndice de refuerzo  $r_i = \rho \frac{f_y}{f'_c}$ ; donde  $\rho = \frac{A_s}{bd}$ .  $A_s$  es el área de acero, y  $b$  y  $d$  son las dimensiones de la viga (base y peralte, respectivamente).

B) Relación entre las cuantías de acero longitudinal positivo y negativo  $\frac{\rho'}{\rho}$  donde  $\rho' = \frac{A'_s}{bd}$ , y

$A'_s$  es la menor cuantía de acero, ya sea positiva o negativa.

C) Índice de acero transversal,  $\rho_s \sqrt{\frac{b}{s}}$  donde  $\rho_s = \frac{\text{vol de acero transversal}}{\text{vol de concreto encerrado por el acero transversal}}$  y  $s$  es la separación de los estribos.

D) Relación de claro de corte,  $\frac{L}{d} = \frac{\text{distancia de la cara de la columna al punto de inflexión}}{\text{peralte efectivo}}$

E) Tipo de carga aplicada, que puede ser carga cíclica, estática o estática con incremento constante.

En cuanto al buen desempeño sísmico de las columnas, enfatizan la importancia de lo siguiente:

A) Índice de refuerzo longitudinal,  $r_l = \rho_l \frac{f_y}{f'_c}$  donde  $\rho_l = \frac{A_{sc}}{A_g}$ ,  $A_{sc}$  es el área de acero longitudinal en la columna y  $A_g$  el área gruesa de la misma.

B) Relación de carga axial  $\frac{P}{A_g f'_c}$ , donde  $P$  es la máxima carga axial aplicada a la columna.

C) Índice de acero transversal,  $\rho_s = \sqrt{\frac{b}{s}}$ , donde  $\rho_s = \frac{\text{vol de acero transversal}}{\text{vol de concreto encerrado por el acero transversal}}$

D) Relación claro de corte, definido como  $\frac{L}{d} = \frac{\text{distancia de la cara de la columna al punto de inflexión}}{\text{peralte efectivo}}$

Tomando en cuenta las recomendaciones anteriores y los resultados de pruebas realizadas en la Universidades de California, Michigan, Texas, y Canterbury, Qi y Moehle (1991) establecen una correlación entre el detallado de los elementos estructurales y su capacidad de deformación. Para vigas sujetas a un estado de deformación monótonamente creciente, observan lo siguiente:

- 1) La capacidad de rotación se incrementa con un aumento en la relación de acero transversal, independientemente de la cuantía de acero longitudinal que se tenga en la viga siempre y cuando esta se limite al 75% de la cuantía balanceada.
- 2) La capacidad de rotación tiende a aumentar con la relación  $\frac{\rho}{\rho'}$ , y alcanza su valor máximo cuando esta relación es igual a uno.
- 3) La capacidad rotacional en vigas aumenta al disminuir el índice de refuerzo longitudinal, y crece considerablemente para cuantías inferiores al 1%.
- 4) En vigas t picas con cuantías de acero inferiores al 1.5%, una relación de acero transversal mayor o igual que 0.05 combinada con una relación de acero negativo a acero positivo no menor que 0.5 resultan en capacidades de rotación superiores a 0.02 radianes.

En el caso de columnas, Qi y Moehle observan lo siguiente:

- 1) La capacidad de rotación se incrementa con un aumento en el índice de refuerzo de transversal.
- 2) La capacidad de rotación aumenta si disminuye el índice de carga axial para la sección transversal.
- 3) La cuantía de acero longitudinal debe restringirse a menos del 5% del área de concreto en la sección si se desea obtener un comportamiento dúctil del marco.
- 4) Debe limitarse la combinación de diámetros de acero en columnas con el fin de lograr una fluencia en todos los elementos y no causar el pandeo prematuro de algunas de las barras de acero longitudinal.

5) En general se espera un buen comportamiento de la columna para cuantías transversales de acero superiores a 0.012. A partir de esto es probable obtener capacidades de rotación plástica de 0.02 rad para bajos índices de carga axial, y de 0.01 rad para grandes cargas axiales.

En cuanto a la estimación de la demanda de desplazamiento en la edificación, Qi y Moehle plantean la representación de sistemas con múltiples grados de libertad (*SMGL*) a través del desarrollo de un sistema equivalente de un grado de libertad (*SEIGL*) que permita estimar el desplazamiento máximo de azotea.

La ecuación característica del *SEIGL* esta dada por:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + r(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (1.2)$$

donde  $u(t)$  es el desplazamiento relativo de la masa con respecto al suelo,  $r(t)$  es la función de resistencia del sistema,  $m$  es la masa del sistema,  $c$  es el coeficiente de amortiguamiento y  $\ddot{u}_g(t)$  es la aceleración del terreno. Si se definen  $u_y$  y  $r_y$  como el desplazamiento y fuerza de fluencia, entonces:

$$\mu(t) = \frac{u(t)}{u_y} \quad (1.3)$$

$$\rho(t) = \frac{r(t)}{r_y} \quad (1.4)$$

$$\eta = \frac{r_y}{m\ddot{u}_{gmax}} \quad (1.5)$$

Normalizando la Ecuación 1.2 a través de las ecuaciones 1.3, 1.4 y 1.5, se obtiene lo siguiente:

$$\mu(t) + 2\zeta\omega\dot{\mu}(t) + \omega^2\rho(t) = -\frac{\omega^2}{\eta} \frac{\ddot{u}_g(t)}{\ddot{u}_{gmax}} \quad (1.6)$$

La ecuación de movimiento para los *SMGL*, que representan marcos estructurales que tienen masas de translación concentradas en cada nivel, puede escribirse como:

$$M\{\ddot{U}(t)\} + C\{\dot{U}(t)\} + \{R(t)\} = -M\{I\}\ddot{u}_g(t) \quad (1.7)$$

donde  $M$  es una matriz diagonal de masa,  $C$  la matriz de amortiguamiento,  $[R(t)]$  el vector de resistencia para cada grado de libertad lateral, y  $[U(t)]$  el vector de desplazamientos laterales.



Para modelar un *SMGL* a partir de un *SEIGL*, es necesario definir un vector de forma o de deflexiones  $\{\Phi\}$ . Este vector corresponde a la forma en que se deforma el *SMGL* bajo la acción de cargas laterales. Específicamente captura la manera en que se reflexiona el *SMGL* cuando alcanza una distorsión máxima de 1%. De acuerdo a esto, el vector de desplazamientos puede ser expresado como:

$$\{U(t)\} = \{\Phi\}D(t) \quad (1.8)$$

donde  $D$  representa la magnitud del desplazamiento de azotea.

Si se sustituye la Ecuación 1.8 en la Ecuación 1.7, se tiene:

$$M\{\Phi\}\ddot{D}(t) + C\{\Phi\}\dot{D}(t) + \{R(t)\} = -M\{I\}\ddot{u}_g(t) \quad (1.9)$$

Premultiplicando ambos lados de la Ecuación 1.9 por la traspuesta de  $\{\Phi\}$  se tiene:

$$M^* \ddot{D}(t) + C^* \dot{D}(t) + R^*(t) = -L^* \ddot{u}_g(t) \quad (1.10)$$

donde  $M^*$  es la masa del *SEIGL*,  $C^*$  el amortiguamiento equivalente, y  $R^*$  la rigidez equivalente.

Estas cantidades son iguales a:

$$M^* = \{\Phi\}^T M \{\Phi\} \quad (1.11)$$

$$C^* = \{\Phi\}^T C \{\Phi\} \quad (1.12)$$

$$R(t)^* = \{\Phi\}^T \{R\}(t) \quad (1.13)$$

$$L^* = \{\Phi\}^T M \{I\} \quad (1.14)$$

Dividiendo la Ecuación 1.10 entre  $M^*$  y considerando que:

$$\frac{C^*}{M^*} = 2\zeta\omega^* \quad (1.15) \quad \omega^2 = \frac{R^*_y}{M^* D_y} \quad (1.16) \quad \rho^* = \frac{R^*(t)}{R^*_y} \quad (1.17)$$

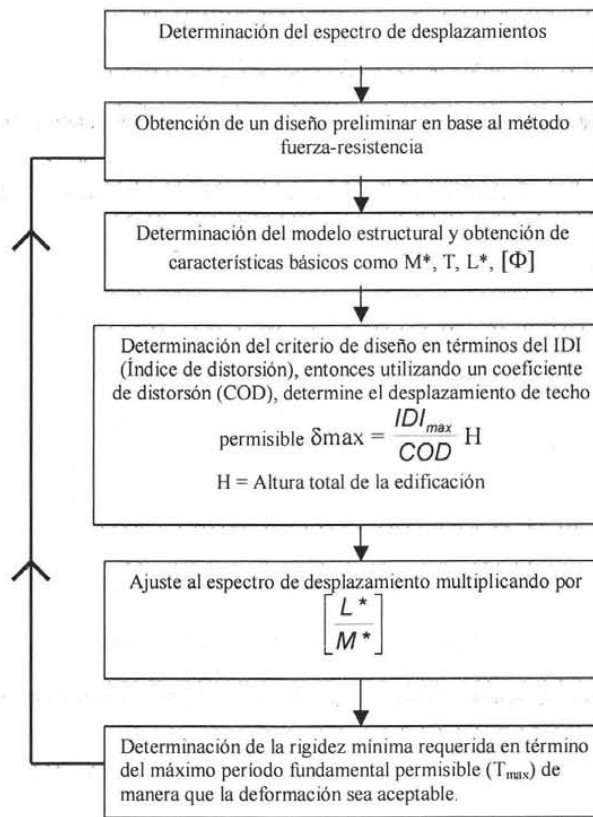
se obtiene:

$$\ddot{u}^*(t) + 2\zeta\omega^* \dot{u}^*(t) + \omega^{*2} \rho^*(t) = -\frac{L^*}{M^*} \frac{\omega^{*2}}{\eta^*} \frac{\ddot{u}_g(t)}{u_{gmax}} \quad (1.18)$$

Puede observarse la Ecuación 1.6 solo difiere de la Ecuación 1.18 por el término  $\left[ \frac{L^*}{M^*} \right]$ ,

lo cual lleva a concluir que es posible utilizar un *SEIGL* para predecir la respuesta dinámica de un *SMGL* si se multiplica la respuesta del *SEIGL* por el factor antes mencionado.

La Figura 1.5 presenta de manera esquemática los pasos que sigue la metodología de diseño sísmico propuesta por Qi y Moehle (1991).



**Figura 1.5 Diseño sísmico basado en desplazamientos (Qi y Moehle 1991)**

La propuesta hecha por Qi y Moehle ha tenido un impacto muy importante en el planteamiento de metodologías numéricas de diseño por desempeño debido a lo siguiente:

- 1) Considera el uso explícito de espectros de respuesta (de desplazamiento en este caso) para plantear el control de la respuesta dinámica máxima de la estructura sismorresistente. Esto implica que la estructura se modela a partir de un *SEIGL* y que se establecen umbrales de

desplazamiento de azotea en función de valores aceptables de distorsión de entrepiso, establecidos a su vez en función del desempeño deseado de la estructura.

- 2) Establece una relación directa entre el detallado de los elementos estructurales y la capacidad de deformación de la estructura.
- 3) Considera el periodo de la estructura como el parámetro de diseño que cuantifica la rigidez lateral de la estructura a nivel global.

Finalmente vale la pena comentar que aunque la propuesta de Qi y Moehle considera una etapa de prediseño, esta está basada en consideraciones de resistencia y no de desempeño.

### 1.5.2 Propuesta de Priestley

Priestley (2000) propone una metodología de diseño sísmico que él mismo enmarca dentro del contexto del diseño por desempeño. Al igual que Qi y Moehle, Priestley propone idealizar una estructura de varios niveles a través de un *SEIGL*.

La propuesta de Priestley caracteriza la rigidez lateral de la estructura a través de la rigidez secante  $K_e$  (Figura 1.6a), y la capacidad de disipación de energía de la estructura a través de un porcentaje de amortiguamiento viscoso crítico ( $\xi$ ) obtenido a partir del material estructural y la demanda esperada de ductilidad (Figura 1.6b).

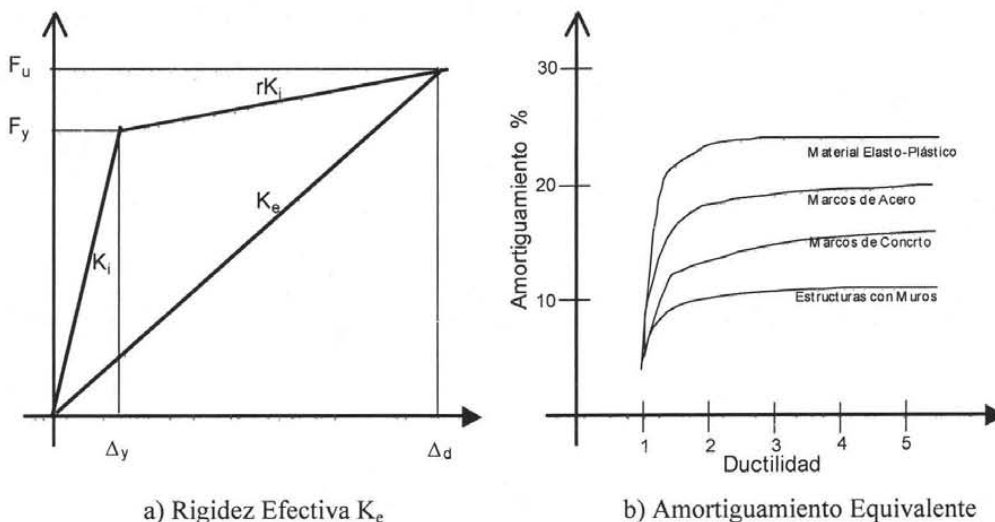
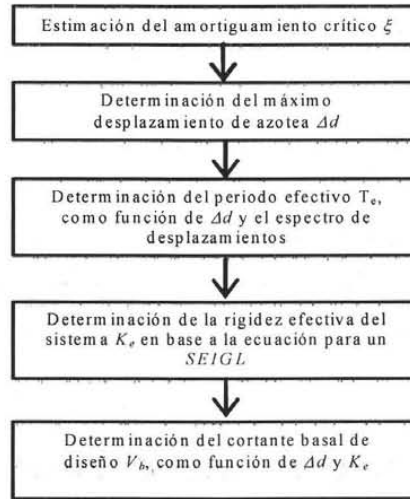


Figura 1.6 Caracterización estructural de una estructura sismorresistente, Priestley.



**Figura 1.7** *Secuencia propuesta por Priestley para la obtenci3n de un sistema equivalente de un grado de libertad para el prediseño estructural*

La figura 1.7 presenta en resumen la secuencia de pasos propuestos por Priestley para la determinaci3n de un *SEIGL* con el fin de establecer una metodología de diseño que tome en cuenta una rigidez equivalente  $K_e$ , y un índice de amortiguamiento  $\xi$  en funci3n de la revisi3n del estado limite deseado. La metodología propuesta se resume en los siguientes incisos:

1) Para la obtenci3n del porcentaje de amortiguamiento crítico a utilizar es necesario el planteamiento del estado limite a revisar, la elecci3n de los materiales y el sistema estructural, además de elegir el detallado de la estructura para establecer una ductilidad última del sistema. Figura 1.7.b

2) La determinaci3n del máximo desplazamiento de azotea depende de los elementos estructurales y no estructurales existentes en el sistema estructural, para la determinaci3n de  $\Delta d$  existen propuestas reglamentarias de acuerdo con la zona sísmica y las características de la estructura.(marcos de concreto reforzado, estructuras de acero, mampostería, muros de concreto reforzado). Priestley propone la utilizaci3n de tres ecuaciones para determinar  $\Delta d$  en funci3n de desplazamientos individuales  $\Delta i$ , dichas ecuaciones son aplicables para marcos de concreto reforzado y dependen del número de niveles en el edificio. ( Ec 1.19, 1.20 y 1.21. )

$$\text{Si } n \leq 4 \quad \Delta i = \theta_d h_i \quad (1.19)$$

$$4 \leq n \leq 20 \quad \Delta i = \theta_d h_i \left( 1 - \frac{0.5(n-4)h_i}{16h_n} \right) \quad (1.20)$$

$$n \geq 20 \quad \Delta i = \theta_d h_i \left( 1 - \frac{0.5h_i}{h_n} \right) \quad (1.21)$$

Donde  $n$  es el número de niveles del edificio,  $h_i$  es la altura del nivel  $i$ , y  $\theta_d$  es la rotación de diseño.

De tal forma que conociendo los desplazamientos de los niveles y aplicando la ecuación 1.22 se obtiene el desplazamiento de diseño para el *SEIGL*.

$$\Delta d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (1.22)$$

3) Estimado el desplazamiento de azotea  $\Delta d$  y el coeficiente de amortiguamiento crítico seleccionado con base en la demanda de ductilidad última esperada, el periodo de la estructura puede ser leído de un conjunto de espectros de desplazamientos. (Figura 1.8)

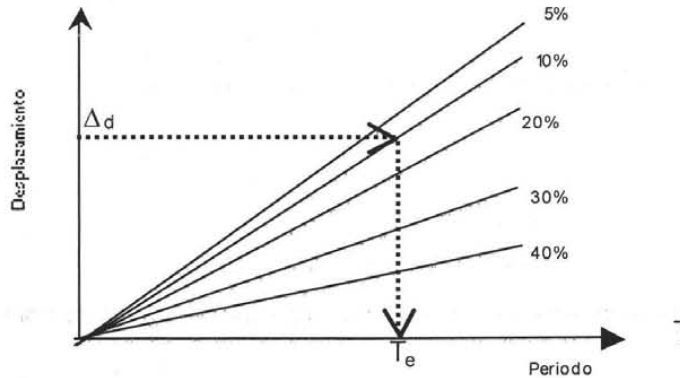


Figura 1.8 Obtención del periodo efectivo  $T_e$

4) El planteamiento de esta metodología contempla la construcción de un oscilador equivalente *SEIGL*, caracterizado por la ecuación 1.23

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_e}} \quad (1.23)$$

donde la rigidez efectiva  $K_e$  para el máximo desplazamiento  $\Delta_d$  del sistema será obtenida de la ecuación 1.23 al despejar  $K_e$  de la ecuación anterior, tenemos que su valor será:

$$K_e = \frac{4\pi^2 M_e}{T_e^2} \quad (1.24)$$

Donde  $M_e$  ( $0.7 \Sigma m_i$ ) es la masa efectiva del sistema y  $T_e$  es el periodo efectivo del sistema. Con la ecuación 1.24 y la figura 1.6a podemos definir la Fuerza Cortante de Diseño ( $V_b$ ) para el sistema equivalente:

$$V_b = K_e \Delta_d \quad (1.25)$$

5) La construcción del espectro de desplazamientos deberá ser pensado en términos del periodo buscado  $T$  en la estructura y el correspondiente coeficiente de amortiguamiento crítico  $\zeta$ , un ejemplo de éstos espectros son los propuestos por el Código Sísmico Europeo que se expresa las ordenadas del espectro de desplazamientos en términos de las dos variables antes mencionadas ( $T, \zeta$ ), quedando la ecuación de la siguiente forma:

$$\Delta_{(T,\zeta T)} = \Delta_{(T,5\%)} \left( \frac{7}{2 + \zeta} \right)^{1/2} \quad (1.26)$$

Si quisiéramos expresar un espectro de desplazamientos para un periodo máximo  $T_p$  de 4 segundos y un amortiguamiento crítico  $\zeta$  la ecuación 1.26 se transforma en:

$$\Delta_{(p,\zeta p)} = \Delta_{(p,5)} \left( \frac{7}{2 + \zeta} \right)^{1/2} \quad (1.27)$$

Para el desplazamiento máximo de diseño  $\Delta_d$ , el amortiguamiento de diseño  $\zeta$  el periodo efectivo para *SEIGL* se expresar :

$$T_e = T_p \frac{\Delta_d}{\Delta_{p,5}} \left[ \frac{2 + \zeta}{7} \right]^{1/2} \quad (1.28)$$

de la ecuación 1.24 y 1.28 podemos expresar la rigidez efectiva como:

$$K_e = \frac{4\pi^2 M_e}{T_p^2} \frac{\Delta_{p,5}^2}{\Delta_d^2} \left[ \frac{2 + \zeta}{7} \right] \quad (1.29)$$

Finalmente el cortante de diseño es:

$$V_b = \frac{4\pi^2 M_e}{T_p^2} \frac{\Delta_{p,5}^2}{\Delta_d} \left[ \frac{2 + \zeta}{7} \right] \quad (1.30)$$

La propuesta hecha por Priestley deja ver varios aspectos relevantes considerados explícitamente por las metodologías modernas de diseño por desempeño:

- 1) Considera el uso explícito de espectros de respuesta para plantear un diseño preliminar global de la estructura. Esto es, se establecen los valores de parámetros de diseño (por ejemplo el periodo de la estructura) para caracterizar una característica de la estructura a nivel global (en este caso la rigidez lateral).
- 2) A partir del valor de los parámetros de diseño, Priestley plantea el diseño preliminar local de los elementos estructurales. En el caso de su metodología, se plantea el dimensionado de los elementos estructurales (capacidad local de rigidez) en función del periodo efectivo de la estructura.

## 1.6 Etapas del diseño numérico por desempeño

Con base en el análisis de los pasos que siguen las metodologías de diseño propuestas recientemente (ejemplificadas en esta tesis por medio de las propuestas de Qi y Moehle, y de Priestley), Terán (2002a\*) plantean que un diseño numérico por desempeño debe contemplar las siguientes etapas:

**A) Prediseño global.** Deben establecerse estimaciones razonables y rápidas de las demandas sísmicas globales (esto es, vistas desde la totalidad de la estructura), y deben revisarse en términos de límites globales de respuesta. Dentro de este contexto, el uso juicioso de espectros de respuesta provee información que permite la determinación de un juego de propiedades estructurales a nivel global (cortante basal, periodo fundamental de vibración y capacidades

 ltima y acumulada de deformación) que puedan controlar y acomodar, dentro de limitaciones técnicas y de costo, la repuesta global de la estructura.

**B) Diseño local preliminar.** Una vez que las propiedades estructurales a nivel global han sido establecidas, es necesario establecer las propiedades de los elementos estructurales y su detallado a nivel local. Este paso contempla una serie de análisis de modelos analíticos complejos de la estructura, para obtener información que apoye el dimensionado, diseño de resistencia y detallado de los elementos estructurales.

**C) Revisión del diseño preliminar.** Se han hecho algunas recomendaciones para la revisión del diseño preliminar a través de una serie de análisis estructurales que contemplen el desempeño local y global de la estructura. Aunque se han hecho propuestas diferentes, usualmente hacen consideración explícita de la respuesta dinámica de la estructura.

## 1.7 Contribución de esta tesis

Investigaciones recientes sugieren que las estructuras dúctiles ubicadas en la Zona del Lago del D.F. deben acomodar demandas muy severas de deformación plástica acumulada (Terán y Bahena 2004). Particularmente, este es un problema para aquellas estructuras cuyo periodo fundamental de vibración se acerca al periodo dominante del suelo donde se desplantan. Al respecto, Terán (1998) observa que las demandas acumuladas de rotación plástica en las vigas de marcos dúctiles diseñados conforme al Reglamento de Construcciones del D.F., se incrementan considerablemente conforme el periodo del marco se acerca al periodo dominante del suelo, y que la no consideración explícita de las demandas acumuladas de deformación puede llevar a que los marcos presenten un desempeño sísmico inconsistente, y totalmente alejado de sus necesidades de diseño. Otros estudios analíticos que siguieron al anterior han ilustrado consistentemente la severidad de la problemática discutida en este párrafo, y la preocupación de varios investigadores mexicanos alrededor de este tema (Rodríguez y Aristizábal 1999, Bojórquez y Ruiz 2004).



En México no existe por el momento un consenso acerca de si debe tomarse en cuenta el efecto de las demandas acumuladas de deformación plástica durante el diseño sísmico, y mucho menos de cómo hacerlo. Terán y Bahena (2004) expresan preocupación en el sentido de que la superposición de los daños observados durante el sismo de 1985 con la evidencia analítica, experimental y de campo, señala con claridad que las estructuras desplantadas en la Zona del Lago de Ciudad de México con periodo fundamental de vibración similar al del suelo, están mucho más expuestas a daño excesivo y aún a sufrir colapso que las demás estructuras que se diseñan conforme al actual Reglamento de Construcciones del D.F. Dentro de las opciones que se han desarrollado recientemente para subsanar esta situación, se cuenta con el concepto de espectros de resistencia para ductilidad acumulada constante, discutido en detalle por Terán y Jirsa (2004). En resumen, un espectro de resistencia para ductilidad acumulada constante aporta, dentro de un formato muy similar al utilizado actualmente por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, la resistencia de diseño requerida por una estructura sismorresistente para controlar dentro de umbrales aceptables su demanda acumulada de deformación plástica.

El objetivo de esta tesis se enmarca dentro de la fase conceptual del diseño por desempeño, particularmente dentro de la etapa del diseño preliminar. Dicho objetivo consiste en establecer una metodología numérica de diseño que establezca un proceso de prediseño de marcos de concreto reforzado para suelo blando. En particular la propuesta se encamina a resolver las dos primeras etapas del diseño numérico por desempeño: prediseño preliminar y diseño local preliminar; e integra los siguientes aspectos:

1. El desempeño estructural y no estructural de la edificación.
2. Consideración exclusiva del estado límite de seguridad.
3. Consideración explícita de la fatiga de bajo número de ciclos a través de espectros de resistencia de ductilidad acumulada constante.

Dentro de las limitaciones del estudio se encuentra el no considerar la degradación del ciclo histeretico de los elementos de concreto reforzado, ni la de considerar efectos de interacción suelo-estructura, no se considera la respuesta tridimensional, ni considera la acción simultánea de varias componentes de los movimientos del terreno. Es necesario aclarar que la metodología propuesta no considera el estado límite de servicio.

## **2 USO DE ESPECTROS DURANTE EL PREDISEÑO DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO**

### **2.1 Uso de sistemas de un grado de libertad**

El diseño por desempeño requiere establecer objetivos de diseño que impliquen la definición de umbrales de respuesta, establecidos a su vez a partir del nivel de daño estructural y no estructural aceptable. En el caso de la Zona del Lago del D.F., esto implica no sólo considerar explícitamente la demanda máxima de deformación, sino las demandas acumuladas de comportamiento plástico.

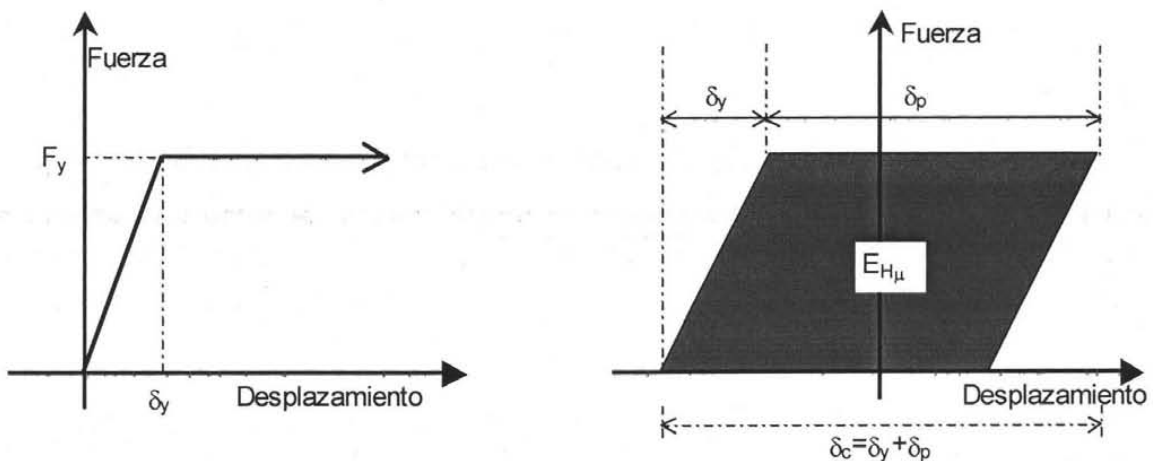
Parte fundamental del planteamiento de una metodología numérica de diseño por desempeño es la creación de herramientas analíticas que permitan al ingeniero estructural tener una concepción adecuada del comportamiento de las estructuras ante distintas sollicitaciones sísmicas. Investigadores como Qi y Moehle (1991), Priestley (2000), y Terán (2002) por mencionar sólo algunos, han observado que el empleo de sistemas de un grado de libertad (*SEIGL*) ofrece una estimación razonable de la respuesta dinámica, máxima y acumulada, de estructuras de varios grados de libertad. Esto es particularmente cierto cuando la respuesta de la estructura esta dominada por su primer modo de vibrar.

### **2.2 Significado físico de la energía**

Los actuales códigos de diseño sísmico aceptan la posibilidad de que las estructuras de ocupación estándar ingresen a su intervalo plástico de comportamiento cuando están sometidas a excitaciones sísmicas severas. Las características mecánicas de la estructura sufren deterioro ante la presencia de comportamiento plástico; deterioro que llega a ser importante si la estructura esta sujeta a excitaciones sísmicas severas de larga duración, donde se espera un número importante de incursiones plásticas. Una consecuencia del deterioro excesivo del comportamiento histerético de una estructura es la falla de sus elementos estructurales a niveles de deformación que son

significativamente menores que la capacidad de deformación última de la estructura bajo la acción de carga unidireccional. Este fenómeno es conocido como *fatiga de bajo ciclaje*.

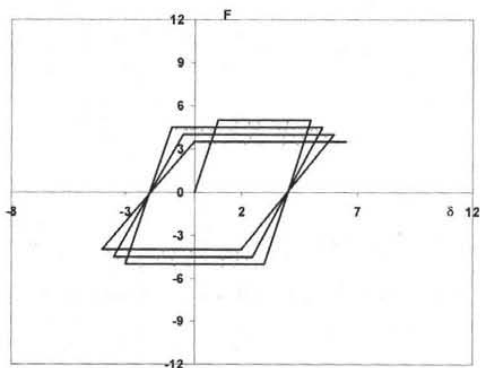
Para poder plantear el uso de la energía plástica dentro del contexto del diseño sísmico Terán (2002a), y Terán y Jirsa (2004), discuten el significado físico de dicha energía. Esta tesis denotará  $E_{H\mu}$  al total de la energía plástica disipada por un sistema durante una excitación sísmica (Figura 2.1). Esta energía se incrementa conforme se incrementan las demandas acumuladas de deformación plástica, de tal forma tal que el nivel de daño estructural en un sistema sismorresistente tiende a incrementarse conforme se incrementa la demanda de  $E_{H\mu}$ . Sin embargo,  $E_{H\mu}$  no aporta información suficiente para caracterizar la severidad de las demandas acumuladas de deformación plástica. Esto puede ilustrarse a través de la Figura 2.2, donde la demanda de  $E_{H\mu}$  en un sistema con resistencia muy elevada y que incursiona una sola vez en el intervalo de comportamiento plástico puede resultar mayor que la demanda de  $E_{H\mu}$  para un sistema de baja resistencia y que incursiona varias veces en el intervalo de comportamiento plástico.



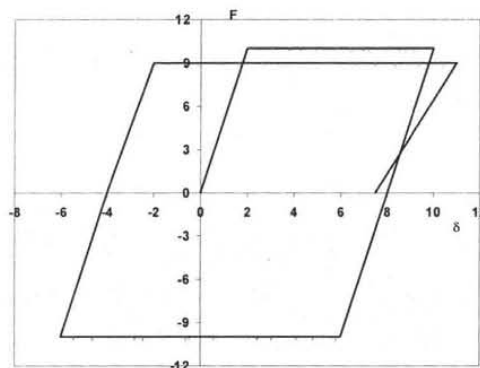
2.1.a) Propiedades en la fluencia

2.1.b) Excursión plástica y demandas ciclicas

Figura 2.1 Definición de resistencia y energía plástica (Terán 2002a).



2.2.a) Sistema de poca resistencia



2.2.b) Sistema de mayor resistencia

Figura 2.2 Demanda de energía plástica en sistemas de diferente resistencia (Terán 2002a).

Para caracterizar la severidad de las demandas acumuladas de deformación plástica, es conveniente contemplar simultáneamente el valor de  $E_{H\mu}$  con la resistencia y rigidez del sistema sismorresistente. Para tal fin, se define la energía plástica normalizada  $NE_{H\mu}$  como la relación entre  $E_{H\mu}$  y el producto de la resistencia ( $F_y$ ) y desplazamiento de fluencia ( $\delta_y$ ) del sistema (figura 2.1.a)

$$NE_{H\mu} = \frac{E_{H\mu}}{F_y \delta_y} \quad (2.1)$$

Para un sistema elasto-plástico perfecto sujeto a un medio ciclo de comportamiento plástico se tiene que:

$$E_{H\mu} = \delta_p F_y = (\delta_c - \delta_y) F_y = \left( \frac{\delta_c}{\delta_y} - 1 \right) \delta_y F_y = (\mu_c - 1) \delta_y F_y \quad (2.2)$$

donde  $\delta_c$  es la amplitud del medio ciclo,  $\delta_p$  es el desplazamiento plástico asociado con el medio ciclo y  $\mu_c$  es la ductilidad cíclica ( $\mu_c = \delta_c / \delta_y$ ).

La energía plástica normalizada para un medio ciclo (excursión plástica) es:

$$NE_{H\mu} = \frac{E_{H\mu}}{F_y \delta_y} = \frac{F_y \delta_p}{F_y \delta_y} = \frac{\delta_p}{\delta_y} = \mu_p \quad (2.3)$$

Note que para un medio ciclo,  $NE_{H\mu}$  es una medida directa de la amplitud del desplazamiento plástico. Si se somete un sistema elasto-plástico perfecto a múltiples incursiones plásticas,  $NE_{H\mu}$  es la suma de los desplazamientos plásticos alcanzados en todos los medios ciclos normalizada por  $\delta_y$ :

$$NE_{H\mu} = \frac{\sum_{i=1}^{N_{exc}} \delta_{pi}}{\delta_y} = \sum_{i=1}^{N_{exc}} \mu_{pi} \quad (2.4)$$

donde  $\delta_{pi}$  y  $\mu_{pi}$  son el desplazamiento plástico y la ductilidad plástica asociados con la  $i$ -ésima incursión plástica, y  $N_{exc}$  es el número de incursiones plásticas en las que incurre la estructura durante la excitación sísmica. Note que  $NE_{H\mu}$  es una medida directa de las demandas acumuladas de comportamiento plástico.

## 2.3 Índices de daño

En esta sección se presentan tres índices de daño formulados para tomar en cuenta la fatiga de bajo ciclaje. Dos de ellos son ampliamente conocidos (Park y Ang , Teoría del daño acumulado) y el tercero se ha propuesto recientemente (Terán y Jirsa).

### 2.3.1 Índice de daño de Park y Ang

El índice de Park y Ang (1985) ha sido formulado para estimar el nivel de daño en elementos y estructuras de concreto reforzado sujetos a carga cíclica:

$$DMI_{PA} = \frac{\mu_{max}}{\mu_u} + \beta \frac{NE_{H\mu}}{\mu_u} \quad (2.5)$$

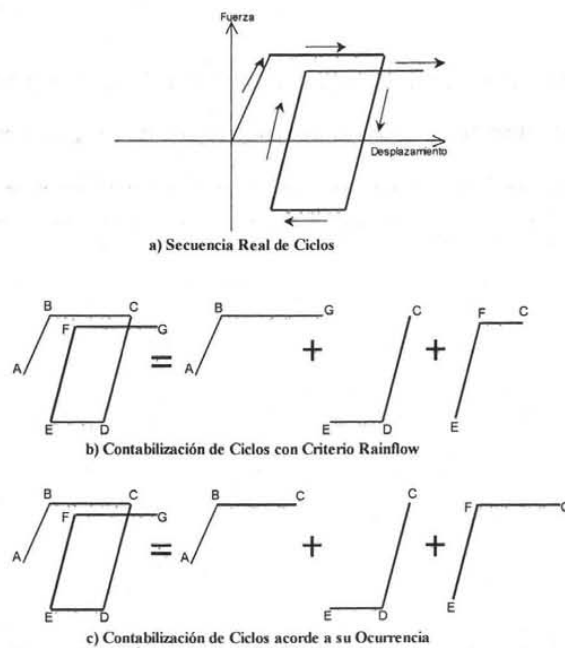
donde  $\mu_{max}$  es la demanda máxima de ductilidad,  $\mu_u$  es la ductilidad última y  $\beta$  es un parámetro estructural que caracteriza la estabilidad del ciclo histerético.  $DMI$  denota índice de daño y el subíndice  $PA$ , Park y Ang. El valor de  $DMI_{PA} = 1$  significa falla incipiente en la estructura por fatiga de bajo ciclaje. La calibración experimental de  $\beta$  ha resultado en los valores resumidos en la Tabla 2.1.

**Tabla 2.1 Valores de  $\beta$  para el índice de Park y Ang.**

Valor de $\beta$	Características del ciclo histerético
0.15	Sistemas dúctiles con comportamiento histerético razonablemente estable
0.2 - 0.4	Sistemas que exhiben degradaciones importantes en resistencia y rigidez

### 2.3.2 Teoría de acumulación lineal de daño

Esta teoría toma en cuenta que la capacidad de disipación de energía de una estructura varía en función de su historial de desplazamientos. La hipótesis de Miner, como también se conoce a la teoría de acumulación lineal de daño, considera que el daño producido por cada incursión plástica es independiente del daño producido por cualquier otra incursión, de tal manera que hay que establecer una convención clara para delimitar cada medio ciclo. Powell y Allahabadi (1987) proponen que para deformaciones producidas por excitaciones sísmicas, el método de la gota de lluvia es una buena herramienta para el conteo de los ciclos de comportamiento plástico. La Figura 2.3 ilustra esquemáticamente el método de la gota de lluvia (rainflow). La hipótesis de Miner tiene la ventaja de considerar el número y la magnitud de los medios ciclos de deformación plástica, pero no toma en cuenta la secuencia en la que ocurren. Conforme a lo que ilustra la Figura 2.3, hay casos en que dos o más medios ciclos de deformación plástica baja o moderada dan lugar a un medio ciclo de mayor amplitud.



**Figura 2.3 Método de la gota de lluvia (Terán 2002a).**

Cosenza y Manfredi (1996) han expresado la teoría de acumulación lineal de daño mediante la siguiente ecuación:

$$DMI_{MH} = \sum_{i=1}^{N_{exc}} \left( \frac{\delta_{pi}}{\delta_{ucp}} \right)^b = \sum_{i=1}^{N_{exc}} \left( \frac{\mu_{pi}}{\mu_{ucp}} \right)^b \quad (2.6)$$

donde  $N_{exc}$  es el número total de medios ciclos que exhiben comportamiento plástico,  $\delta_{ucp}$  es el desplazamiento cíclico plástico último,  $\delta_{pi}$  es el desplazamiento plástico asociado con el  $i$ -ésimo ciclo, y  $b$  es el parámetro que caracteriza la estabilidad del ciclo histerético.  $\mu_{pi} = \delta_{pi}/\delta_y$  es la ductilidad plástica asociada con el  $i$ -ésimo ciclo, y  $\mu_{ucp} = \delta_{ucp}/\delta_y$  es la ductilidad cíclica plástica última. En la Ecuación 2.6  $DMI$  denota índice de daño, y el subíndice  $MH$ , hipótesis de Miner.

El valor de  $DMI_{MH} = 1$  significa falla incipiente en la estructura por fatiga de bajo ciclaje. Aunque el valor de  $b$  puede variar de 1.5 a 1.8 (Powell y Allahabadi 1987), las sugerencias de varios investigadores indican que es conveniente usar  $b = 1.5$  para el diseño de estructuras dúctiles de concreto reforzado (Krawinkler-Zohrei 1983, Baik et al. 1988, Cosenza y Manfredi 1996).

### 2.3.3 Modelo de Terán y Jirsa

Terán y Jirsa (2004) han propuesto un método simple para evaluar la ocurrencia de la fatiga de bajo ciclaje. El modelo que presentan es una simplificación de la teoría de acumulación lineal de daño que se obtiene al considerar una forma fija para la distribución de medios ciclos plásticos que ocurren durante una excitación sísmica en función de su amplitud:

$$DMI_{MH}^S = (2 - b) \frac{NE_{H\mu}}{\mu_{ucp}} \quad (2.7)$$

donde  $NE_{H\mu}$  es el parámetro que cuantifica la severidad de las demandas plásticas ocasionadas por la excitación sísmica,  $\mu_{ucp}$  es la ductilidad cíclica plástica última y  $b$  el parámetro estructural



que caracteriza la estabilidad del ciclo histerético. Al igual que para la teoría de acumulación lineal de daño, se sugiere un  $b$  de 1.5 para caracterizar el comportamiento de marcos dúctiles.  $DMF_{MH}^S$  igual a 1 implica falla incipiente debida a fatiga de bajo ciclaje. Conforme muestra la Figura 2.4, el valor límite superior para  $\mu_{ucp}$  esta dado por  $2(\mu_u - 1)$ . Físicamente el límite superior de  $\mu_{ucp}$  será algo menor que  $2(\mu_u - 1)$  debido a que un ciclo cercano a  $\mu_u$  en una dirección causa daño significativo en la capacidad que la estructura tiene para acomodar deformación plástica en la dirección contraria:

$$\mu_{ucp} = 2r(\mu_u - 1) \quad (2.8)$$

donde  $r$  es un factor de reducción (menor que uno). Para colapso incipiente ( $DMF_{MH}^S=1$ ), de tal manera que la Ecuación 2.7 puede ser escrita, en términos de  $\mu_u$ , como:

$$NE_{HM} = \frac{2r}{(2-b)}(\mu_u - 1) \quad (2.9)$$

El valor de  $NE_{HM}$  estimado con la Ecuación 2.9 establece la máxima demanda de energía plástica que una estructura puede acomodar antes de fallar por fatiga de bajo ciclaje.

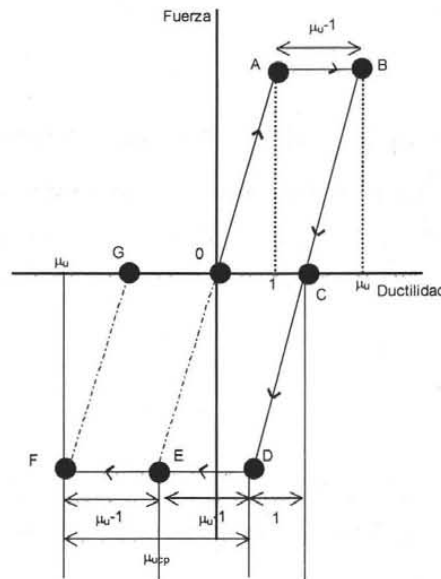


Figura 2.4 Valores límite para ductilidad cíclica plástica última.

Terán y Jirsa (2004) presentan un comparativo entre los resultados obtenidos por las Ecuaciones 2.6 y 2.7 y a partir de esto concluyen:

- A) La Ecuación 2.7 predice menores niveles de daño cuando se aplica a estructuras sujetas a excitaciones sísmicas con bajo contenido de energía.
- B) Son comparables los niveles de daño cuando se aplica a estructuras sujetas a excitaciones sísmicas con moderado y alto contenido de energía.
- C) La Ecuación 2.7 predice mayores niveles de daño cuando se aplica a estructuras sujetas a excitaciones sísmicas con muy alto contenido de energía.

A partir de lo anterior, se concluye que la Ecuación 2.7 (o en su versión modificada, la Ecuación 2.9) ofrece una opción viable para evaluar la ocurrencia de fatiga de bajo ciclaje en estructuras sujetas a excitaciones sísmicas con contenido de energía que va de moderado a muy alto. Para el caso de estructuras sujetas de excitaciones con bajo contenido de energía el uso de la Ecuación 2.7 resulta no conservador. Terán y Jirsa (2004) observan que para excitaciones sísmicas con contenido de energía de moderado a muy alto, la Ecuación 2.9 con un  $r$  igual a 0.75 resulta en niveles de diseño similares a los que se obtienen a partir de la ecuación 2.5. Sustituyendo  $r = 0.75$  en la Ecuación 2.9 se obtiene:

$$NE_{H\mu} = \frac{1.5}{(2-b)} (\mu_u - 1) \quad (2.10)$$

Para el caso de estructuras dúctiles,  $b = 1.5$ , de tal manera que la Ecuación 2.10 queda como:

$$NE_{H\mu} = 3(\mu_u - 1) \quad (2.11)$$

## 2.4 Uso de espectros dentro del contexto de un enfoque paramétrico

Existen cuatro características mecánicas que determinan la respuesta dinámica de una estructura y por tanto, su desempeño sísmico. Tres de ellas son propiedades estructurales de la edificación, y como tales, pueden ser manejadas por el ingeniero estructural durante el diseño

sísmico (rigidez, resistencia y capacidad de deformación). La cuarta, que es la masa reactiva, no es propiamente un parámetro de diseño, sino el resultado de varios factores que se involucran en el proceso de diseño, tal como es el uso de la estructura, el material estructural que se selecciona, las cargas vivas, etc.

El diseño sísmico se plantea a través de un formato de demanda-suministro conforme a lo siguiente:

$$\begin{array}{ccc}
 \text{DEMANDAS SÍSMICAS} \leq \text{SUMINISTROS SÍSMICOS} & & \\
 \text{en función de} & & \\
 \text{RIGIDEZ} & \text{RIGIDEZ} & (2.12) \\
 \text{RESISTENCIA} & \text{RESISTENCIA} & \\
 \text{CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN} & \text{CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN} & 
 \end{array}$$

Dentro del contexto de aplicación de la Ecuación 2.12, primero se determinan las demandas sísmicas de las características mecánicas relevantes para posteriormente suministrar las capacidades que las satisfagan de manera adecuada.

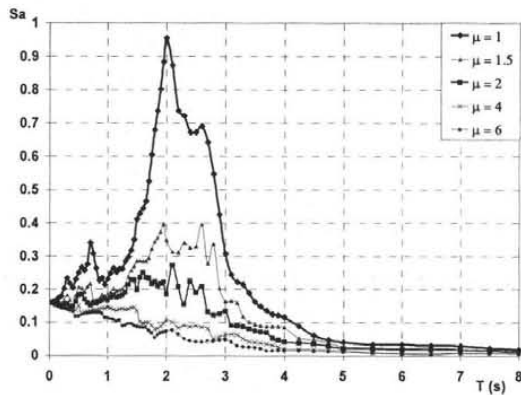
Una característica necesaria de una metodología de prediseño basada en desempeño sísmico es que las características mecánicas incluidas en la Ecuación 2.12 deben ser suministradas en función de los límites de respuesta planteados para la edificación. Esto se hace en dos de las tres etapas consideradas por la fase numérica (ver sección 1.6 de esta tesis): Prediseño Global y Diseño Local Preliminar.

La metodología propuesta en esta tesis plantea el uso de espectros de respuesta para estimar la resistencia lateral y la rigidez lateral a nivel global una vez que se ha definido el detallado por utilizarse en los elementos estructurales y, por tanto, la capacidad de deformación última de la estructura. Durante el proceso de diseño, cada una de las tres características mecánicas relevantes será tomada en cuenta mediante un parámetro estructural: mientras que el cortante basal ( $V_b$ ) y el periodo fundamental de traslación ( $T$ ) definirán la resistencia y rigidez global de la estructura; la ductilidad última ( $\mu_u$ ) definirá sus capacidad de deformación última.

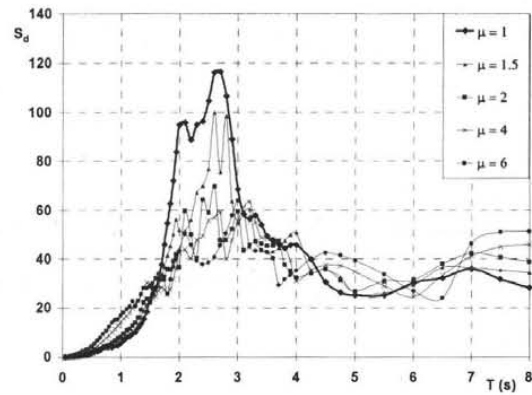
Bertero et al. (1996) y Fajfar (1992) discuten la incorporación de las demandas acumuladas de deformación plástica como un parámetro fundamental para el diseño sísmico por desempeño. Las conclusiones publicadas en las memorias del *Simposio Internacional de Metodologías de Diseño para la siguiente generación de códigos* (Fajfar y Krawinkler 1997) expresan preocupaciones en el mismo sentido: "*Deberá considerarse el daño acumulado (energía disipada) en el diseño sísmico de estructuras con elementos que presentan deterioro rápido o que están sujetas a sismos de larga duración. Deberá incluirse implícitamente la energía (o cualquier otra caracterización de los efectos de la duración) en la determinación de deformaciones objetivo que tomen en cuenta los efectos de la acumulación de daño en la capacidad de deformación última.*"

La incorporación de las demandas acumuladas de deformación al diseño sísmico involucra la consideración explícita de un cuarto parámetro estructural que caracterice la estabilidad del ciclo histerético de la estructura en presencia de múltiples incursiones al intervalo plástico de comportamiento. Este parámetro se denotará aquí como  $b$ .

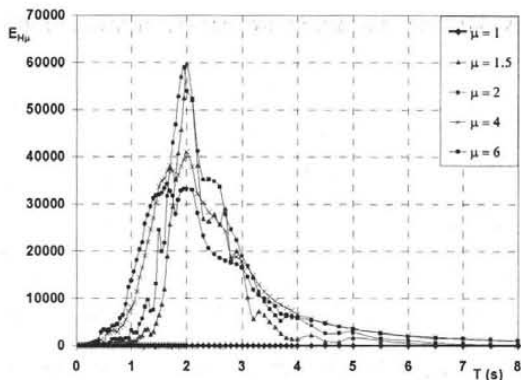
La Figura 2.5 ayuda a plantear la importancia que tienen las demandas de deformación plástica acumulada en el desempeño de las estructuras desplantadas en el suelo blando de la Ciudad de México. Esta figura resume espectros de resistencia y de respuesta obtenidos a partir del registro *SCT EO 1985*. El espectro elástico de resistencia refleja claramente que el periodo dominante de la excitación ( $T_g$ ) es de 2 segundos, de tal manera que sus ordenadas exhiben un incremento importante conforme el periodo ( $T$ ) se aproxima a  $T_g$ . Esto de alguna manera sugiere que deben tomarse precauciones especiales de diseño si se requiere que una estructura permanezca elástica en este intervalo de periodos. Sin embargo, la variación de la resistencia con respecto a  $T$  se reduce considerablemente para el caso de los espectros inelásticos (ductilidad,  $\mu$ , de 2, 4 y 6). De hecho, para los espectros inelásticos no hay ninguna particularidad en las demandas de resistencia para periodos de  $T$  cercanos a  $T_g$  (esto mismo ocurre para los espectros de desplazamientos inelásticos mostrados en la Figura 2.5b, en donde se observa variaciones muy pequeñas de las demandas de desplazamiento para valores de  $T$  cercanos a  $T_g$ ).



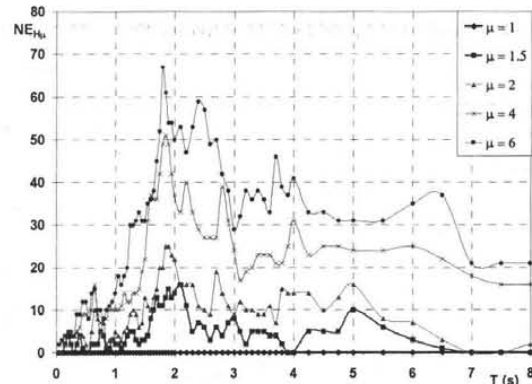
2.5.a) Resistencia



2.5.b) Desplazamiento



2.5.c) Energía plástica



2.5.d) Energía plástica normalizada

Figura 2.5 Espectros de respuesta para la componente EO del registro STC (Rangel, 2004).

Puede decirse que, de acuerdo a los espectros de resistencia y desplazamiento, el hecho de que una estructura posea un  $T$  cercano a  $T_g$  representa un problema para su diseño sísmico. Sin embargo, esta conclusión se enfatiza cuando se analizan los espectros inelásticos de energía plástica ( $E_{H\mu}$ ) y energía plástica normalizada ( $NE_{H\mu}$ ), mostrados en las Figuras 2.5c y 2.5d, respectivamente. Estos espectros, que reflejan la severidad de las demandas acumuladas de deformación plástica, exhiben una clara tendencia a maximizarse para valores de  $T$  cercanos a  $T_g$ ; es decir, la severidad de las demandas acumuladas de deformación plástica se incrementa de manera importante conforme el valor de  $T$  se aproxima al de  $T_g$ . Esto implicaría la necesidad de tratar de alejar el  $T$  de la estructura del valor de  $T_g$ , o de no ser esto posible, tomar precauciones extras durante el proceso de diseño sísmico que permitan a la estructura su supervivencia ante el castigo extra que representa la acumulación severa de deformación plástica.

## 2.5 Espectros de ductilidad acumulada constante

La metodología propuesta en esta tesis estará basada en el uso de espectros de resistencia y desplazamiento de ductilidad acumulada constante. Un espectro de resistencia de ductilidad acumulada constante correspondiente a una ductilidad acumulada  $NE_{H\mu}$  se define de tal manera que su ordenada evaluada para cualquier valor de  $T$  resulte en una resistencia lateral capaz de controlar la demanda de ductilidad acumulada en el *SIGL* dentro del umbral definido por el valor de  $NE_{H\mu}$ . Al igual que en un espectro de resistencia para ductilidad máxima constante, las ordenadas de un espectro de resistencia de ductilidad acumulada constante corresponden a pseudo-aceleración. Aunque  $NE_{H\mu}$  es la energía plástica normalizada, un espectro correspondiente a un valor constante de  $NE_{H\mu}$  se denota aquí espectro de ductilidad acumulada constante. Esta terminología es estrictamente correcta en sistemas que exhiben comportamiento elasto-plástico perfecto ya que en ese caso  $NE_{H\mu}$  es igual a la demanda acumulada de ductilidad plástica. Terán y Jirsa (2004) observan que aunque el término espectro de ductilidad acumulada constante no es estrictamente correcto para sistemas que exhiben deterioro del ciclo histerético, el concepto es directamente aplicable para su diseño contra fatiga de bajo número de ciclos.

El uso de espectros de resistencia para ductilidad *acumulada* constante dentro del contexto del método estático de análisis es similar al uso actual de espectros de resistencia. Terán y Jirsa (2004) describen en detalle el paralelismo existente entre el uso de espectros de resistencia para ductilidad *máxima* constante (espectros tradicionales) y el uso de espectros de resistencia para ductilidad *acumulada* constante, durante la definición de la resistencia lateral de diseño. En particular, el uso de un espectro de resistencia para ductilidad *acumulada* constante implica (Terán y Bahena 2004):

1. Determinar los valores de diseño de  $T$  y  $NE_{H\mu}$  para la estructura que se diseña. El valor de  $NE_{H\mu}$  puede establecerse a partir de la Ecuación 2.11 acorde a las capacidades de deformación última y acumulada de la estructura ( $\mu_u$  y  $b$ , respectivamente); y por tanto, acorde al detallado por utilizarse en la estructura.
2. Evaluar para el valor de  $T$  el espectro de pseudo-aceleración ( $S_a$ ) para ductilidad *acumulada* constante que corresponde a  $NE_{H\mu}$ .

3. Proveer a la estructura un cortante basal mínimo que corresponde a  $S_a$ ,  $W$ , donde  $W$  es el peso reactivo total de la estructura.

El diseño de la resistencia lateral de una estructura a través de espectros de resistencia para ductilidad *acumulada* constante sigue los mismos pasos actualmente utilizados durante el diseño de la resistencia lateral de las estructuras sismorresistentes. Sin embargo, este tipo de espectros se orientan a controlar la demanda *acumulada* de deformación plástica en lugar de, como lo hacen los espectros tradicionales de resistencia, enfocarse a controlar la demanda *máxima* de deformación plástica (Terán y Bahena 2004).

Para la construcción de espectros de resistencia y desplazamiento de ductilidad acumulada constante se utilizaron varios acelerogramas registrados en distintas estaciones ubicadas en la Zona de Lago del D.F. (Tabla 2.2).

**Tabla 2.2 Acelerogramas utilizados para la Elaboración de espectros de ductilidad acumulada constante**

ID	Dir	Fecha	Estación	$M_s$	$U_{g\max}$ (cm/seg <sup>2</sup> )	$T_g$ (seg)	$t_d$ (seg)
S31	EO	14/09/95	CUPJ	7.3	24.8	2.0	120.28
S32	NS	14/09/95	CUPJ	7.3	26.0	2.0	110.14
s43	EO	10/12/94	Garibaldi	6.3	13.9	2.1	101.24
s45	EO	14/09/95	Garibaldi	7.3	30.5	2.0	118.62
S46	NS	14/09/95	Garibaldi	7.3	26.0	2.1	121.30
S51	EO	14/09/95	Hospital Juárez	7.3	35.9	2.1	121.30
S59	EO	09/10/95	Liverpool	7.5	16.5	2.1	133.78
S77	EO	10/12/94	Tlatelolco	6.3	14.9	2.1	90.10
S79	EO	14/09/95	Tlatelolco	7.3	26.7	2.0	127.44
S89	EO	14/09/95	Alameda	7.3	40.6	2.0	91.68
S90	NS	14/09/95	Alameda	7.3	34.9	2.0	105.60
S119	EO	10/12/94	C.U. Juárez	6.3	14.8	1.9	104.10
S125	EO	24/10/93	Cibeles	6.5	16.6	2.1	38.95
S129	EO	09/10/95	Cibeles	7.5	14.3	2.0	188.10
S143	EO	14/09/95	Tlatelolco	7.3	29.6	2.0	101.61
S144	NS	14/09/95	Tlatelolco	7.3	19.1	1.9	106.78

$M_s$  = Magnitud del sismo,  $U_{g\max}$  Aceleración máxima del suelo  
 $T_g$  Periodo dominante del suelo,  $t_d$  duración de fase intensa del acelerograma

El valor de  $T_g$  para un acelerograma dado se define como el valor de T en que se maximiza su espectro de energía de entrada para  $\xi=0.05$ . Los acelerogramas fueron filtrados para eliminar frecuencias bajas y corregir problemas de línea base con el programa Degtra 2000 (Ordaz y Montoya 2000)

Los espectros de resistencia de ductilidad acumulada constante utilizados en esta tesis se establecieron conforme a lo siguiente:

- 1) Se estableció el espectro elástico de pseudo-aceleración correspondiente a la media más una desviación estándar de los espectros elásticos de los movimientos considerados en la Tabla 2.2
- 2) A partir de un valor de ductilidad última de interés, se establece el valor de  $NE_{H\mu}$  con ayuda de la Ecuación 2.11.
- 3) El espectro de resistencia para una ductilidad acumulada constante  $NE_{H\mu}$  se establece al reducir el espectro elástico establecido en 1) a través de los factores de reducción propuestos por Terán y Bahena (2004):

$$R_{NE} = \frac{a \left( \frac{T}{T_g} \right)^b}{c + \left| \frac{T}{T_g} - 1 \right|^b} + 1 \quad (2.13)$$

donde:

$$a = 0.15 + 0.04NE_{H\mu} = 0.15 + 0.12(\mu_u - 1)$$

$$b = 1.8 - 0.2Tg$$

$$c = 0.25$$

Dado que actualmente no se cuenta con expresiones para establecer espectros de desplazamiento de ductilidad acumulada constante a partir de un espectro elástico de desplazamientos, los espectros de desplazamiento para ductilidad acumulada constante para un valor  $NE_{H\mu}$  se establece directamente a partir de obtener la media más una desviación estándar de los espectros de desplazamiento de ductilidad acumulada constante (para el correspondiente valor  $NE_{H\mu}$ ) para los movimientos considerados en la Tabla 2.2.



## 2.6 Metodología propuesta para el prediseño de marcos regulares

Investigadores como Park y Paulay (1978) , Paulay(1996) y Terán (2002) destacan que el ingeniero estructural debe limitar las opciones que tiene una estructura para responder ante las diferentes excitaciones sísmicas a las que pueda estar sujeta. Terán (2002) establece tres características deseables para la respuesta de una estructura sismorresistente:

- A) **Consistente.** La estructura debe desarrollar prácticamente el mismo mecanismo ante toda excitación sísmica severa a la que pueda verse sujeta durante su vida útil. Dicho mecanismo preferentemente fomentará la respuesta plástica en elementos sometidos a flexión (vigas), mientras que las columnas deben permanecer elásticas en lo esencial (filosofía viga fuerte/columna débil). Paulay (1996) comenta las estrategias que, dentro del contexto de diseño por capacidad, deben seguirse para fomentar esta consistencia.
- B) **Estable.** La estabilidad de la respuesta dinámica se refiere a la estabilidad del ciclo histerético, esto es, a la habilidad que tiene la estructura para acomodar las demandas de deformación plástica sin sufrir excesiva degradación de sus características mecánicas.
- C) **Controlada.** La respuesta de la estructura debe controlarse dentro de umbrales establecidos para su respuesta máxima y acumulada.

La Figura 2.6 presenta un esquema cualitativo que describe en términos generales la propuesta que hace esta tesis para el prediseño de marcos de concreto reforzado.

En el trabajo desarrollado en esta tesis no se contemplará explícitamente la Fase Conceptual del Diseño por Desempeño. Tampoco se contemplan las consideraciones hechas para determinar el sistema estructural de la edificación. De alguna manera, se considera que el ingeniero(a) ha resuelto la Fase Conceptual, y que ha decidido que el sistema estructural está estructurado con base en marcos dúctiles de concreto reforzado y que sólo el estado límite de seguridad es relevante para el diseño sísmico.

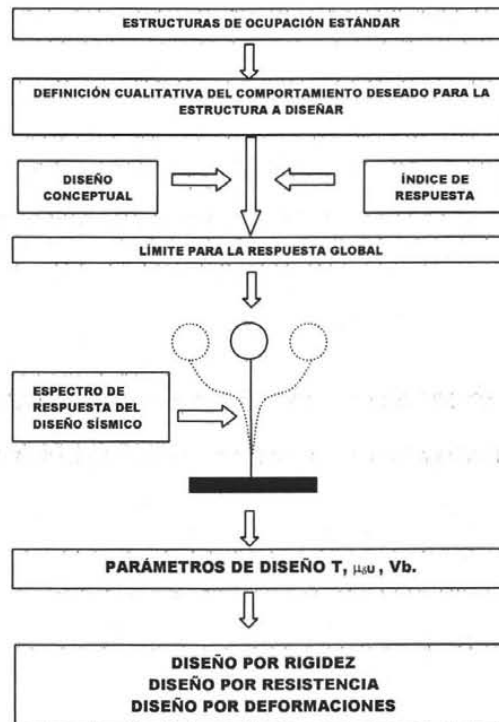


Figura 2.6 Diagrama de flujo cualitativo de la metodología propuesta

La metodología que aquí se propone se enmarca dentro de la Fase Numérica del Diseño por Desempeño y considera las siguientes dos etapas:

- 1) *Prediseño global.* Con la ayuda de espectros de respuesta, se determinan a nivel global las características mecánicas relevantes de la estructura de manera que su respuesta durante la excitación de diseño no exceda los límites de respuesta establecidos en función de los criterios de desempeño.
- 2) *Diseño local preliminar.* Una vez establecidas las características mecánicas a nivel global, se procede al diseño local de la estructura, donde se determinan, en función de dichas características, las dimensiones y detallado de los elementos estructurales.

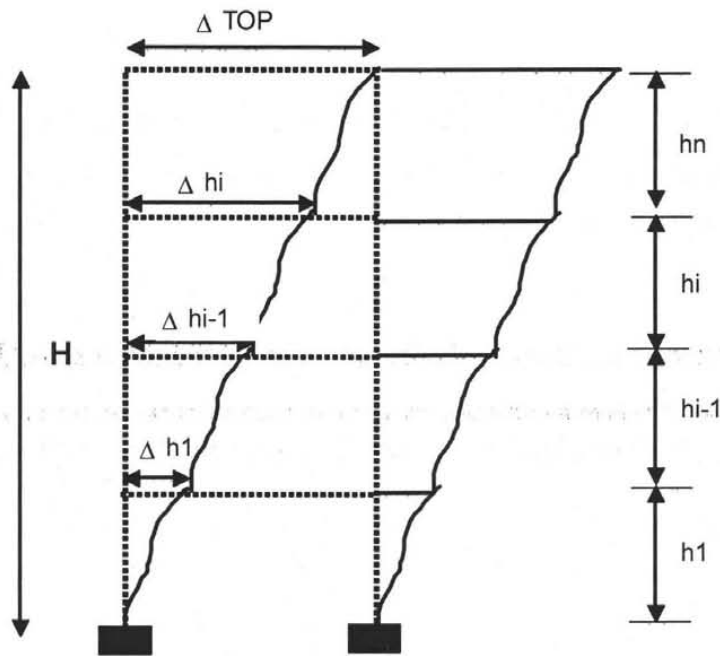
Una vez que se establece la metodología, se aplica para el diseño preliminar de un edificio. Finalmente, se sujeta el edificio a excitaciones sísmicas representativas de los niveles sísmicos de diseño considerados durante el diseño, y se revisa la pertinencia de la metodología a través de evaluar el desempeño esperado de la estructura.

### **2.6.1 Prediseño global**

Un buen diseño preliminar de las estructuras sismorresistentes no sólo conduce a una estructura con un desempeño aceptable, sino a una solución eficiente. Note que antes de llegar al diseño preliminar de la estructura se resuelve su diseño conceptual. Se ha asumido que dicha etapa arroja el uso de un marco dúctil de concreto reforzado. En lo general, se ha observado que este tipo de sistema estructural alcanza ductilidades últimas entre 4 y 6, por lo que aquí se utilizará un valor de  $\mu_u$  de 5 (note que esta información se establece antes de entrar propiamente a la etapa de diseño preliminar). El primer paso de la metodología propuesta consiste en establecer, a través de los objetivos de diseño, una definición cualitativa del comportamiento deseado de la estructura para el estado límite de seguridad. A estas alturas, los estados límite relevantes deben plantearse en términos de daño estructural y no estructural aceptable. Entonces, a través de la información aportada por el diseño conceptual, se utiliza una serie de índices de daño para plantear el control de daño a través de establecer umbrales a la respuesta dinámica de la estructura. Mientras que el control del nivel de daño no estructural se plantea a través de establecer un umbral para el valor máximo de la distorsión de entrepiso ( $IDI_{max}$ ), el control del daño estructural se plantea a través de controlar las demandas máxima y acumulada de deformación plástica en los elementos estructurales mediante el uso de un índice de daño estructural.

Una vez que se establece el umbral para el valor de  $IDI_{max}$  es posible establecer, con ayuda del concepto de coeficiente de distorsión ( $COD$ , discutido en la sección 1.5.1 de esta tesis) un umbral para la demanda máxima de desplazamiento lateral de azotea ( $\Delta_{TOP}$ ). La Figura 2.7 presenta gráficamente las definiciones más usuales de deformación en una edificación. El  $COD$  se define como el cociente de la distorsión máxima de entrepiso y la distorsión promedio de la edificación.

El valor de *COD* para marcos dúctiles que exhiben comportamiento plástico oscila entre 1.5 y 2.0 (Qi y Moehle 1991).



$$\text{Desplazamiento De Entrepiso} = (\Delta h_i - \Delta h_{i-1})$$

$$\text{Desplazamiento Relativo Promedio} = \overline{\text{IDI}} = \frac{\Delta TOP}{H}$$

$$\text{Desplazamiento Relativo de Entrepiso} = \text{IDI}_{\text{máx}} = \frac{\Delta h_i - (\Delta h_{i-1})}{h_i}$$

$$\text{Coeficiente de Distorsión Máxima} = \text{COD} = \frac{\text{IDI}_{\text{máx}}}{\overline{\text{IDI}}}$$

Figura 2.7 Definiciones de desplazamiento (Bertero y Bertero 1992).

La tesis doctoral de Reyes (1999) presenta varias tablas que resumen valores de distorsiones de entrepiso para diversos tipos de materiales y sistemas estructurales y no estructurales. Dichas tablas incluyen valores de distorsión asociadas al inicio del daño y a daño completo. Mientras que la Tabla 2.3, tomada de Reyes (1999), corresponde a elementos estructurales; la Tabla 2.4, también tomada de Reyes (1999), corresponde a elementos no estructurales.

**Tabla 2.3 Distorsión de entrepiso que causa daño en elementos estructurales (Reyes 1999)**

SISTEMA ESTRUCTURAL	DISTORSIÓN DE ENTREPISO QUE INICIA EL DAÑO	DISTORSIÓN DE PISO PARA DAÑO TOTAL
Marcos de concreto detallados sísmicamente.	0.0050	0.0400
Marcos de concreto sin un buen detallado sísmico <sup>a</sup>	0.0073 <sup>b</sup>	0.0217
Losas Planas	0.008 para: $V_g \leq 0.88 \sqrt{f'_c}$ (psi) <sup>c</sup> 0.0040 para : $V_g \geq 1.40 \sqrt{f'_c}$ (psi) <sup>c</sup>	0.012 si $V_u/V_o = 0.45$
Muros de Mampostería		
De piezas macizas	0.0010	0.0060
De piezas tipo panel	0.0010	0.0060
De piezas huecas con refuerzo interior y confinadas por castillos y dalas	Sin determinar	0.0060
De piezas huecas con refuerzo interior sin confinar		
De bloques de concreto confinados por castillos y dalas	0.0007	0.0060
De piezas huecas pegadas con mortero pobre o bien piezas silito-calcáreas	0.0005	0.0030
	0.0005	0.0050
Muros de Concreto	0.0015 para $h/b \geq 2.0$ 0.0010 para $h/b \leq 2.0$	Depende del nivel de carga axial en el muro
Marcos de acero detallados sísmicamente	0.0055	0.0200
Marcos de acero sin buen detallado sísmico	0.0074	0.0298
Marcos de acero contraventeados con diagonales concéntricas	0.0050	Sin determinar
Marcos de acero contraventeados con diagonales excéntricas	0.0040	Sin determinar

<sup>a</sup> Se trata de estructuras con mayor flexibilidad que las estructuras detalladas sísmicamente.

<sup>b</sup> Son distorsiones mayores respecto a los marcos detallados sísmicamente, debido a que se trata de estructuras con menor rigidez. Además, en el caso de las estructuras de acero, éstas se construyeron con conexiones viga-columna semirígidas.

<sup>c</sup>  $V_g$  es el esfuerzo cortante debido a la carga gravitacional actuando en la sección crítica de la losa. Los valores de  $V_g$  que se presentan en la tabla corresponden a un nivel bajo y a uno alto de carga vertical, por lo que para encontrar la distorsión que inicia el daño correspondiente a valores intermedios de  $V_g$  se puede interpolar linealmente entre ambos valores.

**Tabla 2.4 Distorsión de entrepiso que causa daño en elementos no estructurales (Reyes 1999)**

ELEMENTO NO ESTRUCTURAL	DISTORSIÓN DE ENTREPISO QUE INICIA EL DAÑO	DISTORSIÓN DE PISO PARA DAÑO TOTAL
Muros de Mampostería		
De piezas macizas	0.0020	0.0070
De piezas tipo panel	0.0020	0.0070
De piezas huecas con refuerzo interior y confinadas por castillos y dalas	0.0017	0.0070
De piezas huecas con refuerzo interior sin confinar		0.0040
De piezas de concreto confinadas con castillos y dalas	0.0015	0.0060
De piezas huecas pegadas con mortero pobre y sílico-calcáreas	0.0015	0.0040
	0.0013	
Muros de Tablarroca		
Con marco de lámina delgada	0.0040	0.0080
Con marco de madera y la tablarroca clavada	0.0020	0.0050
Con marco de madera y la tablarroca clavada y pegada.	0.0030	0.0080
Fachadas de vidrio	0.0250 <sup>a</sup>	0.0470 <sup>a</sup>
Fachadas precoladas		
De desplazamiento horizontal	0.0040	0.0160
De balanceo	$> 1.5^a$	$> 2.0^a$
Plafones	0.0080 <sup>b</sup>	0.0160 <sup>b</sup>

<sup>a</sup> Se considera detallado especial

<sup>b</sup> Los plafones considerados están formados por piezas ligeras montadas en canales de aluminio.

En esta tesis se plantea el control del daño no estructural a través de limitar  $IDI_{max}$  dentro del umbral de **0.015**. En cuanto al daño estructural, se plantea el uso del índice de Terán y Jirsa, de tal manera que como se discutió con anterioridad  $NE_{H\mu} \leq 3(\mu_u - 1)$  (note que a estas alturas se conoce el valor de  $\mu_u$ ). Una vez que la definición cualitativa de daño se cuantifica a través del uso de índices de daño, se procede a estimar el umbral para la demanda máxima de desplazamiento de azotea, que de acuerdo a las definiciones presentadas en la Figura 2.7 puede expresarse como:

$$\Delta_{TOP} = \frac{IDI_{max} H}{COD} \quad (2.14)$$

Utilizando un enfoque similar al discutido en las secciones 1.5.1 y 1.5.2 de esta tesis, se determina el valor del periodo de la estructura a partir del valor de  $\Delta_{TOP}$ . Para ello se utiliza un espectro de desplazamientos de ductilidad acumulada constante correspondiente a  $NE_{H\mu} \leq 3(\mu_u - 1)$ . Sin embargo, conforme a las observaciones de Qi y Moehle (1991) y Terán (2004),  $\Delta_{TOP}$  corresponde a un sistema de múltiples grados de libertad y el espectro de desplazamientos se establece a partir de la respuesta de *SIGL*, de tal manera que el valor de  $\Delta_{TOP}$  debe modificarse a través de un factor correctivo  $\alpha$ :

$$\Delta_{TOP}^* = \frac{IDI_{max} H}{\alpha COD} \quad (2.15)$$

Estudios realizados por Terán (2004) sugieren que  $\alpha$  oscila entre valores de 1.2 para marcos que exhiben demandas de ductilidad global mayores que 3, a 1.5 para marcos que permanecen elásticos. Una vez que se establece el valor corregido de  $\Delta_{TOP}$ , se establece el valor del periodo fundamental de vibración de la estructura ( $T_{SEG}$ , donde el subíndice *SEG* denota que sólo se hace consideración al estado límite de seguridad) conforme a lo que se muestra en la Figura 2.8.

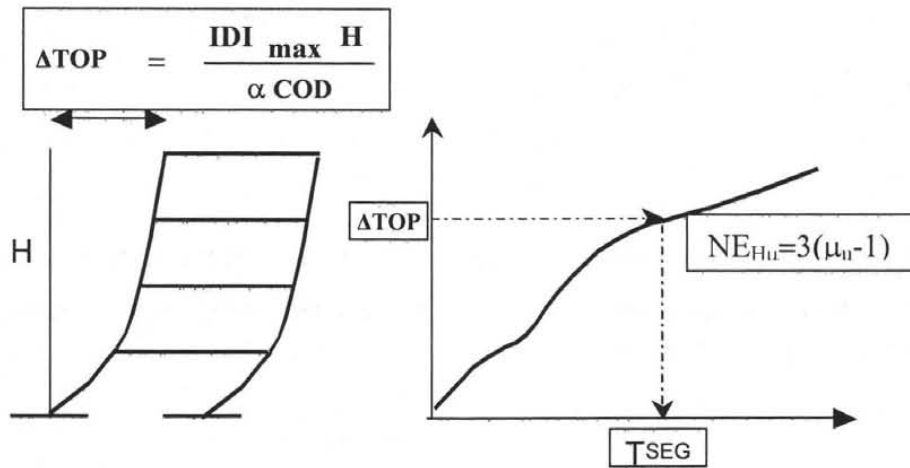


Figura 2.8 Obtención del periodo fundamental de vibración,  $T_{SEG}$ .

Una vez que se establece el valor de  $T_{SEG}$ , es posible determinar el cortante basal de diseño con la ayuda de un espectro de resistencia de ductilidad acumulada constante correspondiente a  $NE_{Hu} \leq 3(\mu_u - 1)$ , tal como se ilustra en la Figura 2.9.

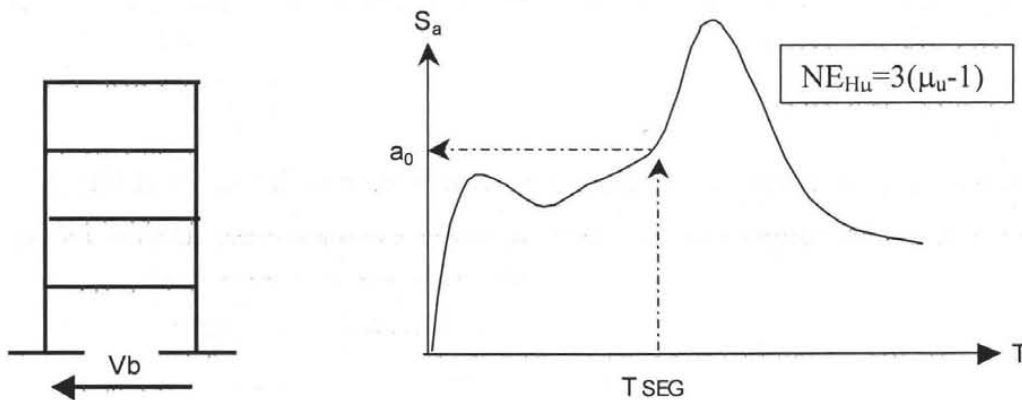


Figura 2.9 Obtención del cortante basal de diseño,  $V_b$

La Figura 2.10 resume todas las consideraciones hechas en esta sección para establecer el diagrama de flujo cuantitativo para el prediseño global de la metodología de diseño sísmico propuesta en esta tesis.

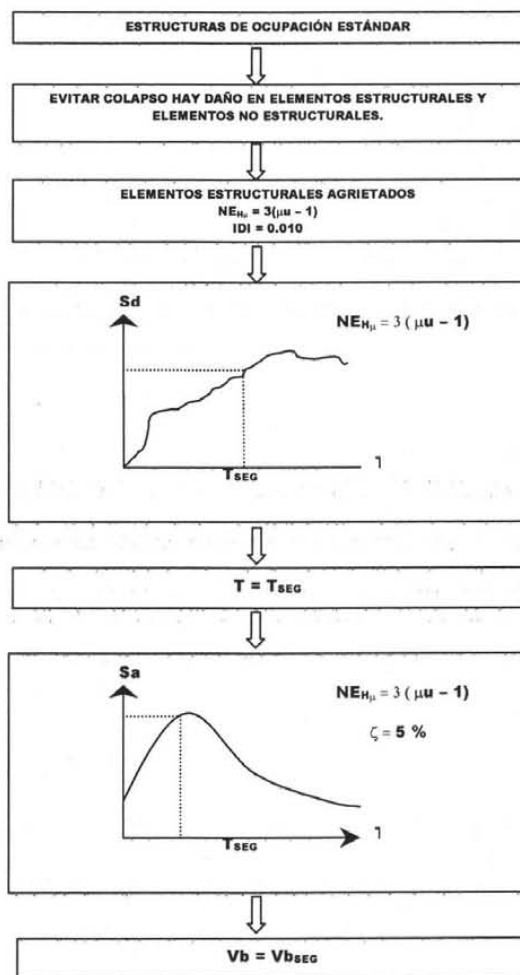


Figura 2.10 Diagrama de flujo cuantitativo para el prediseño global

## 2.6.2 Diseño local preliminar

Una vez que se han determinado los tres parámetros de diseño relevantes dentro del contexto de la metodología propuesta ( $T_{SEG}$ ,  $V_b$  y  $\mu_u$ ), se termina el prediseño global y se procede al diseño local preliminar.

El primer paso del diseño local preliminar es establecer las capacidades locales de rigidez a través de establecer las dimensiones de los elementos estructurales. En resumen este proceso consiste en proponer dimensiones tentativas a los elementos estructurales hasta que el periodo fundamental de vibración de la edificación, determinado a través de un análisis de valores característicos



estándar, sea igual o ligeramente menor que el valor de  $T_{SEG}$ . Para el caso de las estructuras de concreto reforzado, el modelo de la edificación usado durante este paso debe considerar el agrietamiento esperado en los elementos estructurales (Murià y González, 1995). De acuerdo a propuestas normativas implementadas recientemente en otros países, el agrietamiento puede tomarse en cuenta a través de asignar un porcentaje (menor al 100%) de la rigidez de la sección gruesa a los elementos estructurales. La Tabla 2.5 resume las recomendaciones hechas por Paulay (1996) para contemplar el agrietamiento de los elementos estructurales de concreto reforzado. Note que la segunda columna de dicha tabla contempla explícitamente el estado límite de seguridad.

**Tabla 2.5 Propiedades estructurales para secciones de concreto reforzado en función de su nivel de agrietamiento (Paulay 1996)**

Tipo de Elemento	Estado límite de Seguridad	Estado límite de Servicio		
		$\mu = 1.25$	$\mu = 3$	$\mu = 6$
<b>1) Vigas*</b>				
a) Vigas rectangulares	0.40 $I_g$	$I_g$	0.70 $I_g$	0.40 $I_g$
b) Vigas de Sección T,L			0.60 $I_g$	0.35 $I_g$
<b>2) Columnas***</b>				
a) $P_u/f'cA_g > 0.5$	0.80 $I_g$	$I_g$	0.90 $I_g$	0.80 $I_g$
b) $P_u/f'cA_g = 0.2$	0.60 $I_g$	$I_g$	0.80 $I_g$	0.60 $I_g$
c) $P_u/f'cA_g = -0.05$	0.40 $I_g$	$I_g$	0.70 $I_g$	0.40 $I_g$
<b>3) Muros***</b>				
a) $P_u/f'cA_g > 0.5$	0.45 $I_g$ , 0.80 $A_g$	$I_g$ , $A_g$	0.70 $I_g$ , 0.90 $A_g$	0.45 $I_g$ , 0.80 $A_g$
b) $P_u/f'cA_g = 0.2$	0.45 $I_g$ , 0.80 $A_g$	$I_g$ , $A_g$	0.50 $I_g$ , 0.75 $A_g$	0.25 $I_g$ , 0.50 $A_g$
c) $P_u/f'cA_g = -0.05$	0.45 $I_g$ , 0.80 $A_g$	$I_g$ , $A_g$	0.40 $I_g$ , 0.65 $A_g$	0.15 $I_g$ , 0.50 $A_g$
<b>4) Vigas acopladas**</b>				
a) Con refuerzo diagonal***	$\frac{0.40I_g}{1.7 + 2.7\left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{I_g}{1.7 + 1.3\left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{0.70I_g}{1.7 + 2.7\left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{0.40I_g}{1.7 + 2.7\left(\frac{h}{L}\right)^2}$
b) Con refuerzo convencional***	$\frac{0.40I_g}{1.0 + 8.0\left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{I_g}{1.0 + 5.0\left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{0.70I_g}{1.0 + 8.0\left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{0.40I_g}{1.0 + 8.0\left(\frac{h}{L}\right)^2}$

\* Pueden ser utilizados para ménsulas y travesaños acartelados

\*\* El efecto de deformaciones por cortante y deformaciones por penetración de muros en barras de vigas ha sido considerado

\*\*\*  $P_u$  Carga axial en la columna o muro en su estado último,  $h$  peralte total de la viga,  $L$  claro libre de la viga acoplada.

Una vez que se establecen las dimensiones de los elementos estructurales se procede a establecer la capacidad local de resistencia de los elementos estructurales. Al respecto existen dos posibilidades. La primera consiste en establecer, a partir del valor de  $V_b$ , las fuerzas laterales de diseño que después se utilizan para llevar a cabo un análisis estático de la estructura y determinar los elementos mecánicos de diseño de cada elemento estructural. A partir de esto, se determina el acero de refuerzo de los elementos estructurales de concreto reforzado, y los requerimientos de acero transversal debidos a corte. La segunda opción consiste en llevar a cabo un análisis dinámico modal con el espectro de pseudo-aceleración que corresponde al estado límite que rige el diseño por resistencia.

El tercer y último paso del diseño local preliminar consiste en detallar los elementos estructurales para que tengan una capacidad de deformación local que sea consistente con el valor de  $\mu_u$  utilizado durante el diseño de la estructura. Se propone que este paso se lleve conforme a las especificaciones de los reglamentos actuales de diseño, considerando que un detallado no dúctil conforme a la normatividad corresponde a valores de  $\mu_u$  que probablemente oscilan entre 2 y 3, y que un detallado dúctil resulta en valores de  $\mu_u$  en un intervalo de 4 a 6. El detallado a veces contempla también la buena distribución del acero longitudinal en el perímetro del elemento estructural de concreto reforzado, y un balance adecuado entre su acero positivo y negativo.

## 3 PREDISEÑO DE MARCOS EN SUELO BLANDO, EJEMPLO DE APLICACIÓN

### 3.1 Características generales del edificio

El edificio de 15 pisos utilizado para mostrar la aplicación práctica de la metodología propuesta en esta tesis será diseñado para uso de oficinas, es decir, está catalogado como estructura tipo "B" por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (*RCDF*). Esto es relevante para establecer el patrón de cargas vivas utilizado durante el diseño. La configuración del edificio se muestra en las Figuras 3.1 y 3.2. La planta del edificio está conformado por tres crujías con claros de 7 metros en las dos direcciones principales de análisis. El primer nivel tiene una altura de entrepiso de 5 metros, y los demás niveles una altura de 4 metros. La Figura 3.3 muestra un corte esquemático de un nivel tipo. El edificio se estructura con base en marcos dúctiles de concreto reforzado, y una losa reticular aligerada con casetones de poliestireno de alta densidad. Las dimensiones de los casetones serán de 60x60 cm de lado y altura de 20 cm. Las propiedades nominales de los materiales estructurales son  $f'_c$  de 350 kg/cm<sup>2</sup> para el concreto y  $f_y$  de 4200 kg/cm<sup>2</sup> para el acero.

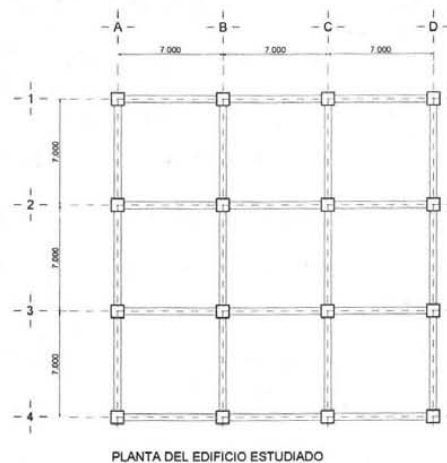


Figura 3.1 Vista en elevación del edificio estudiado

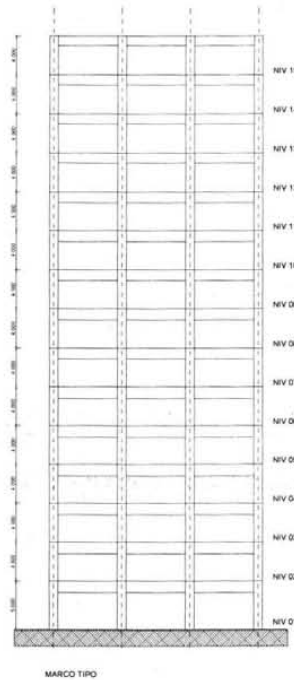


Figura 3.2 Marco tipo del edificio estudiado

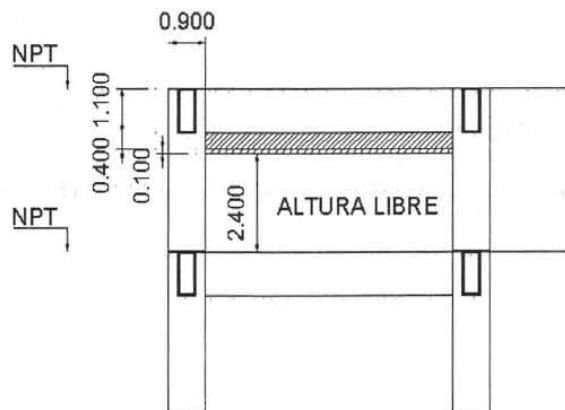


Figura 3.3 Altura libre de entrepiso

Las cargas muertas y vivas utilizadas para el prediseño del edificio se muestran en la Tabla 3.1. Los valores de cargas vivas se tomaron del Artículo 198 del *RCDF* (incisos b y h). Para el cálculo del peso de la losa se consideraron 5 cm de capa de compresión, un firme de nivelación de 2 cm, y loseta de granito de terrazo.

**TABLA 3.1 Cargas para edificio de 15 niveles**

<b>CARGA MUERTA NIVELES INTERMEDIOS</b>	
a) Peso de la losa (25 cm. Reticular)	320 kg / m <sup>2</sup>
b) Firme y piso	120 kg / m <sup>2</sup>
c) Canceleria y muros	80 kg / m <sup>2</sup>
d) Plafón e instalaciones	20 kg / m <sup>2</sup>
e) Adicional por reglamento	40 kg / m <sup>2</sup>
<b>TOTAL DE CARGAS MUERTAS NIVELES INTERMEDIOS</b>	<b>580 kg / m<sup>2</sup></b>
<b>CARGA VIVA NIVELES INTERMEDIOS</b>	
Carga viva instantánea	180 kg / m <sup>2</sup>
Carga viva máxima	250 kg / m <sup>2</sup>
<b>CARGA MUERTA NIVEL DE AZOTEA</b>	
a) Peso de la losa (25 cm. Reticular)	320 kg / m <sup>2</sup>
b) Relleno	120 kg / m <sup>2</sup>
c) Tinacos	50 kg / m <sup>2</sup>
d) Impermeabilizante	10 kg / m <sup>2</sup>
e) Adicional por reglamento	40 kg / m <sup>2</sup>
<b>TOTAL DE CARGA MUERTA EN NIVELES AZOTEA</b>	<b>540 kg / m<sup>2</sup></b>
<b>CARGA VIVA NIVEL DE AZOTEA</b>	
Carga viva instantánea	70 kg / m <sup>2</sup>
Carga viva máxima	100 kg / m <sup>2</sup>

El edificio se supone ubicado en la Zona de Lago del D.F., particularmente en un sitio de terreno compresible con periodo característico ( $T_g$ ) de 2.0 segundos. Este sitio corresponde a la Zona *IIIb* especificada por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (*NTCDS*), para la cual se especifica un coeficiente sísmico de 0.45.

La Tabla 3.2 muestra los pesos y altura de los diferentes niveles, información necesaria para establecer las fuerzas laterales conforme al método estático especificado en las *NTCDS*.

**Tabla 3.2 Pesos y alturas de entrepiso para edificio de 15 niveles**

Nivel	Altura (m)	Altura Acumulada (m)	Peso (ton)
1	5	5	683
2	4	9	668
3	4	13	668
4	4	17	668
5	4	21	668
6	4	25	668
7	4	29	650
8	4	33	650
9	4	37	650
10	4	41	650
11	4	45	650
12	4	49	632
13	4	53	632
14	4	57	632
15	4	61	584

### 3.2 Prediseño global

Para establecer un umbral para el desplazamiento máximo de azotea se requiere plantear valores de coeficiente de distorsión ( $COD$ ) y distorsión máxima de entrepiso ( $IDI_{max}$ ). El valor de  $COD$  para marcos dúctiles oscila entre 1.2 y 1.5 (Qi y Moehle 1991, Bertero y Bertero 1993). En esta tesis se considera un  $COD$  de 1.5. En cuanto a  $IDI_{max}$ , se considera un valor de 0.015.

**Tabla 3.3 Parámetros utilizados para el prediseño global del edificio de 15 niveles**

Parámetro	Valor
$COD$	1.5
Ductilidad global	5
Índice de daño Estructural (Terán y Jirsa)	$NE_{H\mu} \leq 3(\mu_u - 1)$
Índice de daño no Estructural	$IDI_{max} < 0.015$
Coefficiente de Amortiguamiento	$\zeta = 0.05$

Conforme a la Ecuación 2.14, el máximo desplazamiento de azotea permisible durante la excitación sísmica de diseño es:

$$\Delta_{TOP} = \frac{0.015 (6100)}{1.5} = 61 \text{ cm} \quad (3.1)$$

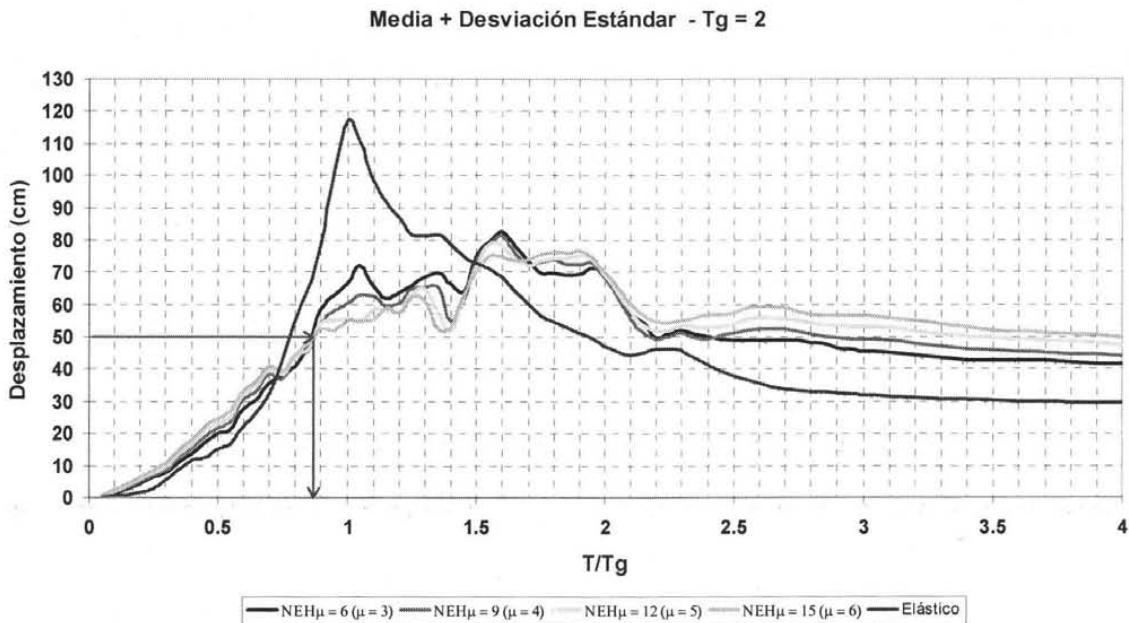
Utilizando la Ecuación 2.15 con  $\alpha = 1.2$  para corregir el valor de  $\Delta_{TOP}$  para contemplar los efectos de varios grados de libertad:

$$\Delta_{TOP}^* = \frac{61}{1.2} \approx 50 \text{ cm} \quad (3.2)$$

De acuerdo al índice de Terán y Jirsa (Ecuación 2.11) evaluado para una ductilidad última de 5, la estructura sismorresistente es capaz de acomodar una ductilidad acumulada (o energía plástica normalizada,  $NE_{H\mu}$ ) de:

$$NE_{H\mu} = 3(5 - 1) = 12 \quad (3.3)$$

Una vez establecido el valor de  $NE_{H\mu}$  de diseño se establece, conforme a lo especificado en el Capítulo 2 de esta tesis, el espectro de desplazamiento de ductilidad acumulada constante. Con los valores de diseño del desplazamiento de azotea ( $\Delta_{TOP} = 50 \text{ cm}$ ) y de la energía plástica normalizada ( $NE_{H\mu} = 12$ ), se obtiene el valor de diseño del periodo fundamental de la estructura para el estado límite de seguridad ( $T_{SEG}$ ). Esto se ilustra en la Figura 3.4. Note que el eje de las abcisas en la figura corresponde a valores de  $T/T_g$ , de tal manera que una abcisa de 0.9 corresponde a  $T_{SEG}$  de 1.8 seg.



**Figura 3.4** Determinación de  $T_{SEG}$  a partir de espectro de desplazamiento de ductilidad acumulada constante

Una vez definido el valor de diseño del periodo fundamental de vibración del edificio, es posible estimar la demanda global de resistencia a través de establecer el valor de cortante basal de diseño. Esto, que se ilustra a través de la Figura 3.5, se hace a través de un espectro de resistencia para una ductilidad acumulada constante  $NE_{H\mu}$  de 12. La línea roja marcada en la figura indica el sentido en que se lee la información derivada del espectro de resistencia. Conforme a lo que se ilustra, la ordenada del espectro de resistencia para  $NE_{H\mu}$  de 12 evaluada para T de 1.8seg. resulta en un coeficiente sísmico  $C_S$  de 0.27.

La Tabla 3.4 resume los valores obtenidos para los tres parámetros de diseño, que definen el diseño local de la estructura.

**Tabla 3.4** Valores paramétricos de diseño para el edificio de 15 niveles

<i>Característica Mecánica</i>	<i>Parámetro Estructural</i>
Rigidez lateral	$T_{SEG} = 1.8 \text{ seg}$
Resistencia lateral	$V_b = C_{sx} W_T = 0.27 \times 9737 = 2630 \text{ ton}$
Ductilidad global	$\mu_u = 5$



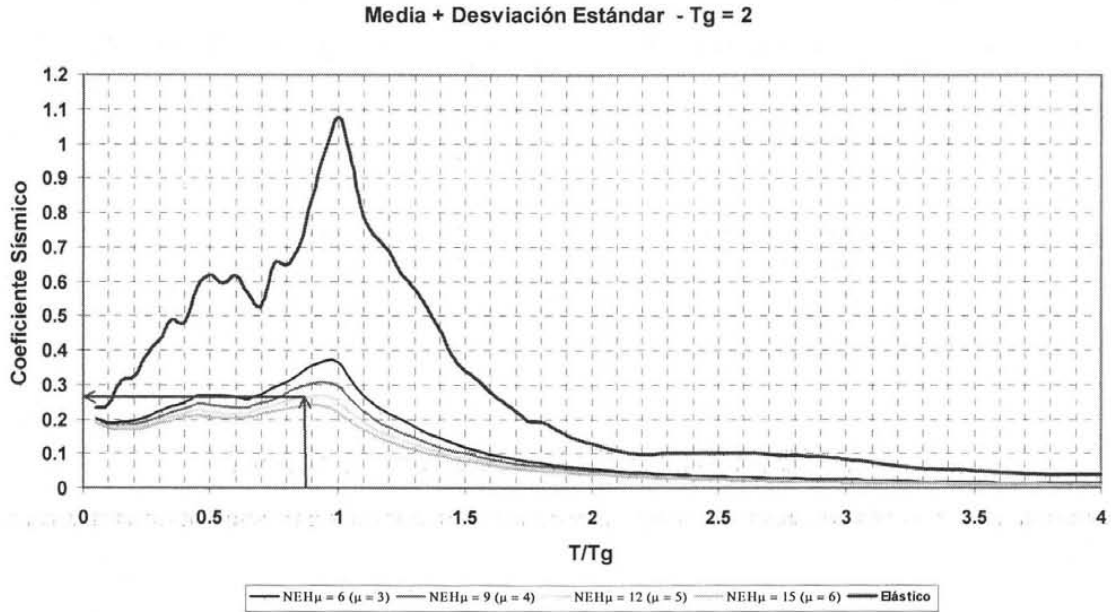


Figura 3.5 Determinación de  $V_b$  a partir de espectro de resistencia de ductilidad acumulada constante

### 3.3 Diseño local preliminar

Para la obtención de la rigidez local de la estructura (dimensionado de los elementos estructurales) se plantearon una serie de problemas de valores característicos hasta que las dimensiones propuestas para los elementos estructurales resultarán en un periodo fundamental de vibración cercano a 1.8 seg. Se hicieron las siguientes consideraciones para el modelado del edificio:

- a) Se realizó un análisis de marcos planos
- b) Se consideró el 50 % de la zona rígida para elementos viga y el 100% de zona rígida para los elementos columna.
- c) Se hizo consideración explícita de las deformaciones de corte.
- d) No se hizo consideración de efectos P- $\Delta$ .
- e) El módulo de elasticidad del concreto se estimó de acuerdo a lo propuesto en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCDC). Si se considera que para las vigas y columnas ubicadas desde nivel 1 al nivel 15 se utilizó un concreto de clase I, con peso volumétrico de 2.4 ton/m<sup>3</sup> y resistencia a la compresión  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ , se obtiene un módulo de elasticidad de:

$$E_c = 14000\sqrt{f'c} = 2619000 \text{ ton/m}^2$$

f) En el caso de las vigas, se consideró la contribución de la losa a la rigidez a flexión conforme a lo mostrado en la Figura 3.6. Para momento positivo se consideró el trabajo de la viga como sección "T", tanto para marcos internos como marcos externos. En realidad, en el caso de estos últimos, la sección de la viga no es "T" sino "L", ya que no hay losa en uno de los lados de la viga. Los resultados obtenidos por Rangel (2004), sugieren que este tipo de idealización no debe ser un problema para las vigas de edificios de 12 niveles ubicados en la Zona del Lago del D.F. Para momento negativo, la rigidez de la viga se estimó a partir de la sección rectangular. El ancho del patín en compresión se obtuvo conforme a las NTCDC, que en su Sección 2.1.2 especifican que el ancho efectivo del patín en compresión  $b_e$  puede estimarse a partir del menor de los valores arrojados por las siguientes expresiones:

$$b_e = 16t + b'$$

$$b_e = \frac{l}{4}$$

$$b_e = c.a.c$$

donde  $b_e$  es el ancho efectivo del patín en compresión,  $t$  el espesor de la losa,  $b'$  el ancho de la viga rectangular,  $l$  el claro o luz de la viga y  $c.a.c$  denota distancia centro a centro entre vigas

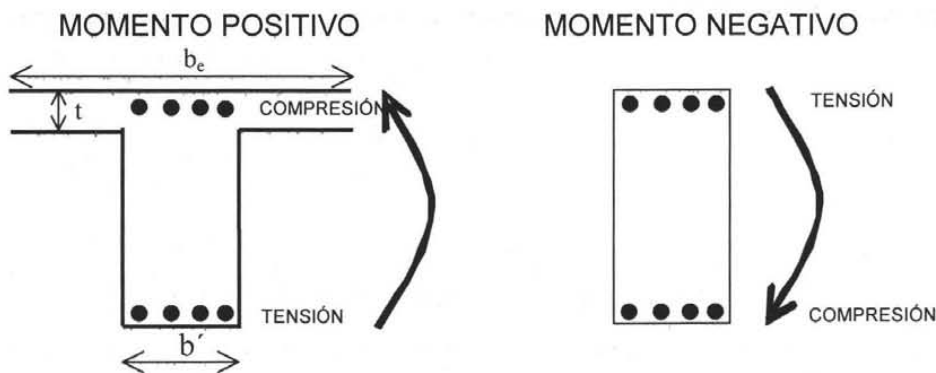


Figura 3.6 Flexión positiva y negativa en secciones de concreto reforzado.

g) Se utilizaron las secciones agrietadas de los elementos estructurales. Para ello, se tomaron en cuenta los factores de agrietamiento para vigas y columnas propuestos por Paulay para el estado límite de seguridad. Conforme a las sugerencias de la Tabla 2.6, se consideró

para las vigas un momento de inercia de  $0.35 I_g$ , y para columnas de  $0.65 I_g$ ; donde  $I_g$  es el momento de inercia de la sección gruesa. Dado que bajo la acción de la excitación sísmica las vigas se deforman en doble curvatura, su momento de inercia se estimó a partir del promedio de los momentos de inercia positivo y negativo.

La Tabla 3.5 resume el dimensionado final de vigas y columnas. Las Tablas 3.6 y 3.7 presentan los momentos de inercia de secciones gruesas y agrietadas de vigas y columnas, respectivamente. La Figura 3.7 muestra una distribución de momentos de inercia de las vigas en altura.

**Tabla 3.5 Secciones transversales en vigas y columnas**

<i>ID. de Sección en Vigas</i>	<i>Sec. Transversal (m)</i>	<i>Niveles</i>
1	1.20x0.45	1 al 6
2	1.10x0.45	7 al 11
3	1.00x0.45	12 al 15
4	1.20x0.45	1 al 6
5	1.10x0.45	7 al 11
6	1.00x0.45	12 al 15
<i>ID. de Sección en Columnas</i>	<i>Sec. Transversal (m)</i>	<i>Niveles</i>
A	0.90x0.90	1 al 15
B	0.90x0.90	1 al 15

**Tabla 3.6 Momentos de inercia para vigas**

TABLA DE MOMENTOS DE INERCIA PARA MODELO ELÁSTICO						
ID SEC	NIVEL	SECCIÓN RECTANGULAR m <sup>2</sup>	MOMENTO DE INERCIA PARA FLEXION POSITIVA m <sup>4</sup>	MOMENTO DE INERCIA PARA FLEXION NEGATIVA m <sup>4</sup>	MOMENTO DE INERCIA PROMEDIO (FPOS+FNEG)/2 m <sup>4</sup>	MOMENTO DE INERCIA PROMEDIO AGRIETADO =0.35X((FPOS+FNEG)/2) m <sup>4</sup>
1	1 AL 6	1.20X0.45	0.0764	0.0648	0.0706	0.0247
2	7 AL 11	1.10X0.45	0.0595	0.0499	0.0547	0.0192
3	12 A15	1.00x0.45	0.0453	0.0375	0.0414	0.0145
4	1 AL 6	1.20X0.45	0.0678	0.0648	0.0663	0.0232
5	7 AL 11	1.10X0.45	0.0524	0.0499	0.0512	0.0179
6	12 A15	1.00x0.45	0.0395	0.0375	0.0385	0.0135

**Tabla 3.7 Momentos de inercia para columnas**

ID SEC	NIVEL	SECCIÓN RECTANGULAR (m <sup>2</sup> )	MOMENTO DE INERCIA GRUESO $I_g$ (m <sup>4</sup> )	MOMENTO DE INERCIA AGR. $I_{agr}$ (m <sup>4</sup> )
A	1 al 15	0.90x0.90	0.0546	0.0328
B	1 al 15	0.90x0.90	0.0546	0.0328

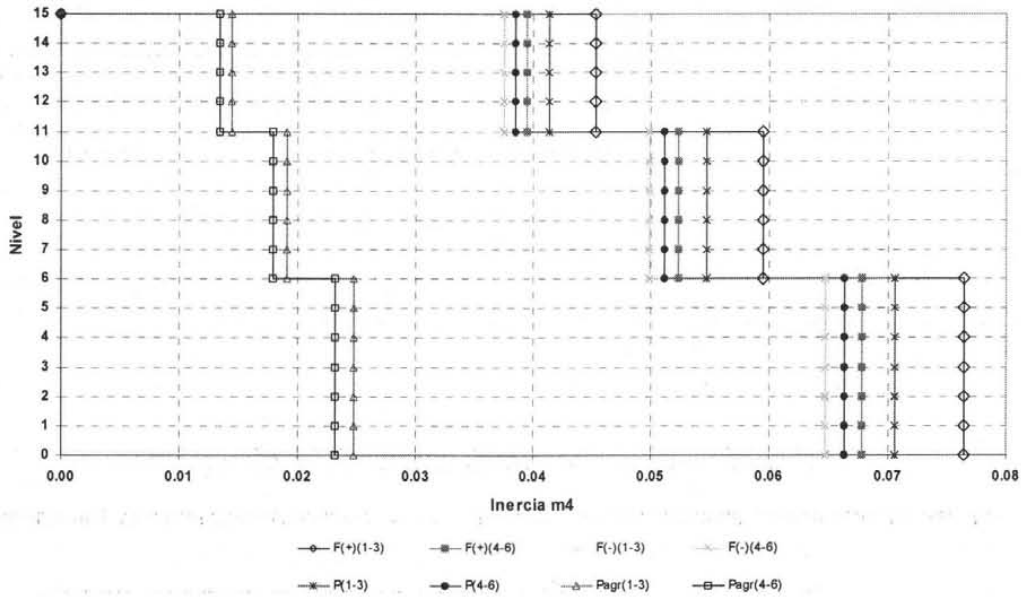


Figura 3.7 Distribución en altura de momentos de inercia en vigas

El problema de valores característicos se llevaron a cabo con el programa ETABS (Habibulah, 1991). El dimensionado final de vigas y columnas resulta en los periodos de vibrar resumidos en la Tabla 3.8. Note que el periodo fundamental de vibración (1.78 seg) es ligeramente menor que el periodo de diseño  $T_{SEG}$  (1.8 seg).

Tabla 3.8 Periodos de vibración del edificio de 15 niveles

MODO	PERIODO(seg)
1	1.78
2	0.62
3	0.35
4	0.24
5	0.18

Una vez dimensionados los elementos estructurales de la edificación a través del valor del periodo fundamental de vibración, se procede al diseño de resistencia. Para obtener los elementos mecánicos de diseño en vigas y columnas, se utilizó el método estático de análisis sísmico. Con los pesos y alturas resumidos en la Tabla 3.1, se obtuvieron las fuerzas laterales y cortantes de entrepiso resumidos en la Tabla 3.9.

Tabla 3.9 Tabla de fuerzas estáticas y cortantes de entrepiso

Nivel	Fuerza (ton)	Cortante (ton)	Fuerza/FSR (ton)
1	295.7	295.68	197.1
2	299.3	594.94	199.5
3	278.3	873.2	185.5
4	257.3	1130.5	171.5
5	243.0	1373.5	162.0
6	221.4	1595.0	147.6
7	199.8	1794.8	133.2
8	178.2	1973.0	118.8
9	156.6	2129.7	104.4
10	138.7	2268.4	92.5
11	116.5	2385.0	77.7
12	94.3	2479.3	62.9
13	72.1	2551.5	48.1
14	49.9	2601.4	33.3
15	27.7	2629.2	18.5

La última columna de la Tabla 3.9 presenta las fuerzas de diseño del edificio con consideración explícita del factor de sobrerresistencia (*FSR*). Este factor toma en cuenta que las estructuras por lo general tienen una resistencia superior a la nominal. El valor de *FSR* se estimó a partir de la ecuación 3.4 que es sólo válida para marcos de concreto reforzado (Miranda et al. 1999):

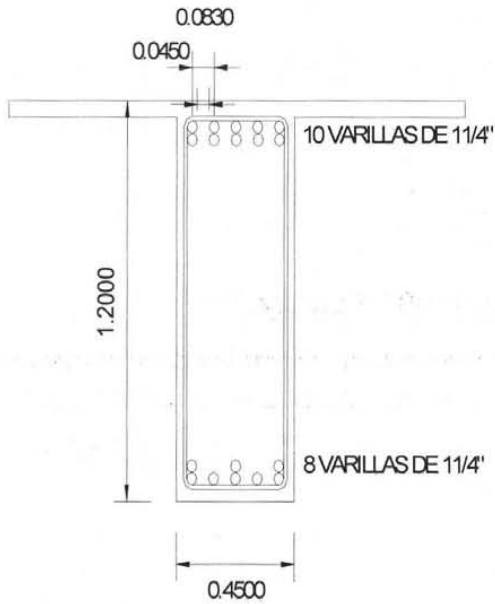
$$R_s = 2 - 0.5 \sqrt{\frac{T_{SEG}}{5}} \approx 1.5 \quad (3.4)$$

donde  $T_{SEG} = 1.78$  segundos.

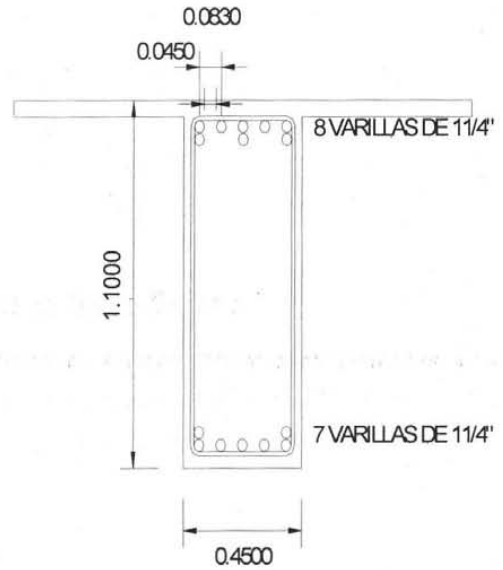
Una vez establecidas las fuerzas laterales de diseño, se procede a hacer un análisis elástico de la estructura y se obtienen los elementos mecánicos de diseño para vigas y columnas. El diseño de resistencia y deformación de los elementos estructurales del edificio se basó en los requerimientos el diseño y detallado de marcos dúctiles de las *NTCDC*. En particular, se cumplieron todos los requisitos especificados en las Secciones 5.2.1 (dimensiones), 5.2.2 (refuerzo longitudinal), y 5.2.3 y 5.2.4 (refuerzo transversal).

Para el cálculo de su resistencia nominal, las vigas se consideraron de sección rectangular y se despreció la contribución al momento resistente del acero de compresión. Los valores nominales

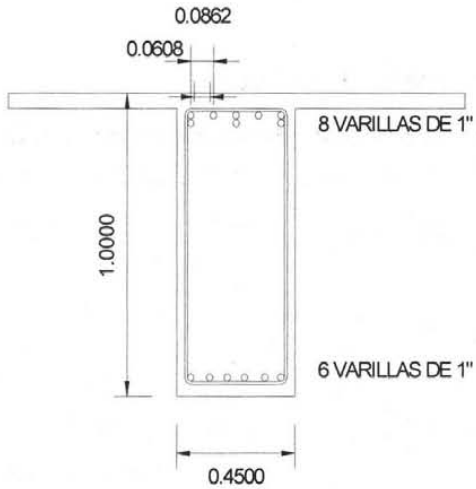
empleados para el diseño fueron  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  para el acero y  $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$  para el concreto. La Figura 3.8 muestra el armado longitudinal de las vigas del edificio.



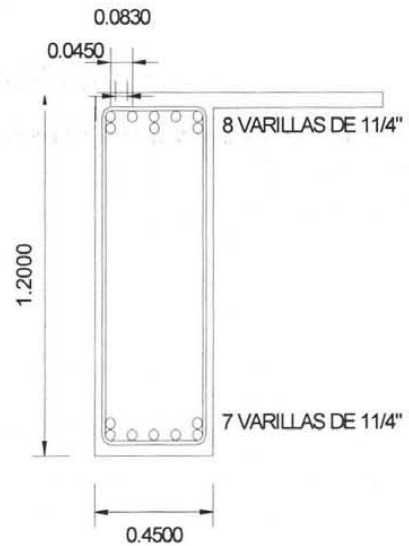
3.8.a) Viga tipo 1



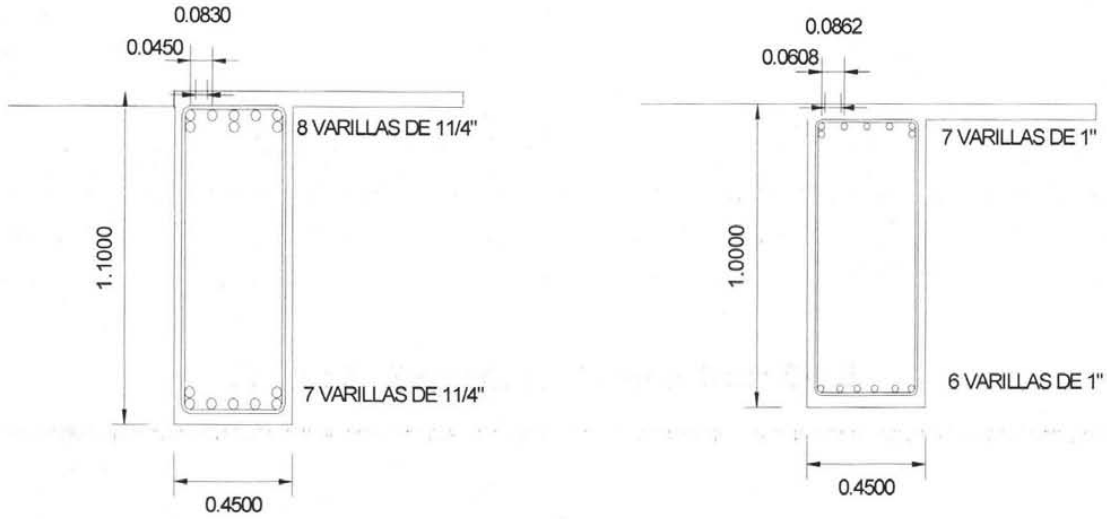
3.8.b) Viga tipo 2



3.8.c) Viga tipo 3



3.8.d) Viga tipo 4



3.8.c) Viga tipo 5

3.8.d) Viga tipo 6

Figura 3.8 Tipos de viga utilizados en el edificio de 15 niveles.

La distribución de vigas en los marcos del edificio se puede visualizar en la Figura 3.13, así como la de armados en la figura 3.14. Note que hay dos tipos de marcos existentes (externos e internos. Para el diseño del refuerzo transversal de las vigas, se consideraron requisitos de confinamiento y de resistencia a corte. En cuanto a lo último, se utilizó un factor de resistencia  $F_R = 0.6$  y, para zonas donde la fuerza cortante de diseño provocada por el sismo es mayor que la calculada por el equilibrio del miembro entre caras de apoyo, se supuso nula la contribución del concreto de tal modo que toda la resistencia a fuerza cortante la proporcionaron los estribos. La Tabla 3.10 resume las características del acero transversal en los extremos de las vigas.

Tabla 3.10 Distribución de estribos en los distintos tipos de vigas.

Tipo de Viga	Tipo de Marco	Diámetro de la barra (plg)	Área de la barra (cm <sup>2</sup> )	Separación extremos (cm)
1	Interno	1/2"	1.00	15.0
2	Interno	1/2"	1.00	17.5
3	Interno	3/8"	0.71	15.0
4	Externo	1/2"	1.00	15.0
5	Externo	1/2"	1.00	17.5
6	Externo	3/8"	0.71	15.0

Para establecer el armado longitudinal de las columnas se utilizó una serie de ecuaciones propuestas por Bertero y Bertero (1992), que toman en cuenta el concepto de columna fuerte-viga débil para evitar la aparición de un mecanismo de piso que pueda llevar al sistema estructural a un desempeño deficiente. Las ecuaciones utilizan conceptos de diseño por capacidad, y suponen que las vigas de todos los niveles se encuentran plastificadas y exhiben un punto de inflexión a la mitad de su claro.

La siguiente notación debe ser considerada para la aplicación de las ecuaciones propuestas por Bertero y Bertero:  $M^+$  y  $M^-$  indican momentos resistentes positivo y negativo, respectivamente, de las vigas; los superíndices  $T$  y  $B$  indican columnas superior e inferior respectivamente; los superíndices  $L$  y  $R$  indican vigas izquierda y derecha, respectivamente; primer subíndice  $e$  e  $i$  indican columnas exterior e interior, respectivamente; primer subíndice  $A$  y  $B$  indican vigas A y B, respectivamente; segundo subíndice  $i$  y  $n$  indican nivel  $i$  y nivel superior  $n$ , respectivamente; y  $h_b$  = peralte total de la viga,  $h_c$  = dimensión de la columna en el plano del marco,  $h_n$  = altura del nivel  $n$ ,  $h_i$  = altura del nivel  $i$ ,  $l_A$  = longitud de la viga  $A$ .

La Figura 3.9 aclara un poco más la notación utilizada, y las Ecuaciones 3.5 a 3.13 resumen el procedimiento utilizado para obtener los elementos mecánicos de diseño de las columnas.

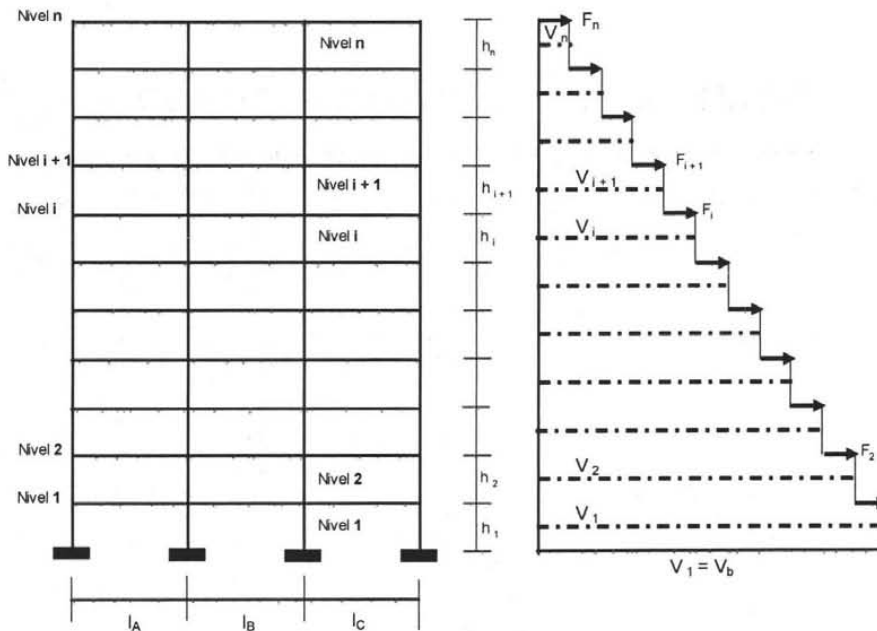


Figura 3.9 Esquema utilizado para la obtención de momentos de diseño en columnas



**Momentos Flexionantes interiores y exteriores para en nivel n**

$$M_{en}^T = M_{en}^B = \frac{h_n}{h_n + h_b} \left[ M_n^- + \frac{h_c}{2l_A} (M_n^+ + M_n^-) + \frac{h_c}{4} W_A l_A \right] \quad (3.5)$$

$$M_{in}^T = M_{in}^B = \frac{h_n}{h_n + h_b} \left[ M_n^+ + M_n^- + \frac{h_c}{2} \left( \frac{1}{l_A} + \frac{1}{l_B} \right) (M_n^+ + M_n^-) + \frac{h_c}{4} (W_A l_A - W_B l_B) \right] \quad (3.6)$$

**Momentos Flectores interiores y exteriores para el nivel i**

$$M_{ei}^T = M_{ei}^B = \frac{h_i}{h_i + h_b} \left[ M_i^- + \frac{h_c}{2l_A} (M_i^+ + M_i^-) + \frac{h_c}{4} W_A l_A \right] - M_{e(i+1)}^B \quad (3.7)$$

$$M_{ii}^T = M_{ii}^B = \frac{h_i}{h_i + h_b} \left[ M_i^+ + M_i^- + \frac{h_c}{2} \left( \frac{1}{l_A} + \frac{1}{l_B} \right) (M_i^+ + M_i^-) + \frac{h_c}{4} (W_A l_A - W_B l_B) \right] - M_{i(i+1)}^B \quad (3.8)$$

**Fuerzas Axiales para el piso i en columnas externas**

$$(P_i)_{m\acute{a}x} = \sum_{k=i}^n D_{km\acute{a}x} + \Gamma_i \sum_{k=i}^n 0.5L_k + \sum_{k=i}^n \Phi \frac{M_k^+ + M_k^-}{l_A} \quad (3.9)$$

$$(P_i)_{m\acute{i}n} = \sum_{k=i}^n D_{km\acute{i}n} - \sum_{k=i}^n \Phi \frac{M_k^+ + M_k^-}{l_A} \quad (3.10)$$

**Fuerzas Axiales para el piso i en columnas internas**

$$(P_i)_{m\acute{a}x} = \sum_{k=i}^n D_{km\acute{a}x} + \Gamma_i \sum_{k=i}^n 0.5L_k + \sum_{k=i}^n \Phi (M_k^+ + M_k^-) \left( \frac{1}{l_B} - \frac{1}{l_A} \right) \quad (3.11)$$

$$(P_i)_{m\acute{i}n} = \sum_{k=i}^n D_{km\acute{i}n} - \sum_{k=i}^n \Phi (M_k^+ + M_k^-) \left( \frac{1}{l_B} - \frac{1}{l_A} \right) \quad (3.12)$$

**Fuerzas Cortante en Columnas**

$$V_i = \frac{2M_i^T}{h_i} \tag{3.13}$$

donde

$D_{kmax}$  = 1.2 x la carga muerta para la columna utilizando el concepto de área tributaria

$D_{kmin}$  = 0.9 x la carga muerta para la columna utilizando el concepto de área tributaria

$L_k$  = carga viva para la columna utilizando el concepto de área tributaria

$\Gamma_i = 1 - 0.08(A_T - 13.94 \text{ m}^2)/100 \geq 0.4$ , donde  $A_T$  = area tributaria en  $\text{m}^2$ .

$\phi$  = Sobrerresistencia de la capacidad a flexión (relación entre resistencia nominal y real de la capacidad en flexión de las vigas).

Con las ecuaciones anteriores se encontraron los elementos mecánicos que permiten el diseño del acero longitudinal de las columnas. Las Tablas 3.11 a 3.13 resumen los momentos y axiales de diseño para las columnas del edificio. La tabla 3.14 presenta los estribos utilizados para cada tipo de columna, para cada columna se calculó dos separaciones de estribos una para la longitud central y otra para los extremos superior e inferior.

**Tabla 3.11 Momentos de diseño para columnas**

<i>Nivel</i>	<i>Momento Exterior</i>	<i>Momento Interior</i>
15	176.4	313.3
14	0.6	0.0
13	176.4	313.3
12	0.6	0.0
11	279.4	505.8
10	0.6	0.0
9	279.4	505.8
8	0.6	0.0
7	279.4	505.8
6	31.2	51.8
5	279.4	505.8
4	31.2	51.8
3	279.4	505.8
2	31.21	51.8
1	279.4	532.8

**Tabla 3.12 Axiales para el diseño de columnas internas**

<i>Nivel</i>	$P_{m\acute{a}x}$	$P_{m\acute{i}n}$
15	86.60	-17.40
14	174.40	-28.50
13	262.19	-39.57
12	349.98	-50.70
11	472.11	-80.750
10	594.25	-110.70
9	716.39	-140.76
8	838.53	-170.70
7	960.67	-200.56
6	1097.39	-223.26
5	1234.12	-245.56
4	1370.84	-268.06
3	1507.57	-290.56
2	1644.30	-313.06
1	1781.02	-335.31

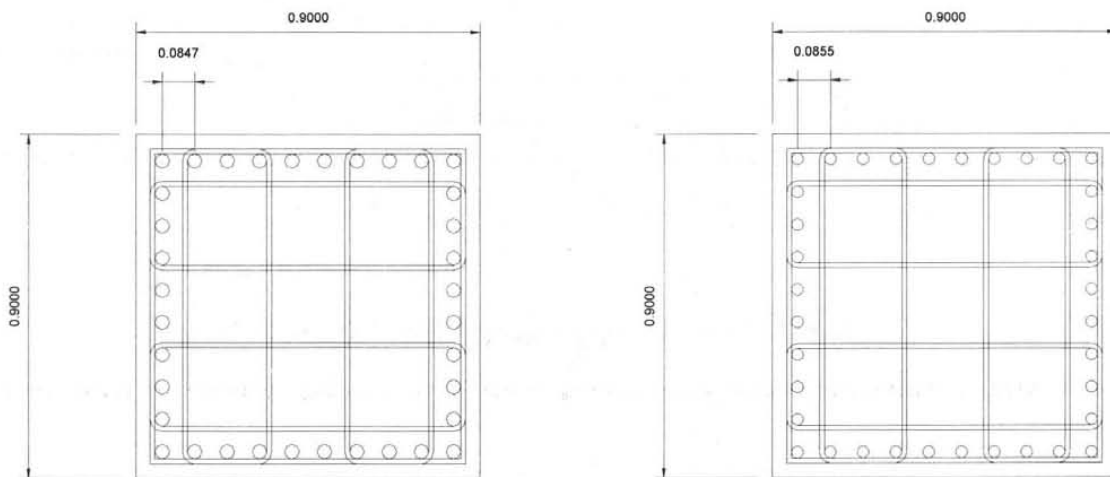
**Tabla 3.13 Axiales para el diseño de columnas externas**

<i>Nivel</i>	$P_{m\acute{a}x}$	$P_{m\acute{i}n}$
15	69.81	-34.51
14	141.30	-69.02
13	212.79	-103.53
12	284.28	-143.13
11	389.58	-172.58
10	494.88	-202.03
9	600.18	-231.48
8	705.48	-260.93
7	810.77	-289.93
6	929.18	-318.93
5	1047.58	-357.62
4	1165.99	-396.31
3	1284.39	-435.21
2	1402.79	-473.69
1	1521.20	-512.38

**Tabla 3.14 Distribución de estribos en los distintos tipos de columnas**

Tipo de Columna (Extremos)	Tipo de Marco	Diámetro de la barra (plg)	Área de la barra (cm <sup>2</sup> )	Separación extremos (cm)
a	Interno	1/2"	1.00	35
b	Externo	1/2"	1.00	35
Tipo de Columna (Centro)	Tipo de Marco	Diámetro de la barra (plg)	Área de la barra (cm <sup>2</sup> )	Separación extremos (cm)
a	Interno	1/2"	1.00	42.5
b	Externo	1/2"	1.00	42.5

En la figura 3.10 se presentan los tipos de columnas utilizados en el prediseño del edificio, como de puede observar se utilizaron 6 juegos de estribos para cada una de las columnas, si bién el cortante último calculado se resistiría con solo dos juegos de estribos por capa, no se cumplieran con los requisitos de separación mínima de distancias restringidas en esquina.



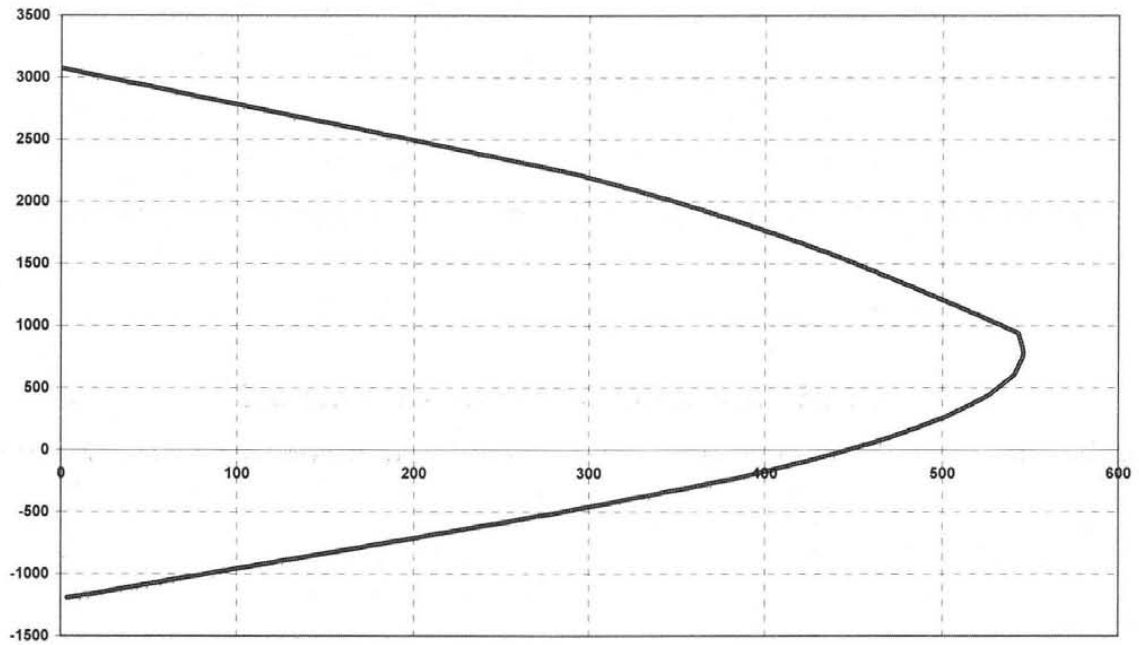
**3.10.a) Columna tipo b**

**3.10.b) columna tipo a**

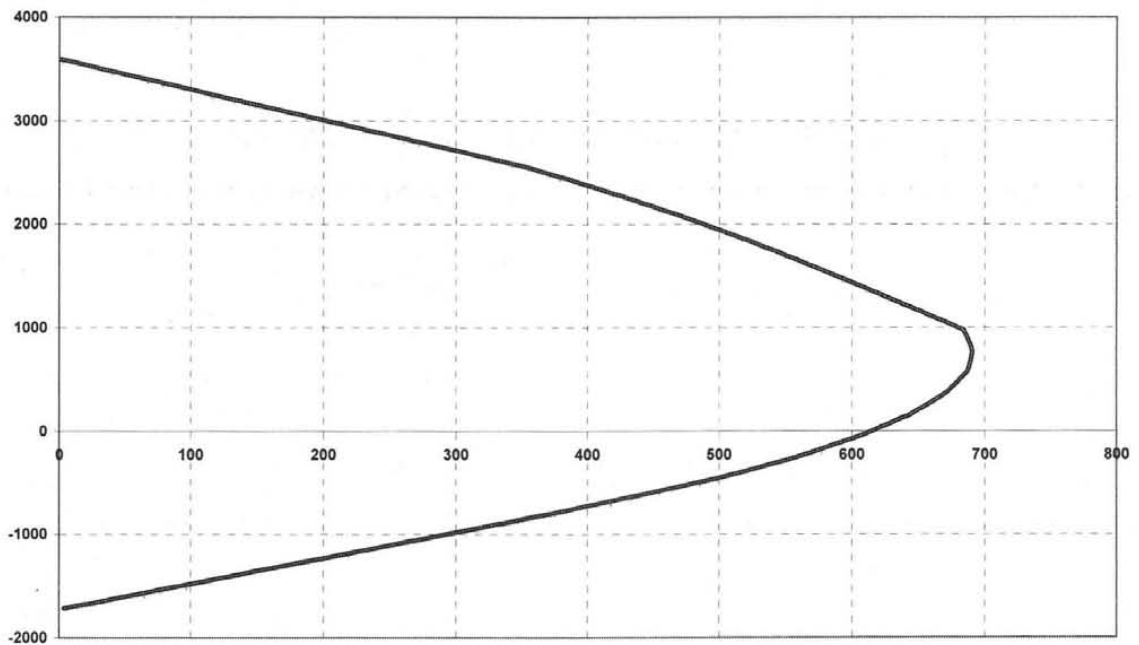
**Figura 3.10 Tipos de columna utilizados en el edificio de 15 niveles**

Las figuras 3.11 y 3.12 muestran los diagramas de interacción obtenidos para cada una de las columnas, estos diagramas son obtenidos con las *NTCDC* para concreto  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$  y acero de refuerzo con límite de fluencia  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

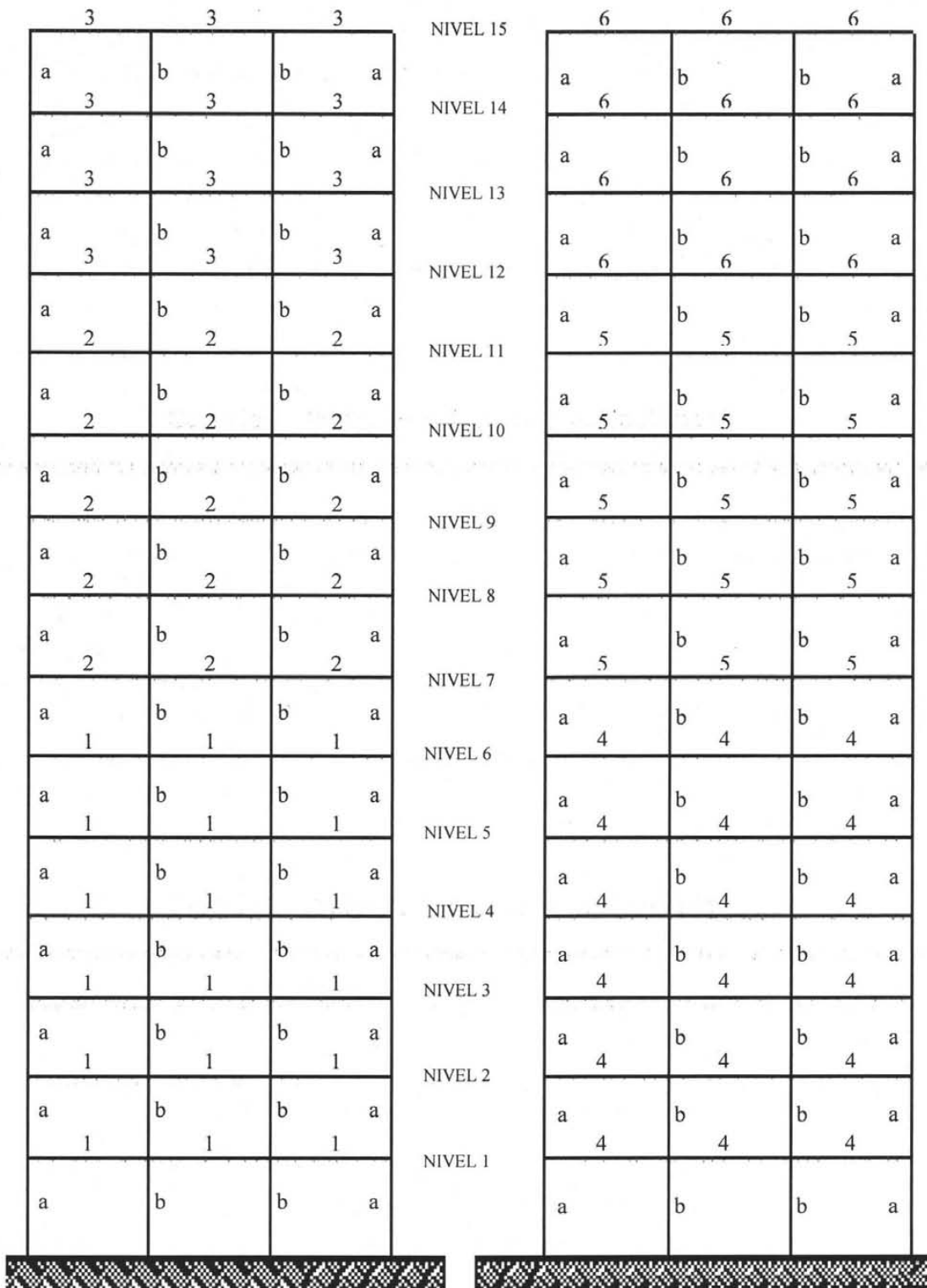
Los armados de cada columna y su distribución en los marcos se presentan en la figura 3.15 donde podemos apreciar los dos tipos de marcos existentes (interno y externo).



*Figura 3.11 Diagrama de interacción obtenido para la columna tipo a*



*Figura 3.12 Diagrama de interacción obtenido para la columna tipo b*

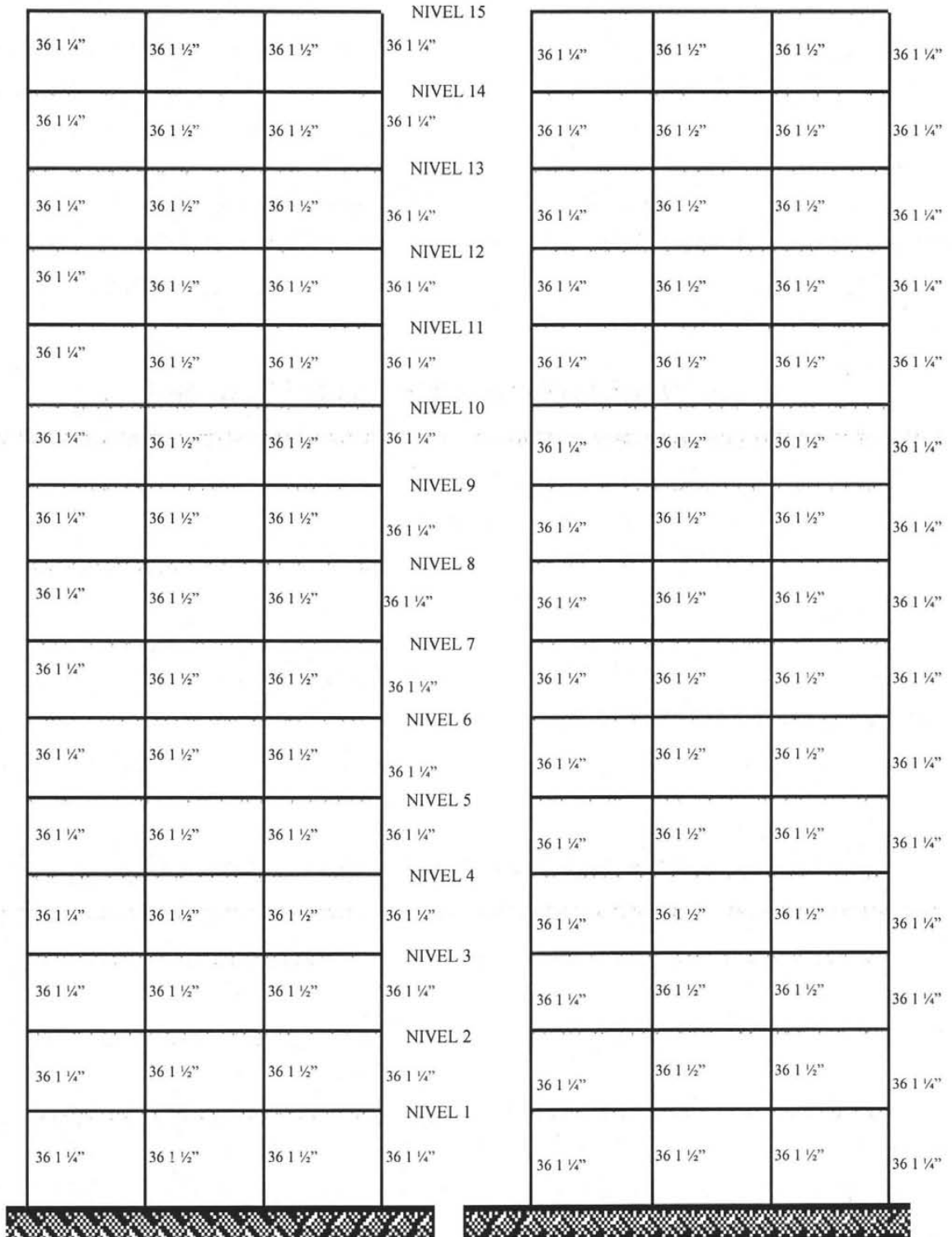


3.13 a) Marco interno

3.13 b) Marco externo

Figura 3.13 Localización de vigas y columnas





3.15 a) Marco interno

3.15 b) Marco externo

Figura 3.15 Armado de columnas para marco interno y externo.



---

## 4 DESEMPEÑO SÍSMICO

### 4.1 Modelo analítico

Se estableció un modelo bidimensional que contempla los marcos extremos y centrales del edificio. Se hizo un intento por capturar de una manera razonable la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de los elementos estructurales de concreto reforzado. Se contempló explícitamente el nivel esperado de agrietamiento en las vigas y columnas, así como el efecto que la losa tiene en la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de las vigas. En resumen, se utilizaron modelos analíticos bien conocidos para establecer las curvas de esfuerzo-deformación para el concreto confinado y no confinado, así como para el acero. A partir de estas curvas y de suponer que una sección plana permanece plana después de la flexión, se establecieron las curvas momento-curvatura en ambos extremos de los elementos estructurales de concreto reforzado. Luego se establecieron idealizaciones bilineales de estas curvas por medio de definir curvaturas de fluencia y última. La resistencia, rigidez y capacidad de deformación de los elementos estructurales se establecieron directamente de estas curvas idealizadas. La porción de la losa que interactúa, tanto en tensión como compresión, con las vigas se definió a partir de las recomendaciones de Pantazopoulou y French (2001) para una distorsión de 2%. Una discusión detallada de las consideraciones utilizadas para modelar los elementos estructurales puede encontrarse en Bertero y Bertero (1992). Cabe mencionar que las propiedades del acero del refuerzo longitudinal se establecieron conforme a lo reportado por Rodríguez y Botero (1997).

Las columnas del primer piso se modelaron como empotradas en su base, y se consideró tanto el endurecimiento por deformación en las vigas como los efectos de segundo orden derivados de la carga gravitacional. El comportamiento histerético de vigas y columnas se modeló como elasto-plástico. Se utilizó amortiguamiento viscoso a través de una matriz de amortiguamiento de Rayleigh, con 5% de amortiguamiento crítico para los dos primeros modos. Las cargas vivas consideradas para el modelo corresponden a las cargas vivas instantáneas resumidas en la Tabla 3.1. Se consideró el 50 % de la zona rígida para elementos viga y el 100% de zona rígida para los elementos columna.

En cuanto a las curvas esfuerzo-deformación, se utilizó el modelo de Kent y Park modificado tanto para el concreto confinado como para el concreto no confinado (Figura 4.1a). La curva considerada para el acero de refuerzo se muestra en la Figura 4.1b.

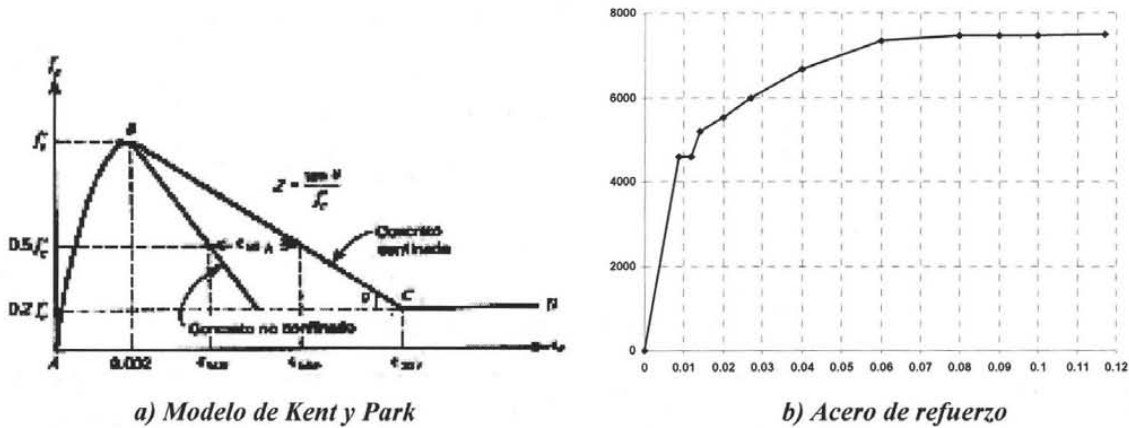


Figura 4.1 Curvas esfuerzo-deformación de los materiales estructurales

La Tabla 4.1 resume las propiedades estructurales consideradas para el modelado del acero de refuerzo (Botero y Rodríguez 1997\*).

Tabla 4.1 Características mecánicas del acero de refuerzo

Variable	Valor
Esfuerzo de Fluencia $f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4577
Esfuerzo último (kg/cm <sup>2</sup> )	7491
Deformación de Fluencia	0.0022
Deformación última	0.1117

Para obtener la relación momento-curvatura de las vigas, se consideró que secciones planas permanecen planas después de haber existido deformación, y que existe completa compatibilidad de deformaciones entre el acero de refuerzo y el concreto que lo rodea.

Las propiedades estructurales de las vigas se establecen a partir de una idealización bilineal del diagrama momento-curvatura, tal como se ilustra esquemáticamente en la Figura 4.2. Conforme a lo mostrado, la idealización bilineal se establece a partir de dos puntos: el correspondiente a la fluencia y el correspondiente a la deformación última. El punto definido por la curvatura y momento de fluencia ( $\phi_y$  y  $M_y$ , respectivamente) se caracteriza por la primera fluencia del acero

de tensión. El punto definido por la curvatura y momento último ( $\varphi_u$  y  $M_u$ , respectivamente) corresponde a la condición en que se presenta el aplastamiento del concreto o la fractura del acero a tensión. Es importante mencionar que el modelo de los elementos estructurales no contempla el pandeo del acero a compresión. El momento de inercia en los extremos de las vigas se estimó considerando la sección agrietada transformada (un extremo trabaja a momento positivo y el otro a momento negativo), y el momento de inercia de la viga se obtuvo al promediar los valores de dicho momento en sus extremos.

La relación de rigidez pos-fluencia ( $\alpha$ ) en las vigas se estimó, tanto para momento positivo como para momento negativo, de acuerdo a lo siguiente:

$$\alpha = \frac{\frac{M_u - M_y}{\varphi_u - \varphi_y}}{\frac{M_y}{\varphi_y}} \quad (4.1)$$

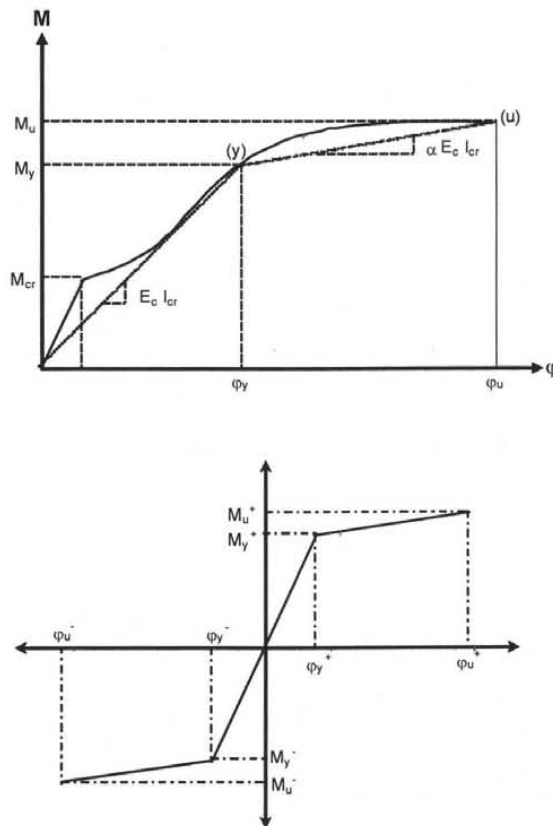


Figura 4.2 Modelo bi-lineal para la relación momento curvatura

El diagrama de momento curvatura puede utilizarse además para establecer la capacidad de rotación plástica (tanto negativa como positiva) en los extremos de los elementos estructurales:

$$\theta_p = l_p (\varphi_u - \varphi_y) \tag{4.2}$$

donde  $l_p$  es la longitud de la articulación plástica, considerada igual al peralte de la viga entre dos en este trabajo, y  $\theta_p$  es la capacidad de rotación plástica que puede acomodar un extremo del elemento antes de fallar.

Las Figuras 4.3 y 4.4 resumen, para los marcos internos y externos, respectivamente, los momentos de fluencia de las vigas. Las Figuras 4.5 y 4.6 resumen el momento de inercia y capacidad de rotación plástica, respectivamente, de las vigas del edificio de 15 pisos.

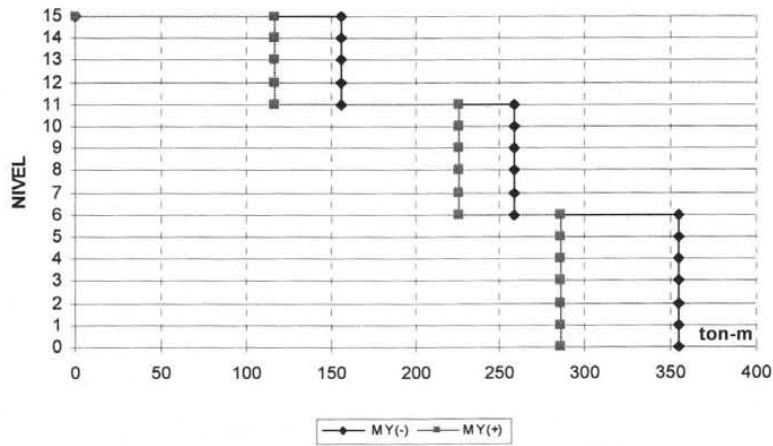


Figura 4.3 Momentos de fluencia para marcos internos

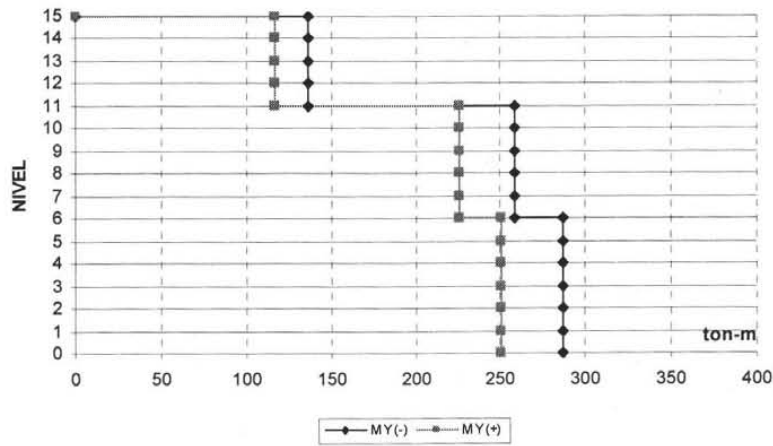


Figura 4.4 Momentos de fluencia para marcos externos

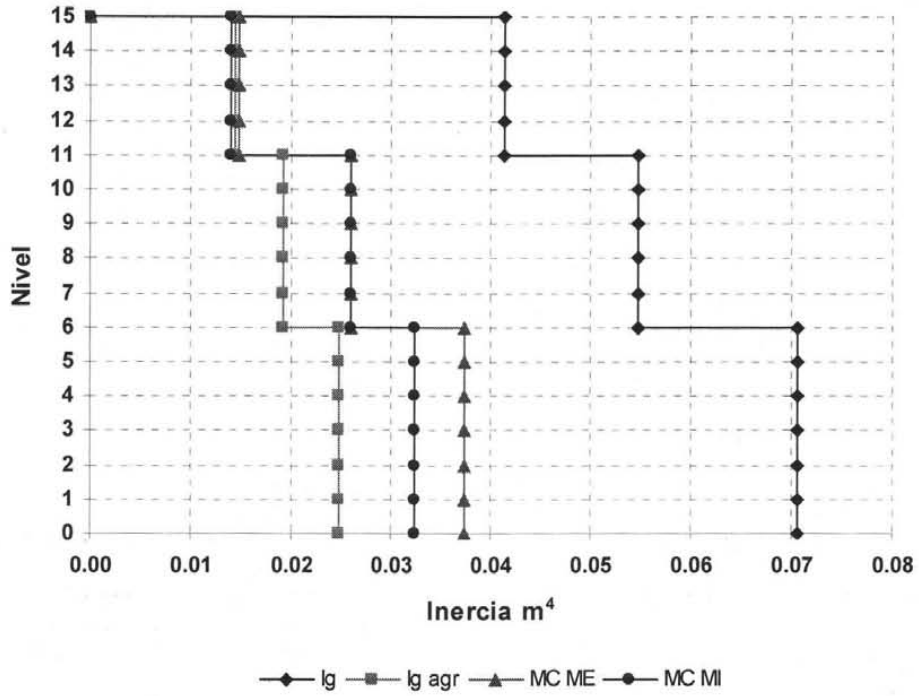
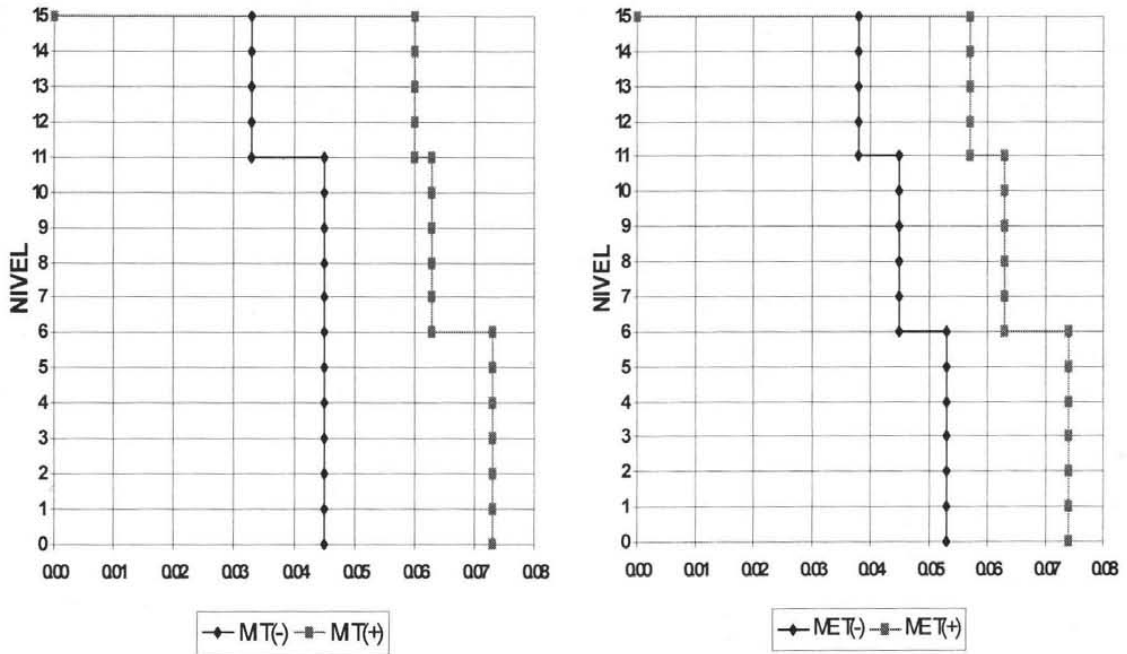


Figura 4.5 Momentos de inercia de las vigas



a) Marco exterior

b) Marco interior

Figura 4.6 Capacidades rotacional de las vigas

El diagrama de interacción momento/axial de las columnas se definió, conforme a lo mostrado en la Figura 4.7, a partir cuatro puntos. Dichos puntos están definidos por el axial y momento que corresponden a los siguientes casos: máxima compresión (*A*), máxima tensión (*D*), falla balanceada (*B*), y momento correspondiente a una carga axial igual a cero (*C*).

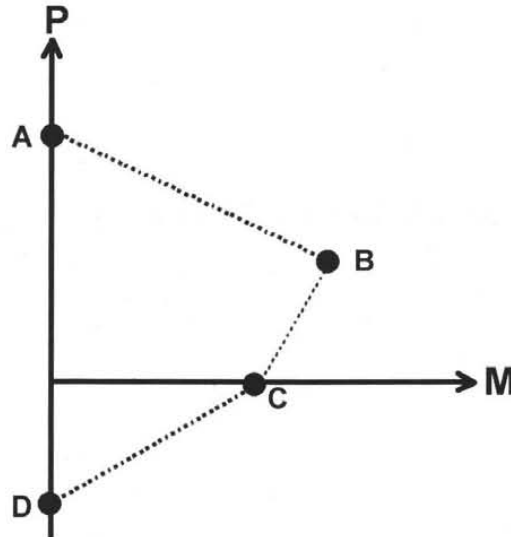


Figura 4.7 Idealización de diagrama de interacción momento-axial para columnas

Para el caso del edificio estudiado, se definieron dos tipos de columnas. La Tabla 4.2 resume los diagramas de interacción idealizados para las mismas.

Tabla 4.2 Puntos del Diagrama de interacción utilizados para el Edificio de 15 Niveles.

Tipo de Columna	Punto A (ton, ton-m)	Punto B (ton, ton-m)	Punto C (ton, ton-m)	Punto D (ton, ton-m)
Columna a	( 3000, 0)	(850, 540)	(0, 430)	(-1100,0)
Columna b	(3700, 0)	(950, 680)	(0, 610)	(-1800,0)

Finalmente, el momento de inercia de las columnas se definió acorde a las sugerencias de la Tabla 3.4 para el estado límite de seguridad.

## 4.2 Características mecánicas del edificio

Las características mecánicas del edificio a nivel global se establecieron por medio de un análisis estático no lineal bajo deformación lateral monotónicamente creciente (pushover). Para ello, se utilizó el programa el programa *DRAIN 2DX* (Prakash y Powell 1993). El patrón de cargas laterales corresponde al que se obtuvo a partir de la aplicación del método estático de análisis al edificio.

En primer lugar, se estableció el valor del periodo fundamental de vibración del edificio ( $T_{esperado}$ ). La Tabla 4.3 muestra este valor (en segundos) y le compara con su respectivo valor de diseño ( $T_{SEG}$ ) y con el valor derivado del predimensionado de los elementos estructurales ( $T_{predimensionado}$ ). Puede observarse que el periodo esperado es ligeramente menor que el periodo de diseño, lo que implica que la metodología de predimensionado propuesta en esta tesis resulta en un adecuado diseño de rigidez a nivel local.

*Tabla 4.3 Comparativo de periodos obtenidos para el edificio de 15 niveles.*

$T_{SEG}$ (Diseño) (Espectro)	$T_{predimensionado}$ (ETABS)	$T_{esperado}$ (DRAIN 2DX)
1.8	1.78	1.70

La Figura 4.8 muestra la curva desplazamiento de azotea vs. cortante basal para el edificio de 15 pisos. El punto de "fluencia del edificio", que se determinó a partir de una idealización bilineal de la curva mostrada en la Figura 4.8, corresponde a un desplazamiento de azotea de 25 cm. El punto de utilidad máxima del edificio (falla) se definió a partir del desplazamiento de azotea a partir del cual se observó que mas del 33% de las vigas del entrepiso crítico excedieran su capacidad de rotación plástica. Esto resultó en un desplazamiento último de azotea de 127 cm. A partir de lo anterior, la ductilidad última global que desarrollo el edificio puede estimarse como  $\mu_u = \frac{127}{25} = 5.1$ , valor que se encuentra muy cercano al valor de 5 utilizado durante el prediseño global del edificio.

En cuanto al diseño local de resistencia, el cortante basal último que alcanza el edificio es de 2350 ton, que es menor en 10% al cortante basal de diseño (2630 ton). A pesar de que la metodología para el diseño local preliminar propuesta en esta tesis resulta en un sub-diseño de la resistencia lateral de la edificación, los resultados obtenidos al aplicarla pueden considerarse satisfactorios.

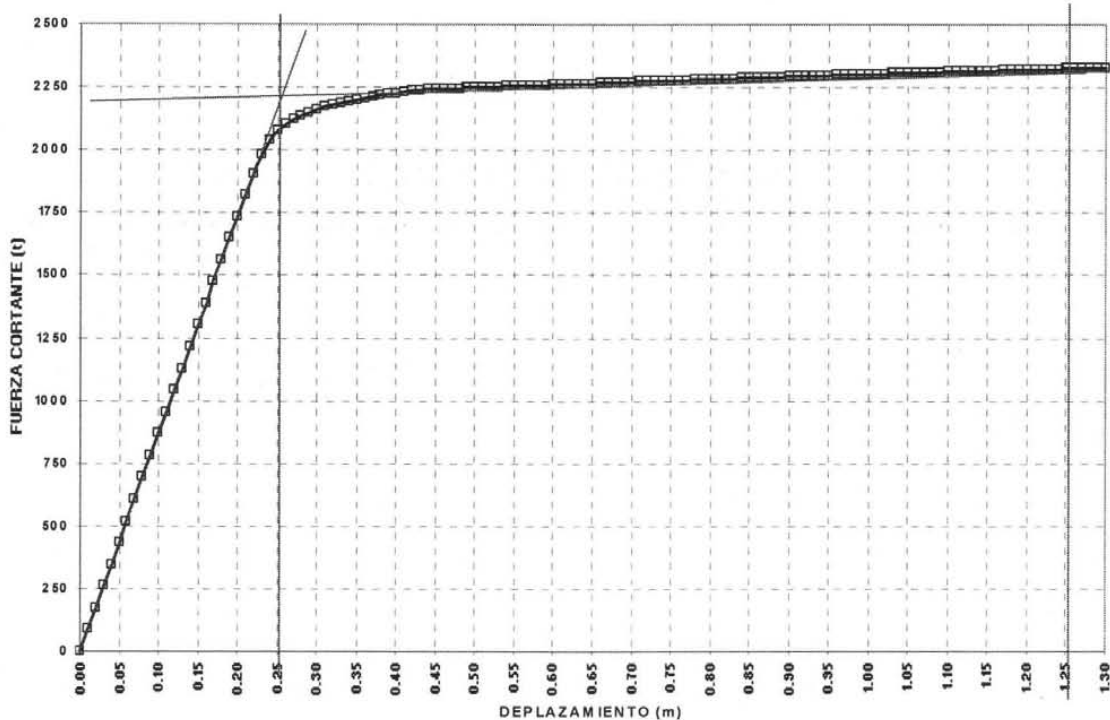


Figura 4.8 Curva desplazamiento de azotea vs. cortante basal

Las Figuras 4.9 y 4.10 muestran las distribuciones en altura de desplazamiento lateral y distorsión de entrepiso ( $IDI_{max}$ ), respectivamente, para desplazamientos de azotea de 25, 50, 75, 100 y 125 cm (desde la fluencia global hasta el estado último de la estructura). Puede apreciarse que la distribución de desplazamiento en altura cambia conforme la demanda global de comportamiento plástico se incrementa. Para comportamiento plástico incipiente (desplazamiento de azotea de 25 cm) se observa que la distribución de entrepiso es uniforme en un gran número de pisos y exhibe un valor cercano a 0.05. Conforme el desplazamiento de azotea se incrementa hasta alcanzar el valor de 100 cm, los niveles inferiores empiezan a acumular mayores deformaciones plásticas con respecto a los niveles superiores, lo que se refleja en un incremento relativo de la distorsión de entrepiso en los pisos inferiores. Para un desplazamiento de azotea de



125 cm, se observa una notoria acumulación de distorsión en los seis pisos inferiores, particularmente en los dos primeros. Note que conforme a lo planteado por la Ecuación 3.2, el desplazamiento máximo de azotea esperado en el edificio de 15 pisos es de 50 cm. Para este desplazamiento de azotea, la Figura 4.10 establece una distorsión máxima de 0.0145 para el tercer piso, valor consistente con la distorsión de 0.015 utilizada durante la etapa de prediseño global.

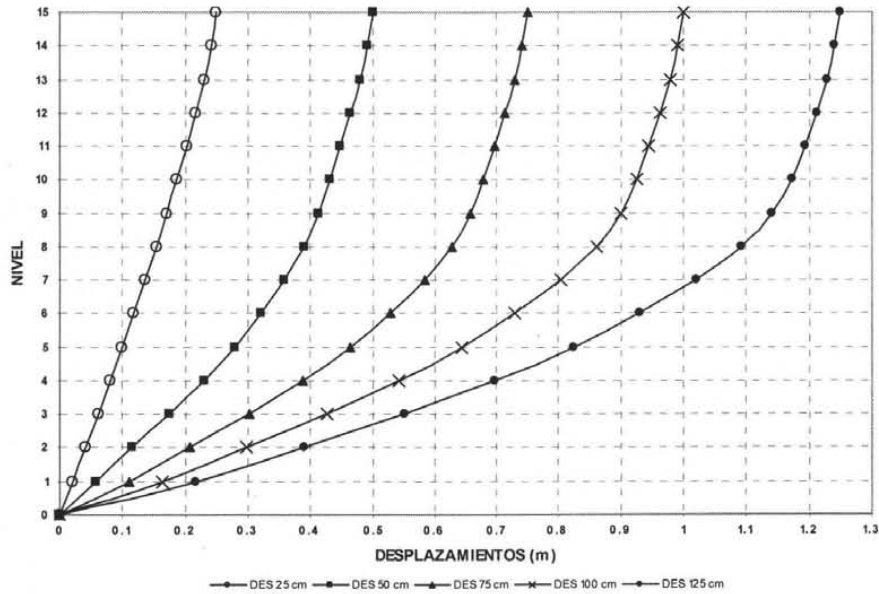


Figura 4.9 Desplazamientos de azotea resultantes del análisis Push-Over.

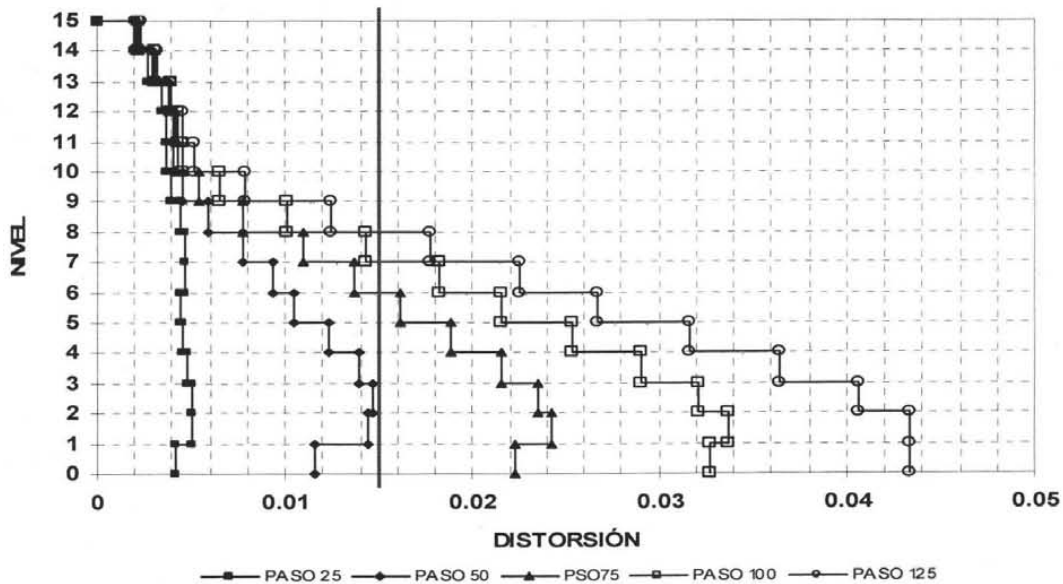


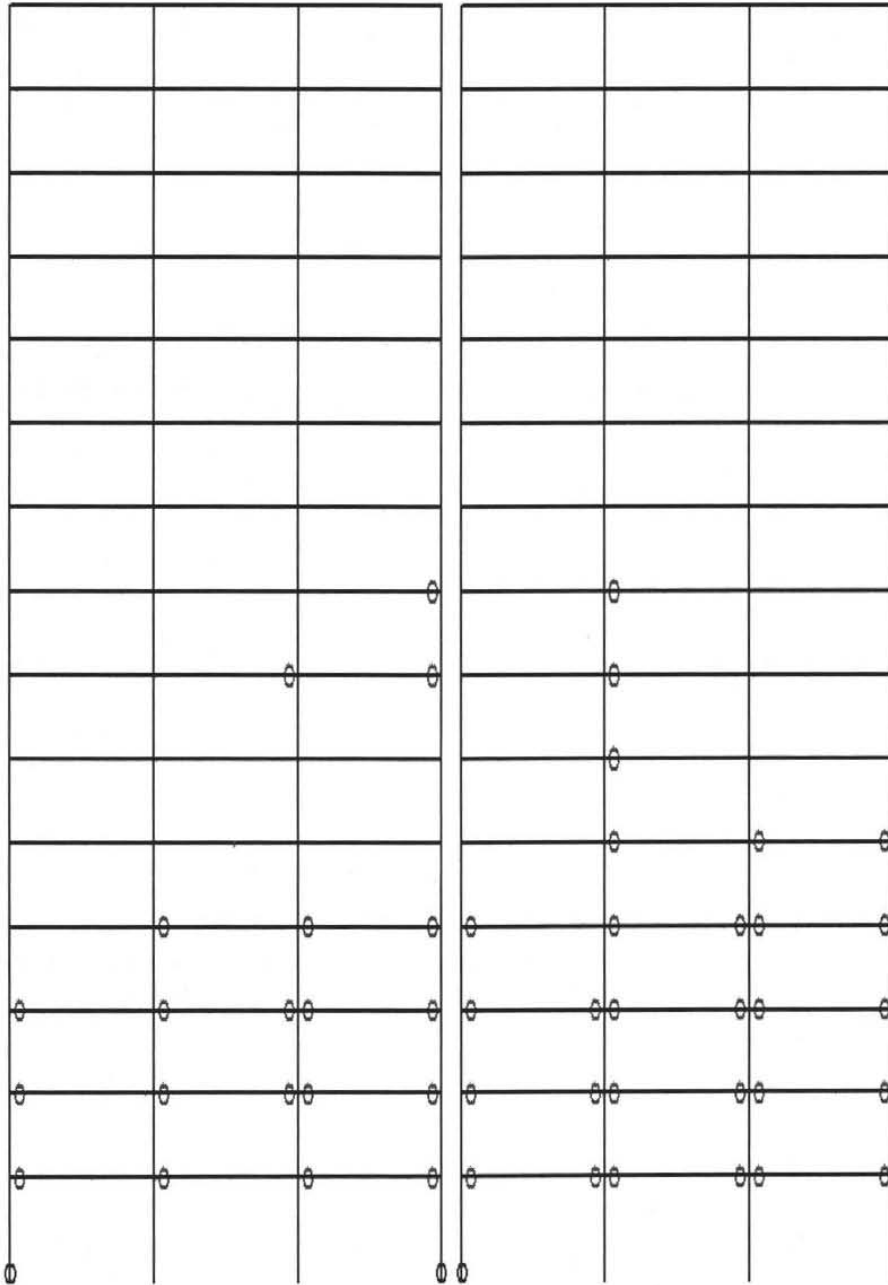
Figura 4.10 Desplazamiento relativo de entrepiso  $IDI_{max}$  resultantes del análisis Push-Over

Finalmente, las Figuras 4.9 y 4.10 indican que cuando el edificio alcanza un desplazamiento de azotea de 125 cm (cercano al de 127 cm que se considera como el desplazamiento último del marco), la distorsión máxima de entrepiso esta cercana a 0.043. Este valor es muy similar al valor de 0.04 considerado en la Tabla 2.3 como la distorsión de entrepiso para daño total en un marco dúctil (lo que implica que el modelado de los elementos dúctiles del marco arroja capacidades de deformación últimas muy cercanas a las observadas experimentalmente).

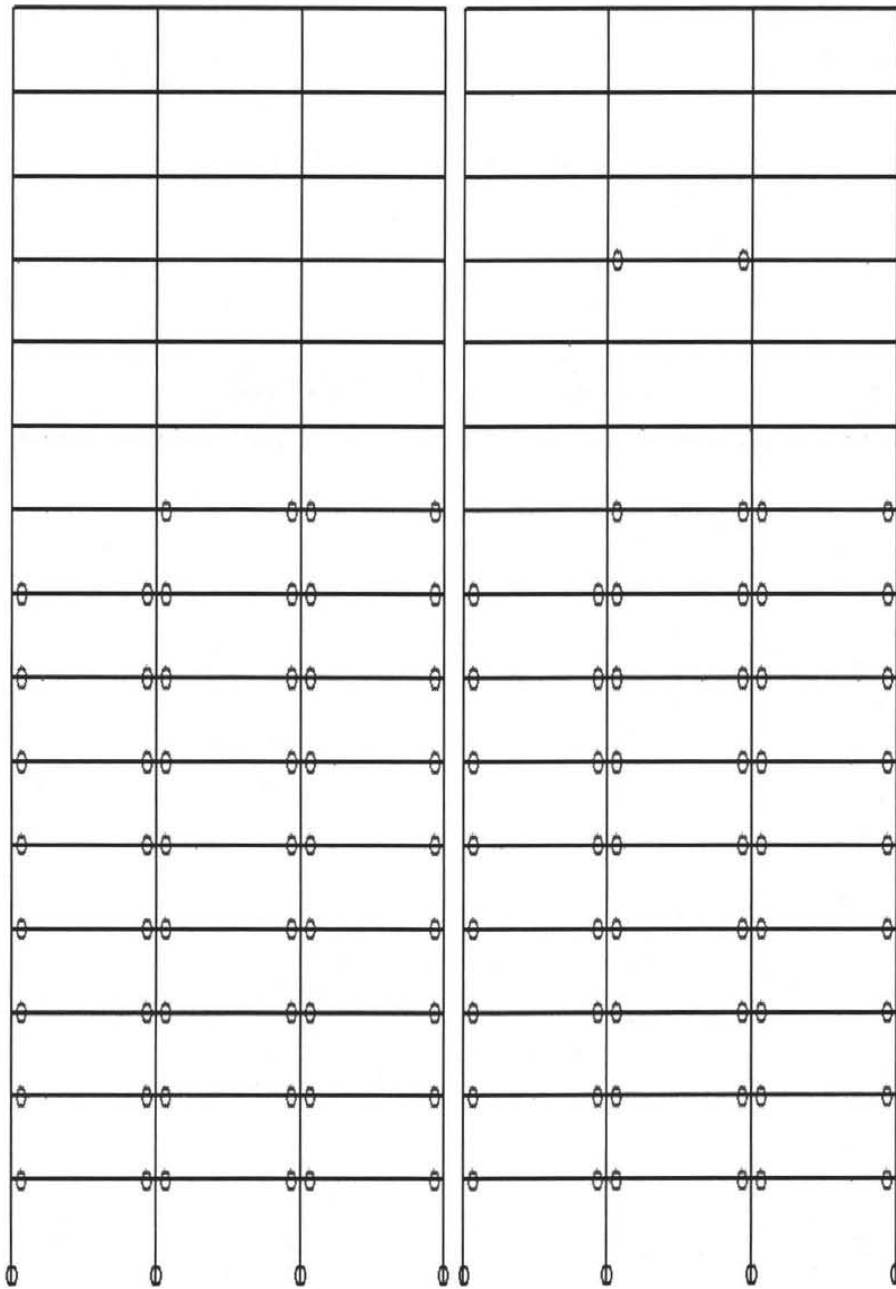
Las Figuras 4.11 a 4.15 resumen el orden en que se forman y la ubicación de las articulaciones plásticas en los elementos estructurales del edificio de 12 pisos. Un círculo no relleno en las figuras denota una articulación plástica que no ha excedido su capacidad rotacional, y un círculo relleno una articulación plástica que ha fallado. La Figura 4.11 deja ver que las primeras articulaciones plásticas tienden a aparecer en los cuatro primeros niveles del edificio.

Para un desplazamiento de azotea de 50 cm, se han formado articulaciones plásticas en la base de todas las columnas de la planta baja, y el mecanismo plástico implica la plastificación de prácticamente todas las vigas ubicadas de los pisos 1 al 9. Es interesante hacer notar que para este desplazamiento de azotea, que es igual al máximo esperado en el edificio durante la excitación sísmica de diseño, las articulaciones plásticas en columnas se limitan a la base de aquellas ubicadas en el primer piso, lo que sugiere que el enfoque planteado en esta tesis para lograr un mecanismo viga débil-columna fuerte ha sido utilizado con éxito.

Conforme el desplazamiento de azotea se incrementa a partir del valor de 50 cm, puede apreciarse que el mecanismo plástico tiende a estabilizarse. Puede mencionarse que el comportamiento plástico tiende a extenderse a las vigas del décimo piso, y que empiezan a aparecer articulaciones en las columnas de varios pisos de uno de los marcos (particularmente la columna extrema que baja la tensión inducida por el momento de volteo). La Figura 4.15 indica con círculos rellenos que las articulaciones plásticas que alcanzan primero su capacidad de deformación plástica se encuentran en el primer piso, y que por tanto, puede considerarse este piso como el piso crítico en lo que se refiere a la capacidad última de deformación del edificio de 15 pisos.



*Figura 4.11 Push-Over formación de rotaciones plásticas para desplazamiento de azotea  $\Delta_{TOP}$  25 cm*



*Figura 4.12 Push-Over formación de rotaciones plásticas para desplazamiento de azotea  $\Delta_{TOP}$  50 cm*

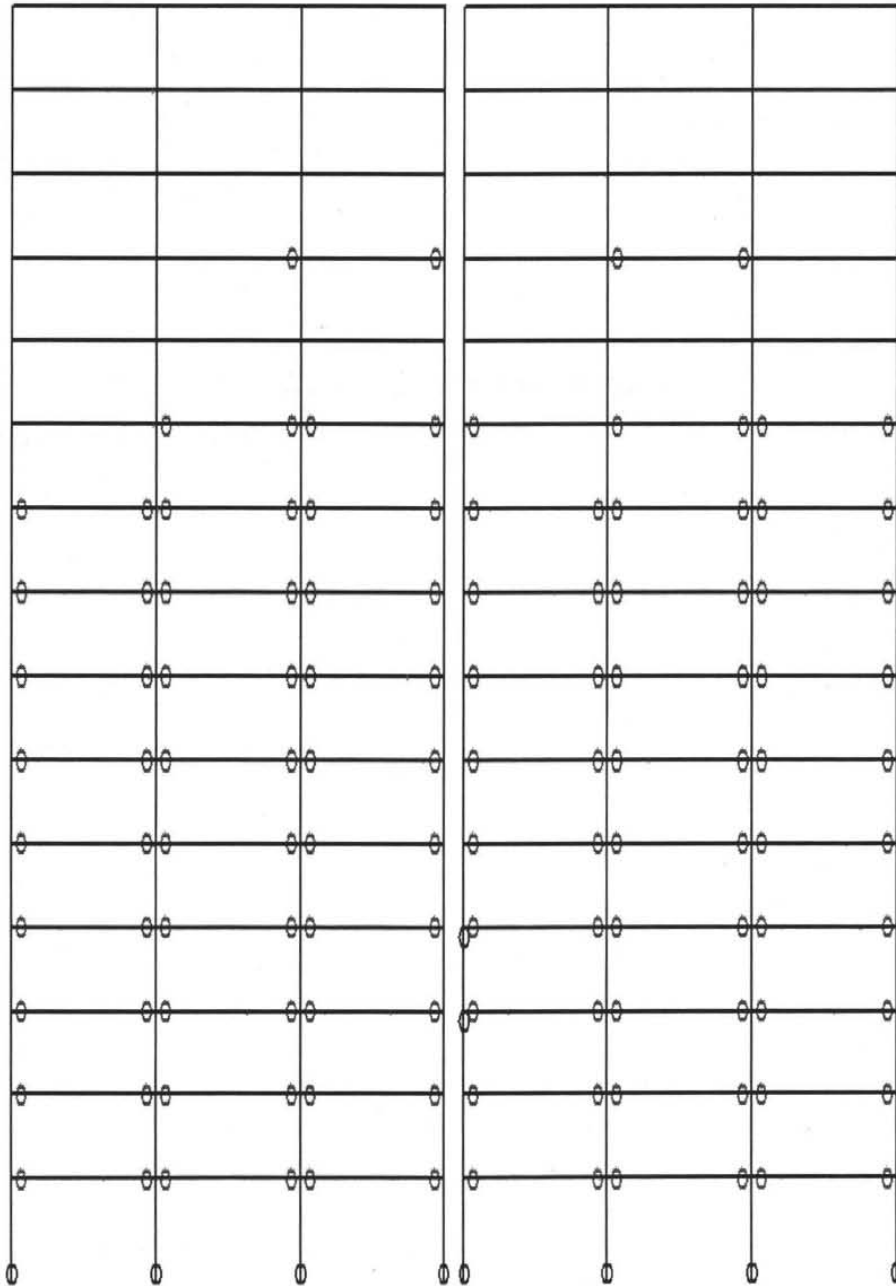


Figura 4.13 Push-Over formación de rotaciones plásticas para desplazamiento de azotea  $\Delta_{TOP}$  75 cm

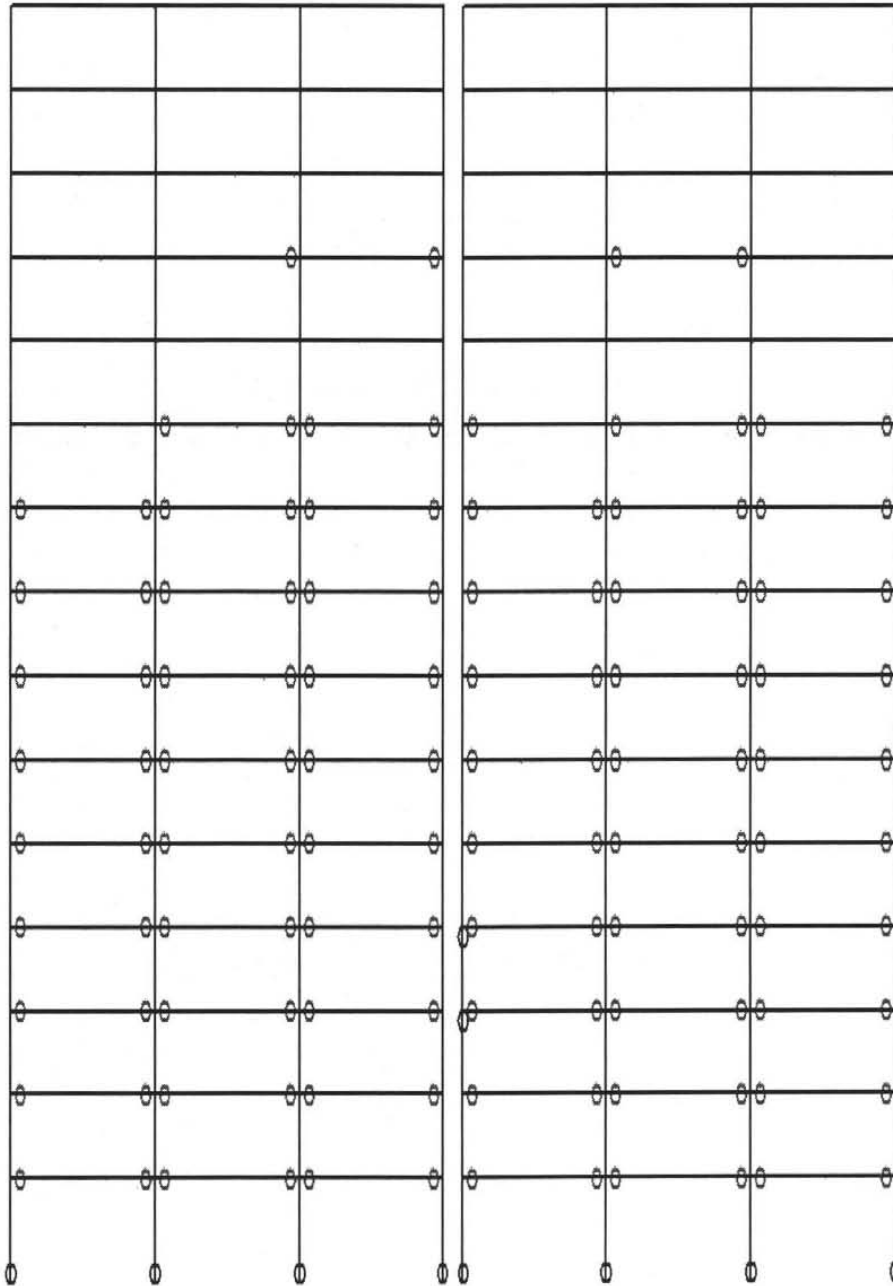


Figura 4.14 Push-Over formación de rotaciones plásticas para desplazamiento de azotea  $\Delta_{TOP}$  100 cm

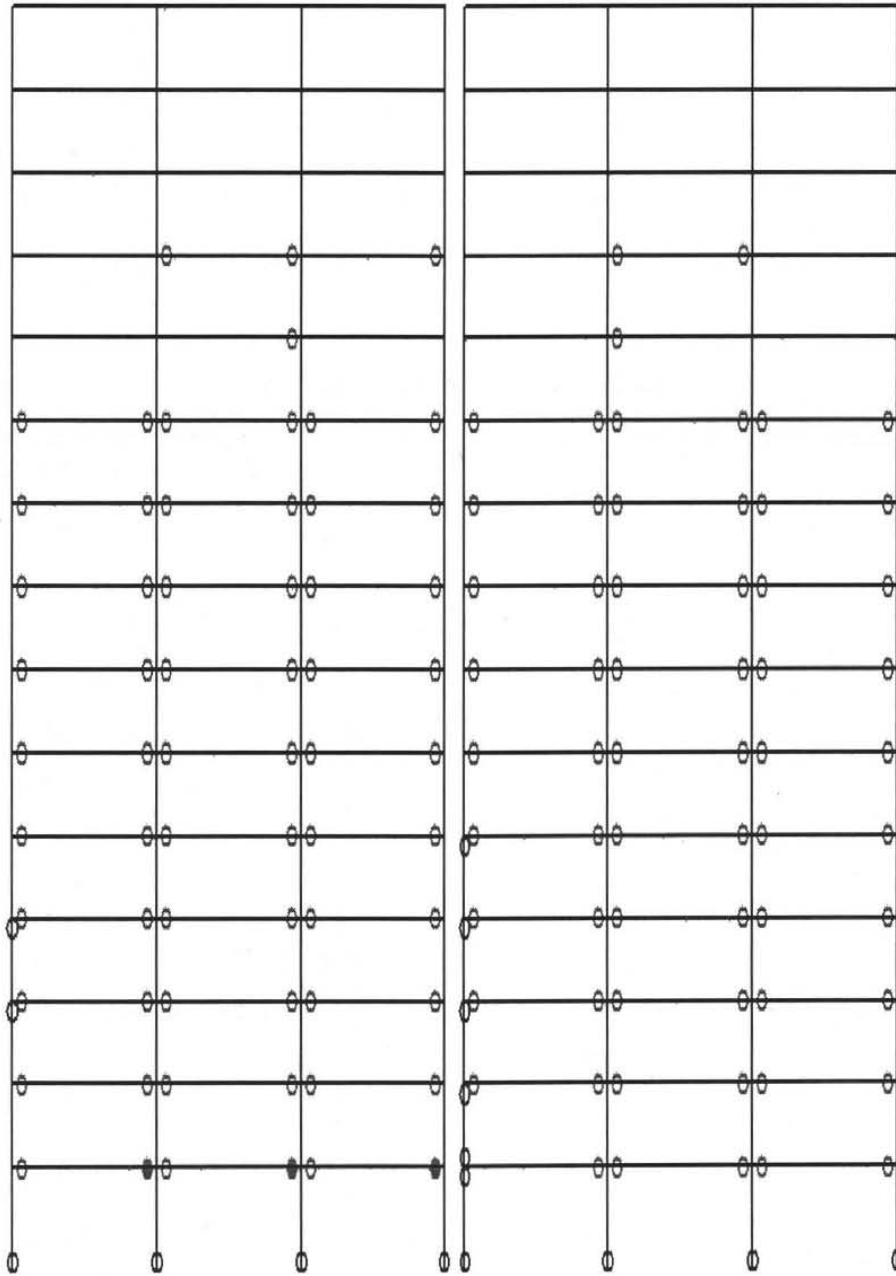


Figura 4.15 Push-Over formación de rotaciones plásticas para desplazamiento de azotea  $\Delta_{TOP}$  125 cm

### 4.3 Desempeño sísmico del edificio

El desempeño sísmico del edificio se estableció a partir del modelo discutido en la sección 4.1 de esta tesis y el programa *DRAIN 2DX*.

Con el objetivo de evaluar el desempeño sísmico de la estructura se constituyó un conjunto de 7 acelerogramas registrados en diferentes sitios de la Zona del Lago de Ciudad de México con periodos dominantes del terreno ( $T_g$ ) cercanos a dos segundos. Las características relevantes de los acelerogramas se resumen en la Tabla 4.4. Note que los acelerogramas utilizados para la evaluación del desempeño sísmico del edificio de 15 pisos no corresponden a los utilizados para establecer sus espectros de diseño. De alguna manera, esto se hace para contemplar la incertidumbre involucrada en la definición de la excitación sísmica de diseño.

**Tabla 4.4 Acelerogramas utilizados para evaluar el desempeño sísmico del edificio de 15 pisos**

ID	Dir	Fecha	Estación	$M_s$	$\ddot{U}_{gmax}(g)$	$T_g(\text{seg})$	$T_d(\text{seg})$	$T_d^*(\text{seg})$	$T_d^*/T_g$
ALO18904.251	EW	04/25/89	Alameda	6.9	0.047	2.1	47.30	24.58	11.7
ALO18904.251	NS	04/85/89	Alameda	6.9	0.038	2.1	61.00	25.62	12.2
GA628904.251	EW	04/25/89	Garibaldi	6.9	0.053	2.2	73.88	20.08	9.1
TLHB8509.191	EW	09/19/85	Tlahuac	8.1	0.120	2.1	57.63	27.51	13.1
TLHB8509.211	NS	09/21/85	Tlahuac	7.6	0.050	2.0	52.30	33.24	16.6
TLHB8509.211	EW	09/21/85	Tlahuac	7.6	0.052	1.9	47.98	31.62	16.6
SCT	EW	09/19/85	SCT	8.1	0.170	2.0	38.84	38.84	19.4

Donde  $M_s$  es la magnitud del sismo,  $\ddot{U}_{gmax}$  es la aceleración máxima del suelo  
 $T_d$  es la duración del acelerograma,  $T_d^*$  es la duración de la fase intense del acelerograma

El modelo del edificio se sujeta a la acción de los acelerogramas resumidos en la Tabla 4.4 con el fin de establecer las respuestas media y media más una desviación estándar ( $\sigma$ ) del edificio. Para que el prediseño por desempeño del edificio pueda considerarse exitoso, la respuesta *media* +  $\sigma$  no debe exceder los umbrales de respuesta resumidos en la Tabla 3.2. En el caso de los elementos no estructurales, se estableció un umbral de 0.015 para la máxima distorsión de entrepiso ( $IDI_{max}$ ). Conforme a lo mostrado en la Figura 4.16, el desplazamiento del edificio fue controlado de tal manera que la distribución *media* +  $\sigma$  de distorsión no exhibe valores mayores que 0.015. Mientras que el piso 2 exhibe la mayor distorsión de entrepiso con valores cercanos a 0.014, los pisos 5 al 15 exhiben un decremento sustancial de distorsión con



respecto a la observada en los cuatro primeros pisos. Estos resultados son consistentes con lo observado en el análisis pushover del edificio.

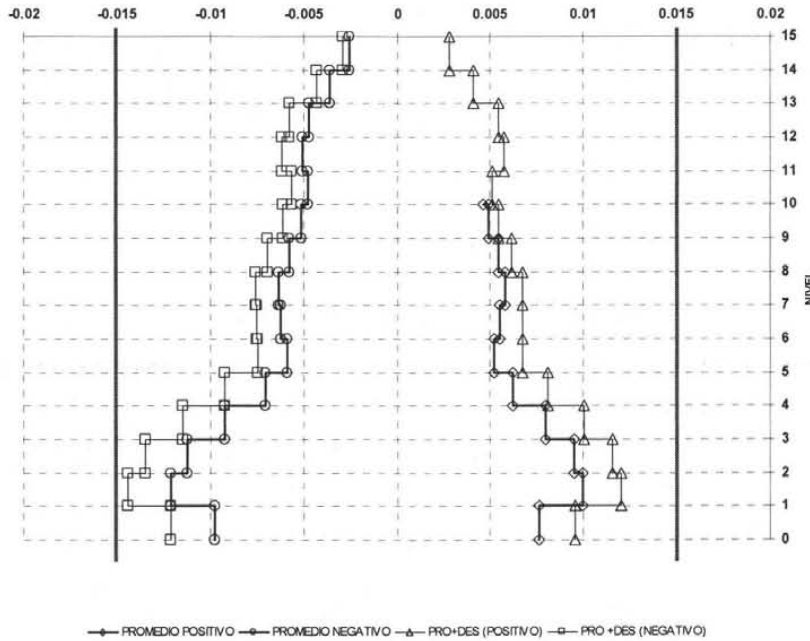


Figura 4.16 Coeficientes de distorsión para edificio de 15 niveles

En el caso de los elementos estructurales, se estableció un umbral de uno para un índice de daño estructural. En el caso del prediseño global, este índice fue el de Terán y Jirsa. Para fines de evaluación, se consideró utilizar el índice de Park y Ang con el fin de establecer la pertinencia del uso de espectros de ductilidad acumulada constante durante el prediseño global del edificio. Dada la asimetría en las propiedades estructurales de las vigas, se consideró el uso de una versión modificada del índice de Park y Ang conforme a lo siguiente:

$$DMI_{PA} = \max\left(\frac{\theta_m^+}{\theta_u^+}, \frac{\theta_m^-}{\theta_u^-}\right) + \beta\left(\frac{\theta_a^+}{\theta_u^+} + \frac{\theta_a^-}{\theta_u^-}\right) \quad (4.3)$$

donde  $\theta_u^+$  y  $\theta_u^-$  son las rotaciones últimas positiva y negativa, respectivamente;  $\theta_m^+$  y  $\theta_m^-$  las demandas máximas de rotación plástica positiva y negativa, respectivamente;  $\theta_a^+$  y  $\theta_a^-$  las demandas acumuladas de rotación plástica positiva y negativa, respectivamente; y para el caso de estructuras dúctiles  $\beta$  es igual a 0.15. Cabe mencionar que la Ecuación 4.3 fue planteada

originalmente por Terán (1998) y que ha sido validada experimentalmente por Silva y Lopéz (2001).

Las Figuras 4.17 a 4.19 muestran la distribución en altura de las demandas de rotación plástica en los extremos de las vigas del edificio de 15 pisos. Puede notarse una clara tendencia a que el comportamiento plástico de los marcos se concentre en los pisos inferiores, particularmente en los dos primeros. Dadas las tendencias observadas en las Figuras 4.17 a 4.19, no es sorprendente ver en la Figura 4.20 que la distribución de índice de daño de Park y Ang en las vigas sigue tendencias muy similares en altura; esto es, se aprecia una concentración de daño en los primeros pisos de la estructura. Es interesante notar que los pisos que presentan un cambio de sección en los elementos estructurales exhiben incrementos notorios en el valor del índice de daño. La distribución media +  $\sigma$  de índice de daño en altura se maximiza en el piso dos con un valor cercano a 0.55, que es mucho menor que el umbral de uno definido como condición del diseño.

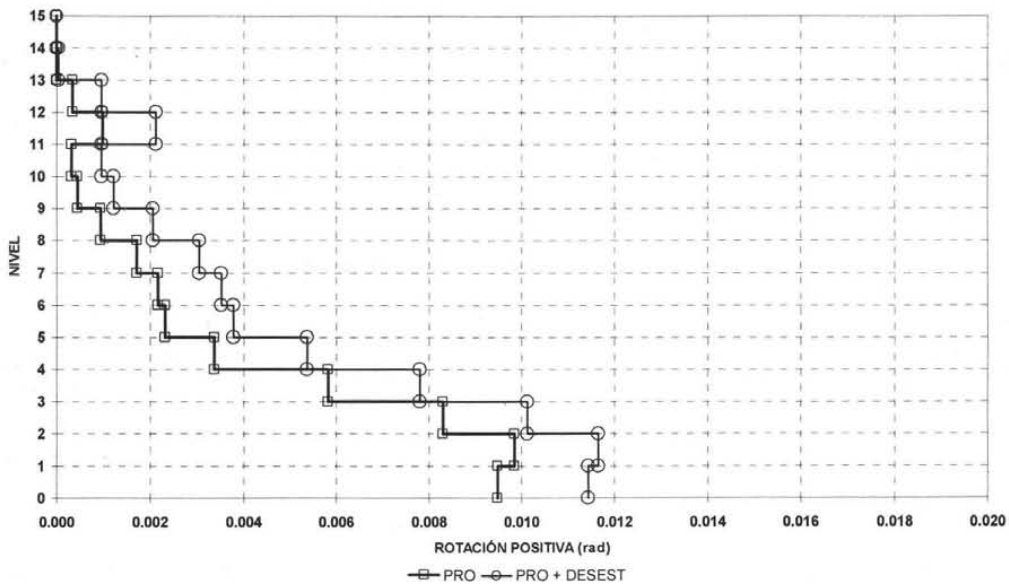


Figura 4.17 Demanda máxima de rotación positiva para edificio de 15 niveles

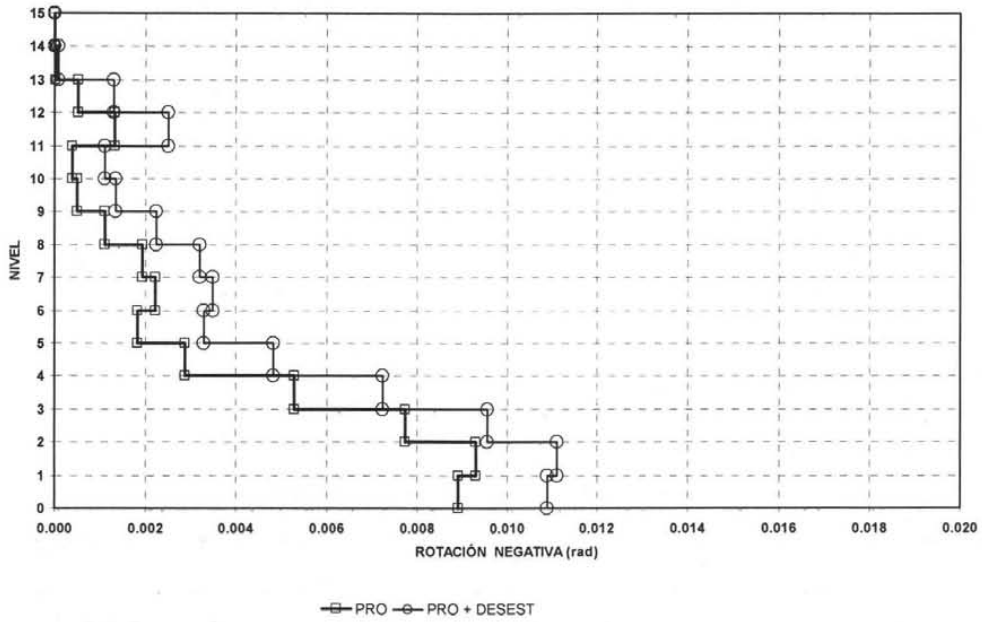


Figura 4.18 Demanda máxima de rotación negativa para edificio de 15 niveles

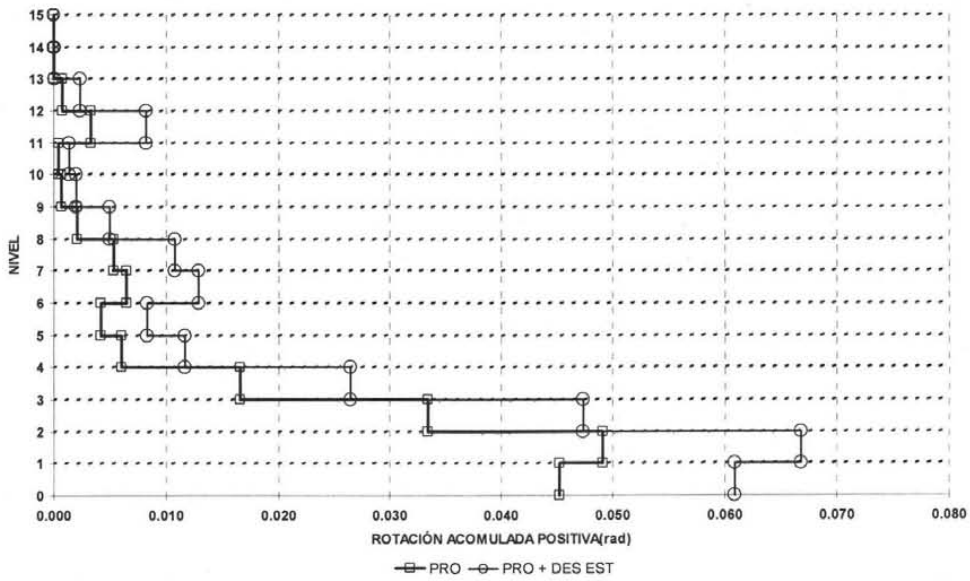


Figura 4.19 Demanda acumulada de rotación para edificio de 15 niveles

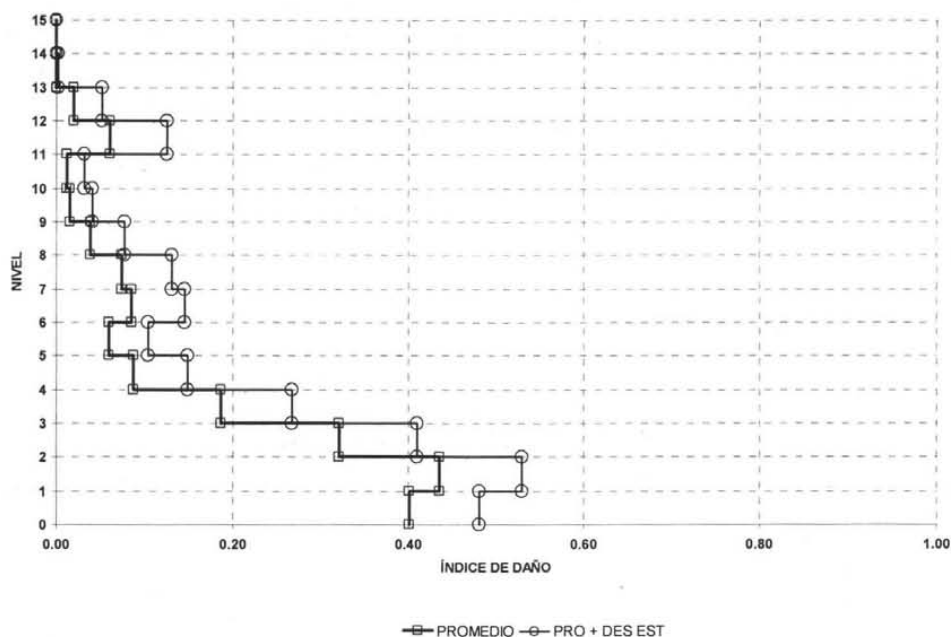


Figura 4.20 Índice de daño presentado para el edificio de 15 niveles.

Dado que el daño estructural que exhiben las vigas resultó mucho menor de lo que se esperaba, se estudió el comportamiento del edificio de 15 niveles a partir de un sistema de un grado de libertad. La Figura 4.21 resume la media y la *media* +  $\sigma$  del índice de Park y Ang de sistemas de un grado de libertad cuya resistencia lateral se diseñó conforme a la Ecuación 2.13. La Figura 4.21b sugiere que el nivel *medio* +  $\sigma$  de daño esperado en un sistema con periodo de 1.7 segundos y ductilidad última de cinco (propiedades globales del edificio de 15 pisos) está cercano a 0.7. Si uno considera que el conservadurismo involucrado en el uso de la Ecuación 2.13 explica la mayor parte de la diferencia observada entre el valor de uno contemplado durante el diseño, y el valor de 0.55 obtenido durante la revisión del diseño, entonces puede considerarse que la metodología propuesta para el diseño de la resistencia local del edificio da resultados razonables.

En cuanto a lo anterior, Terán y Bahena (2004) observan que la Ecuación 2.13 puede hacerse más compleja de manera que tome en cuenta un mayor número de parámetros y, por tanto, aporte estimaciones más precisas de la resistencia lateral de diseño. Al respecto, dichos autores consideran que la Ecuación 2.13 es suficientemente sencilla para una aplicación práctica,

y que arroja resultados suficientemente precisos dentro del contexto del diseño sísmico, aunque en algunos casos, como el que surge en esta tesis, el diseño de resistencia resulte ligeramente conservador.

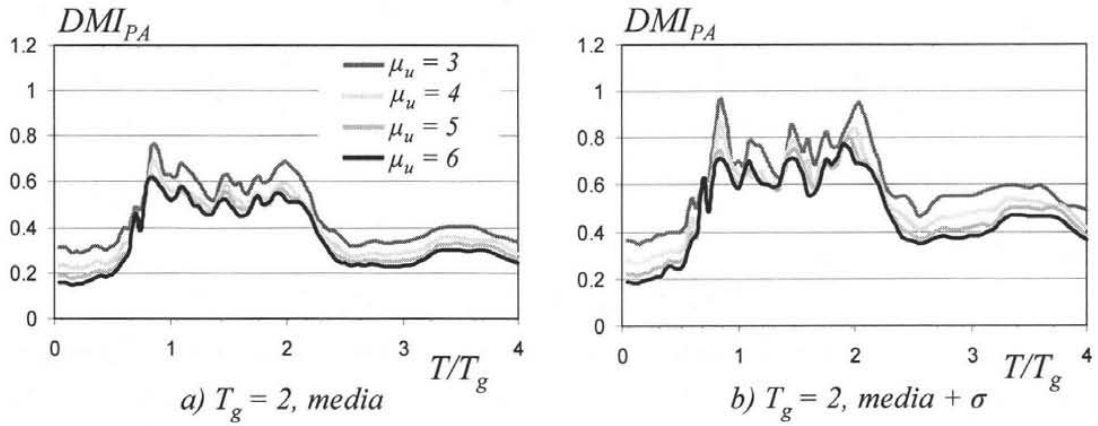


Figura 4.21 Niveles esperados de daño para SEIGL con  $T_g = 2$  seg

## 5. CONCLUSIONES

### 5.1 Resumen

En años recientes años se han hecho grandes esfuerzos por reorientar el diseño sísmico con la finalidad de tener estructuras que garanticen un buen comportamiento estructural y no estructural ante sismos de distintas intensidades. Para ello se han planteado diversos enfoques de diseño que permiten al ingeniero práctico establecer los objetivos de diseño de la estructura, y establecer, a partir de un marco normativo explícito y transparente, las propiedades estructurales que fomenten el buen desempeño sísmico de la estructura. Dentro de este contexto, un reto importante consiste en desarrollar metodologías numéricas simples que permitan alcanzar los objetivos de un diseño por desempeño.

El principal objetivo de esta tesis fue proponer una metodología de prediseño que a través de un enfoque paramétrico hiciera posible la estimación, a niveles global y local, de las propiedades estructurales relevantes para el desempeño estructural y no estructural de estructuras de concreto reforzado. Se manejaron tres propiedades estructurales: la resistencia, la rigidez y la capacidad de deformación. A nivel global se utilizaron tres parámetros de diseño: el cortante basal para cuantificar la resistencia lateral de la estructura, el periodo fundamental de vibración para caracterizar la rigidez de la estructura, y la ductilidad última para establecer la capacidad de deformación de la estructura.

La metodología propuesta resuelve el problema de prediseño en dos etapas. Durante la primera, conocida como prediseño global, se establece el valor de la ductilidad última a partir de establecer el tipo de detallado por usarse en la estructura. Una vez establecida esta propiedad, se establece el valor de periodo fundamental de vibración y el cortante basal de diseño a través del uso de espectros de desplazamiento y resistencia, respectivamente. La segunda etapa, denominada diseño local preliminar, está enfocada a dimensionar los elementos estructurales, obtener los elementos mecánicos para el diseño de su resistencia local, y finalmente, el detallado de los elementos estructurales.

---

---

## 5.2 Conclusiones

La metodología propuesta en esta tesis ha sido aplicada exitosamente al diseño por desempeño de un edificio de 15 pisos estructurado con base en marcos dúctiles de concreto reforzado. La etapa denominada prediseño global a dado lugar a valores de periodo fundamental de vibración, cortante basal y ductilidad última, capaces de controlar y acomodar, dentro de límites técnicos aceptables, la respuesta global de la estructura. La segunda etapa, diseño local preliminar, ha dado lugar a un dimensionado, resistencia local y detallado de los elementos estructurales que han resultado en que el edificio de 15 pisos exhiba características mecánicas globales muy similares a sus valores de diseño.

El desempeño sísmico esperado del edificio de 15 pisos refleja adecuadamente los planteamientos hechos por los objetivos de diseño. En particular, la distorsión de entrepiso máxima en el edificio se logró controlar, a través de la aplicación de la metodología de diseño propuesta, dentro de los umbrales establecidos de acuerdo al desempeño no estructural deseado. En cuanto al desempeño estructural, la metodología de diseño propuesta ha resultado en marcos dúctiles que son capaces de controlar sus demandas máxima y acumulada de deformación plástica de acuerdo al desempeño estructural deseado. Se hace notar que la metodología propuesta arroja un diseño preliminar del edificio, que podrá refinarse de acuerdo a los resultados arrojados durante la etapa de revisión de su desempeño sísmico.

Para el caso de estructuras dúctiles ubicadas en la Zona del Lago de la Ciudad de México, el diseño sísmico debe contemplar explícitamente las demandas acumuladas de deformación plástica. La metodología propuesta ha logrado incorporar exitosamente este aspecto del diseño a través del uso de espectros de ductilidad acumulada constante. En cuanto al detallado de los elementos estructurales, puede decirse que el uso de los requerimientos de detallado de marcos dúctiles incluidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal ha dado lugar a una capacidad de deformación última satisfactoria. Es necesario resaltar que dichos requerimientos han sido modificados ligeramente en lo que se refiere el diseño local de resistencia de las columnas.

A partir de la experiencia que en esta tesis se ha tenido con la metodología propuesta, se concluye que dicha metodología es de fácil aplicación, y que pudiera incorporarse con relativa facilidad a los formatos de los códigos actuales de diseño sísmico. Sin embargo, su aplicación demanda de conocimientos que actualmente no son manejados por los ingenieros de la práctica. En particular, se requiere de un entendimiento conceptual de la respuesta esperada de la estructura, lo que a su vez demanda un manejo racional de conceptos de dinámica estructural, diseño por capacidad y de diseño basado en el control de la respuesta sísmica. Además de lo anterior, es necesario reconocer que todavía se requiere recopilar información experimental, de campo y analítica para hacer posible el uso confiable y extensivo de la metodología propuesta.

La metodología propuesta en esta tesis tiene varias limitaciones. En particular, sólo se consideró el estado límite de seguridad y no se han contemplado características importantes de la respuesta de las estructuras de concreto reforzado, tal como la degradación de su ciclo histerético. En este sentido es necesario ampliar el alcance de la metodología a través de trabajos posteriores que contemplen aspectos tales como un enfoque dual (consideración explícita de los estados límite de servicio y seguridad), la degradación del ciclo histerético, y los efectos de interacción suelo-estructura. Además, es necesario extender el alcance de la metodología de tal manera que considere otros materiales y sistemas estructurales, así como el diseño de estructuras con irregularidades estructurales.



**Arroyo-Espinoza D, G Rangel-Torres y A Terán-Gilmore** (2000) "Efecto de la resistencia en las diferentes demandas sísmicas" *Memorias XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, Guanajuato, CDROM.

**Baik, S. W., Lee, D.G. and Krawinkler, H.** (1998), "A simplified model for seismic response prediction of steel frame structures", *Proceeding IX world conference on Earthquake Engineering, Tokio, Japan, Vol V, pp2-9.*

**Base Mexicana de Sismos Fuertes** (2000), Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A. C., Instituto de Ingeniería UNAM, CFE, CICESE, ICA, CIRES A. C., CENAPRED, RIIS y Geofísica UNAM, Vol. 2.

**Bertero R. D. y Bertero V. V.** (1992), "Tall reinforced concrete buildings: conceptual earthquake-resistant design methodology", *Report UCB/EERC-92/16*, University of California, 251 pages.

**Bertero R. D., Bertero V.V. and Terán-Gilmore A.** (1996), "Performance-based earthquake-resistant design based on comprehensive design philosophy and energy concepts", *Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering; Acapulco, Mexico.*

**Bertero R.** (1997) "Acceptability checks for performance based design;" *Report UCB/EERC-97/05*, pp. 245-249; Universidad de California en Berkeley.

**Bertero R. D. and Bertero V. V.** (2000), "Application of a comprehensive approach for the performance-based earthquake-resistant design of buildings", *12th World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand, Paper No. 0847.

**Bojórquez, E. y Ruiz, S.** (2004), "Strength reduction factors for the valley of México taking into account low cycle fatigue effects", *13<sup>th</sup> Conference on Earthquake Engineering*, Paper 516, Vancouver Canadá. CDROM.

**Chopra A. K.** (1995). "Dynamics of structures, theory and applications to earthquake engineering", Segunda edición, Prentice Hall.

**Cosenza E. and Manfredi G.** (1996), "Seismic design based on low cycle fatigue criteria", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico.

**Fajfar P.** (1992) "Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21, pages 837-848.

**Fajfar P. and Krawinkler H. - Editors -** (1997), "Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes", Balkema, Slovenia.

**FEMA 273** (1997), "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", ASCE/FEMA 273 Prestandard, First Draft.

- FEMA 356** (2000), "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", ASCE/FEMA 356 Prestandard, First Draft.
- Huerta-Garnica y Reinoso, E.** (2002), "Espectros de energía de movimientos fuertes registrados en México", *Revista de Ingeniería Sísmica*, 66, pp 45-72.
- Krawinkler, H.** (1997), "Research issues in performance based seismic design", *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Proceedings of the International Workshop*, Bled/Slovenia, A. A. Balkema, pages 47-58.
- Krawinkler H. and Zohrei M.** (1983) "Cumulative damage in steel structures subjected to earthquake ground motions", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 16(1-4), pages 531-541.
- Miranda E., Ordaz M. y Reinoso E.** (1999), "Algunas consideraciones sobre los nuevos reglamentos mexicanos de construcción de diseño por sismo", *XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Morelia, Michoacán.
- Murià Vila D. y González A. R.** (1995), "Propiedades dinámicas de edificios de la Ciudad de México", *Revista de Ingeniería Sísmica*, N° 51, paginas 25-45.
- NTC-Concreto** (1995), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, marzo
- NTC-Sismo** (1995), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*.
- NTC-Sismo** (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*.
- Ordaz, M. y Montoya, C.** (2000) "**DEGTRA 2000 Ver. 2.0.2.** ", Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Pantazopoulou S. J., Moehle J. P. and Shahrooz B. M.** (1988), "Simple analytical model for T-Beams in flexure", *Journal Structural Engineering*, ASCE, 114(7), 1507-1523.
- Park, Y. J. and Paulay, T.** (1978), "Estructuras de Concreto Reforzado" Editorial Limusa
- Park, Y. J. and Ang, A. H.** (1985), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete"; *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 111, No. 4, pages 722-739.
- Paulay T.** (1996), "Seismic design of concrete structures: The present needs of societies", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, México, CDROM.

- Powel, G.H. y Allahabadi, R.** (1987), "Seismic damage prediction by deterministic methods: concepts and procedures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16, 719-734.
- Prakash, V., Powell, G.H. y Campbell, S.** (1993). "DRAIN-2DX Base program description and users guide", *Reporte UCB/SEMM-93/17*, Department of Civil Engineering, Universidad de California en Berkeley.
- Priestley M. J. N.** (1993), "Myths and fallacies in earthquake engineering – conflicts between design and reality", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 26, 3, pages 329-341.
- Qi X. and Moehle J.P.** (1991), "Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes", *Report No. UCB/EERC-91/02*, University of California at Berkeley.
- Rangel, G.** (2004), "El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios", Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México.
- RCDF-2004** (2004), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal" *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*.
- RCDF-95** (1995), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal" *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*.
- Reyes, C.** (1999), "El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios", Tesis de Doctorado, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Rodríguez M.E. y Aristizábal J.C.** (1999), "Evaluation of a seismic damage parameter", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 28, 463-477
- Rodríguez M.E. y Botero J.C.** (1997), "Evaluación del comportamiento de barras de acero de refuerzo sometidas a cargas monotónicas y cíclicas reversibles incluyendo pandeo", *Revista de Ingeniería Sísmica*, 56.
- SEAOC** (1995), "Performance based seismic engineering of building" Structural Engineering Association of California. Vision 2000 Committee.
- Silva-Olivera H. y López-Bátiz O.** (2001). Estudio experimental sobre índices de daño en estructuras de concreto reforzado sujetas a cargas laterales, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, CD, Guadalajara, México.
- Teran-Gilmore A.** (1998), "Características dinámicas y desempeño sísmico de marcos dúctiles de concreto reforzado", *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Vol. 1, Monterrey, México, pp 564-573.
- Terán-Gilmore A.** (2002) "Diseño por Desempeño: Antecedentes, conceptos generales y perspectivas", *Séptimo Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, Cuernavaca-Morelos.

**Terán-Gilmore A.** (2002a) “On the use of spectra to establish damage control in regular frames during global predeasing”, *Earthquake Spectra*

**Terán-Gilmore A. y Bahena Arredondo N.** (2004), “Factores de reducción de resistencia acumulada constante”, *XIII Congreso de Ingeniería Estructural*, Acapulco, México. CDROM.

**Terán-Gilmore A. y Jirsa J.** (2004), “Uso de espectros de ductilidad acumulada constante para un diseño sísmico que contemple el efecto de la fatiga de bajo número de ciclos”, *XIII Congreso de Ingeniería Estructural*, Acapulco, México. CDROM.