



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
POSGRADO EN INGENIERÍA

**MÉTODO PARA LA EVALUACIÓN DEL
DESEMPEÑO SÍSMICO DE MARCOS PLANOS**

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)

PRESENTA

FEDERICO ALBA GONZÁLEZ

DIRIGIDA POR

DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN

CIUDAD UNIVERSITARIA
MÉXICO D.F., MAYO DEL 2005



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A Dios.

A mis padres Juan José y Dimna.

A mis hermanos Juanjo y Mina.

Les debo la vida, lo que siento, pienso y soy...

AGRADECIMIENTOS

Al *Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología*, por la beca otorgada durante la duración de mis estudios de maestría.

A la *Dirección General de Estudios de Posgrado*, a la *Fundación Telmex* y al *Instituto de Ingeniería*, por el apoyo económico y material que me brindaron.

Al *Dr. Gustavo Ayala*, por el apoyo, el tiempo y la enseñanza técnica y de vida que me brindó con tanto gusto. A su grupo de trabajo, por el total apoyo que me ofrecieron a cada momento.

A la *Dra. Rita Bento*, por los conocimientos y la oportunidad irrepetible e inolvidable que me brindó.

A mis sinodales, *Dr. Roberto Meli Piralla*, *Dr. Mario Ordaz Schroeder*, *Dr. Oscar López Bátiz* y *Dr. J. Carlos Reyes Salinas*, por su experiencia y conocimiento transmitidos.

A mi familia, compañeros y amigos, que siempre estuvieron conmigo a lo largo de este tiempo, les debo simplemente, ser feliz.

Y por último, pero no menos importante, a *Claudia*, por darme apoyo, comprensión y cariño ocho días de la semana durante todo este tiempo...

ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA.....	II
AGRADECIMIENTOS.....	III
ÍNDICE DE FIGURAS.....	1
RESUMEN.....	2
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN.....	3
CAPÍTULO II. MÉTODOS ESTÁTICOS NO LINEALES UNIMODALES.....	7
2.1. MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD.....	7
2.2. MÉTODO DE COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO.....	9
2.3. MÉTODO N2.....	11
CAPÍTULO III. MÉTODOS ESTÁTICOS NO LINEALES MULTIMODALES.	16
3.1. ANÁLISIS DE EMPUJÓN MODAL.....	16
3.2. ANÁLISIS ESPECTRAL INCREMENTAL.....	18
3.3. EVALUACIÓN SÍSMICA DEL DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO.....	20
3.4. MÉTODO SIMPLIFICADO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO....	22
3.5. ANÁLISIS DE EMPUJÓN ADAPTABLE BASADO EN DESPLAZAMIENTOS.....	24
CAPÍTULO IV. MÉTODO PROPUESTO.....	27
4.1. DEFINICIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA.....	29
4.2. CURVA DE CAPACIDAD.....	30
4.2.1. <i>Factor de escala del espectro</i>	30
4.2.2. <i>Espectro de respuesta escalado</i>	31
4.2.3. <i>Definición de cada punto de la curva de comportamiento</i>	31
4.3. DESPLAZAMIENTO ESPECTRAL OBJETIVO.....	33
4.4. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO.....	36

CAPÍTULO V. EJEMPLOS DE APLICACIÓN.....	38
5.1. DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES.....	38
5.2. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.....	39
5.3. DEFINICIÓN DE DIAGRAMAS MOMENTO CURVATURA.....	42
5.4. SISMOS GENERADOS.....	43
5.5. RESULTADOS.....	44
 CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	 49
 BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.....	 51
 ANEXO UNO.....	 53
 ANEXO DOS.....	 57

ÍNDICE DE TABLAS Y FIGURAS

Tabla 5.1.	Propiedades de los materiales.....	38
Tabla 5.2.	Geometría y armado de las secciones.....	41
Figura 2.1.	Curva de capacidad e idealización bilineal.....	9
Figura 3.1.	Curvas de comportamiento de tres modos de vibrar.....	20
Figura 3.2.	Evaluación gráfica, método Bracci <i>et al.</i>	22
Figura 4.1.	Espectros elástico y escalado, para el punto <i>j</i>	31
Figura 4.2.	Definición gráfica de incrementos en aceleración y desplazamiento.....	32
Figura 4.3.	Curva de comportamiento de marco de concreto.....	33
Figura 4.4.	Demanda elástica de desplazamiento.....	34
Figura 4.5.	Respuesta elástica lineal contra curva de comportamiento.....	34
Figura 4.6.	Regla de iguales desplazamientos ($T_1 > T_C$).....	35
Figura 4.7.	Regla de iguales desplazamientos ($T_1 < T_C$).....	36
Figura 5.1.	Modelo de comportamiento del concreto y del acero de refuerzo.....	39
Figura 5.2.	Planta y sección de los ejemplos de aplicación.....	40
Figura 5.3.	Espectro de respuesta elástico.....	40
Figura 5.4.	Localización de las secciones.....	42
Figura 5.5.	Diagrama momento curvatura e idealización elastoplástica.....	43
Figura 5.6.	Acelerograma sintético típico.....	43
Figura 5.7.	Comparación de espectros.....	44
Figura 5.8.	Desplazamientos de entrepiso.....	46
Figura 5.9.	Derivas de entrepiso.....	47
Figura 5.10.	Cortantes de entrepiso.....	48
Figura A2.1.	Idealización bilineal con pendiente de post-fluencia.....	58
Figura A2.2.	Idealización elastoplástica.....	58
Figura A2.3.	Idealización elastoplástica con conservación de rigidez inicial.....	59

MÉTODO PARA LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE MARCOS PLANOS

RESUMEN

Esta tesis presenta un nuevo método para la evaluación del desempeño sísmico de marcos planos, tanto regulares como irregulares en elevación. El método se presenta como una opción más simple que el análisis dinámico no lineal paso a paso, y a la vez como una mejor alternativa que los métodos simplificados de evaluación actuales, en tanto incluye la contribución al desempeño de los modos superiores de vibrar, permitiendo el uso directo de espectros de respuesta suavizados. Su propósito es la obtención de índices de desempeño tales como desplazamientos, derivas y cortantes de entrepiso; utilizando para ello, un espectro de diseño y una serie de análisis modales espectrales, como los normalmente usados en los análisis elásticos.

La validez y el potencial de aplicación del método se evalúan por medio de tres ejemplos ilustrativos, correspondientes a un marco regular y dos irregulares en elevación. Los resultados obtenidos se comparan con los correspondientes a los análisis dinámicos no lineales de los marcos, sometidos a una familia de registros sísmicos simulados, consistentes con el espectro de diseño empleado.

INTRODUCCIÓN

Ciertos asentamientos humanos, debido a su ubicación geográfica, se encuentran en constante exposición a sismos, que son ondas transmitidas a través del suelo y generadas por la fractura o el deslizamiento de placas de la corteza terrestre. Estas ondas sísmicas interactúan con las construcciones y por tanto pueden afectarlas, provocando daños materiales y hasta pérdidas humanas. Por lo que la ingeniería civil, y en particular la ingeniería estructural, se enfrenta al reto de proporcionar estructuras seguras para sus ocupantes, optimizando los recursos invertidos para su construcción. El escenario ideal, no necesariamente el más económico, sería diseñar las estructuras con el objetivo de que al ocurrir un sismo de cualquier magnitud no se presentase daño alguno en ellas; sin embargo, por razones económicas, las estructuras no pueden ser diseñadas con este objetivo, y se tiene que aceptar que, por medio de la degradación y daño de sus elementos, disipen una parte de la energía que el sismo les transmite.

Por lo tanto, al aceptar que los elementos de una estructura sufrirán daño, se acepta que el comportamiento de estos no será más un comportamiento elástico lineal, debido a que se presentará agrietamiento en el concreto y fluencia en el acero, tanto estructural como de refuerzo; y en general, se alcanzarán niveles de esfuerzo en los materiales fuera del rango elástico de comportamiento.

Ante esta realidad, el problema es predecir, con la mayor exactitud posible, el desempeño que presentarán las estructuras ante determinados niveles de demanda sísmica, considerando el comportamiento no lineal de los materiales. Al respecto se tienen dos vertientes:

Por un lado se tiene la opción del análisis no lineal paso a paso, que arroja la respuesta “exacta” de una estructura, con una capacidad determinada, ante una demanda sísmica dada por medio de un acelerograma. Aunque este procedimiento tiene una base analítica lo

suficientemente robusta como para llamarle respuesta “exacta”, tiene la limitante de que es un procedimiento que evalúa el desempeño de una estructura sometida a un solo sismo. Dado que actualmente no se cuenta con un catálogo de sismos intensos lo suficientemente grande como para aplicar el procedimiento el número de veces necesario para validarlo estadísticamente, esta limitante solo se puede solventar sometiendo a la estructura a una familia de sismos simulados compatibles con el espectro de diseño, lo que en sí es aún un tema abierto de investigación. Por otro lado, el método paso a paso demanda muchos recursos computacionales y de tiempo, además de requerir un nivel de conocimiento elevado, por lo que pocos proyectos lo justifican. Sin embargo, es la opinión del autor de la tesis que dado el vertiginoso crecimiento de la capacidad de los procesadores, esta limitante representará cada vez más un problema menor.

La segunda opción es usar los llamados métodos simplificados de análisis estático no lineal, y es hacia este campo que se han enfocado esfuerzos de investigación importantes, al presentarse como una opción más sencilla a los análisis en el tiempo y que arroja resultados dentro de límites razonables al ser comparados con la respuesta “exacta”. En estos métodos simplificados estáticos no lineales se define: la capacidad de la estructura, por medio de una curva de capacidad obtenida de un análisis de empujón, que es un análisis estático con cargas laterales incrementándose monótonamente; la demanda sísmica, por medio de un espectro de respuesta o igualmente un acelerograma; y se obtienen los índices de desempeño de la estructura (desplazamientos, derivas y cortantes de entrepiso) por medio de diversos procedimientos que relacionan la capacidad y la demanda anteriormente mencionadas.

El primer método con las características señaladas de un análisis estático no lineal fue propuesto por Freeman (1978) y posteriormente adoptado, en 1996, como el “método del espectro de capacidad” en el informe *ATC-40* (ATC, 1986). Este método puede considerarse la base de los métodos posteriormente propuestos. Dentro de estos se encuentra el “método de coeficientes de desplazamiento”, comúnmente conocido como el *FEMA-273* (FEMA, 1997), que por medio de coeficientes definidos obtiene el desempeño de la estructura. También fue desarrollado el método llamado “N2”, propuesto por Fajfar y Gaspersic

(1996), en donde se obtiene el desempeño de la estructura por medio de un análisis de empujón y un análisis modal espectral del sistema de un grado de libertad correspondiente a su modo fundamental.

Los 3 métodos anteriormente mencionados solo consideran la participación de un modo de vibrar de la estructura, situación que restringe su aplicación a edificios de altura pequeña o mediana y con características de regularidad. Para solventar esta limitante se han desarrollado métodos que consideran la contribución de modos superiores, como el propuesto por Chopra y Goel (2002), en donde se realiza un análisis de empujón para cada uno de los modos superiores por separado y luego se suman los resultados por medio de una regla de combinación modal. Otro método multimodal es el desarrollado por Aydinoglu (2003), que aplica un procedimiento incremental basado en desplazamientos, obteniendo la respuesta a cada punto por medio de la regla de combinación modal cuadrática completa. Se presenta también el método propuesto por Bracci *et al.* (1997), basado en el análisis de empujón propuesto por Reinhorn y Vladescu (1995). Por su parte, Requena y Ayala (2000) presentan una propuesta de análisis de empujón basado en fuerzas en donde se considera un patrón de distribución de fuerzas obtenido de un “modo equivalente”, pudiendo considerarse una evolución del método *N2*. Antoniou y Pinho (2004) proponen igualmente un análisis de empujón adaptable basado en desplazamientos para la obtención de la curva de capacidad de la estructura.

Por tanto, siguiendo por la línea de los análisis estáticos no lineales, en esta tesis se presenta, explica y ejemplifica, un nuevo método para la evaluación del desempeño sísmico de marcos planos, considerando la contribución de sus modos superiores de vibrar, y con una aplicación abierta a estructuras tanto regulares como irregulares en elevación. Su propósito es la obtención de índices de desempeño tales como desplazamientos y derivas de entrepiso, utilizando para ello un espectro de diseño y una serie de análisis modales espectrales, como los usados cotidianamente en los análisis elásticos.

Este trabajo se estructura en introducción, cinco capítulos de contenido, las referencias bibliográficas y dos anexos. En los capítulos II y III se presenta brevemente el estado del arte de los métodos anteriormente mencionados, en sus versiones unimodales y

multimodales, respectivamente. En el capítulo IV se explica con detalle el método propuesto, y en el capítulo V se presenta su aplicación a tres marcos de concreto reforzado, uno regular y dos irregulares en elevación; seguido de las conclusiones y las recomendaciones para trabajos futuros planteadas en el capítulo VI. Por último se enlistan las referencias bibliográficas utilizadas en la elaboración del trabajo, y se incluyen dos anexos, uno en donde se detalla la normativa de los Eurocódigos utilizados para el análisis y diseño de las estructuras propuestas para los ejemplos, y otro en donde se presenta la investigación realizada sobre la idealización de la curva de capacidad de la estructura, mostrando las diferencias entre 3 propuestas diferentes.

MÉTODOS ESTÁTICOS NO LINEALES UNIMODALES

Es importante mencionar que aunque los métodos estáticos no lineales unimodales tienen la limitante de no considerar la contribución de los modos superiores de vibrar, son altamente aceptados en el campo de la ingeniería, particularmente para su aplicación a edificios, ya que para un porcentaje elevado de este tipo de estructuras la precisión en la evaluación del desempeño sísmico es satisfactoria y por tanto no se requiere de mayor refinamiento.

Para dar un marco teórico dentro del cual se elaboró el método propuesto, se consideró importante la presentación de los métodos con los que actualmente se cuenta. El interés de los capítulos II y III de la presente tesis es exponer las principales características de los métodos y no generar un manual para su aplicación, por lo que la descripción de estos es breve y concisa, sugiriéndose al lector revisar la bibliografía señalada en caso de requerir una explicación detallada.

2.1 MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

El método del espectro de capacidad propuesto por Freeman (1978) se encuentra detallado en el capítulo 8 del *ATC-40 (ATC, 1986)*. Este método define la capacidad de la estructura por medio de la llamada “curva de capacidad”, que grafica desplazamiento de azotea contra cortante basal, y se obtiene por medio de un análisis de empujón; mientras que la demanda sísmica se representa por medio de un espectro de diseño, como se presenta comúnmente en los reglamentos, que es la envolvente suavizada de la respuesta correspondiente a un sistema elástico de un grado de libertad. El método del espectro de capacidad define el desplazamiento máximo que se le demanda a una estructura como el punto de intersección de la curva de capacidad y el espectro de diseño reducido, ambas curvas se grafican en formato espectral, que presenta pseudo aceleración espectral contra desplazamiento espectral. La reducción del espectro considera el efecto que tiene sobre la demanda la no-linealidad de la estructura, por tanto, la capacidad y la demanda son interdependientes, generando para

la obtención del punto de comportamiento (demanda máxima) un proceso iterativo, que no siempre es convergente (Chopra y Goel, 1999). Este problema de la convergencia se resuelve en una propuesta del método del espectro de capacidad modificado hecha por Albanesi (2000). A continuación se presenta una breve descripción paso a paso del método original:

- (a) Obtención de la curva de capacidad de la estructura por medio de un análisis de empujón. Este tipo de análisis es sensible al patrón de carga con el que se distribuye la fuerza horizontal a lo largo de la altura del modelo estructural, por lo que la selección de este patrón debe reflejar la manera en que las fuerzas laterales actuarán sobre la estructura al momento de un sismo; que si bien no es algo que se pueda definir con certeza absoluta, se obtienen buenas aproximaciones cuando se toma en cuenta la distribución de masas, y la forma y contribución de los modos superiores de vibrar. La *figura 2.1* presenta una curva de capacidad típica, cortante basal contra desplazamiento de azotea (d_T vs. V_b), de un edificio de 8 pisos.
- (b) Conversión de la curva de capacidad y del espectro de diseño elástico al formato espectral S_a contra S_d (ADRS, por sus siglas en inglés), mediante ecuaciones de la dinámica estructural.
- (c) Idealización bilineal del espectro de capacidad, definiendo dentro de la curva original un punto cualquiera como primera aproximación del punto de desempeño; manteniendo la rigidez inicial de la estructura mediante la pendiente de la primera rama y trazando la curva bilineal con base en el principio de iguales energías, como se presenta en la *figura 2.1*. El punto de desempeño propuesto puede ser el correspondiente al desplazamiento obtenido usando la regla de iguales desplazamientos o cualquier otro punto que se considere apropiado.
- (d) Cálculo del espectro de demanda reducido, mediante el cálculo de dos factores de reducción, los cuales son función del amortiguamiento efectivo, que a su vez es dependiente de:
 - El comportamiento histerético esperado debido al nivel del detallado de diseño de la estructura.
 - Las constantes que definen la idealización bilineal realizada en el paso (c).

- (e) Obtención del punto de desempeño. En formato espectral, se localiza el punto de cruce del espectro de diseño escalado con la curva de comportamiento, y cuando el desplazamiento espectral de este punto no tiene una diferencia mayor al 5% del valor propuesto en el punto (c) para el punto de desempeño, se considera este punto de cruce como el punto de desempeño definitivo; si por el contrario, la diferencia es mayor, tiene que iterarse de nuevo desde la generación de la curva idealizada, tomando ahora como nuevo punto de desempeño propuesto el punto de cruce.
- (f) Una vez obtenido el punto de desempeño, y aplicando en orden inverso las fórmulas mencionadas en el paso (b) se obtiene la demanda máxima de desplazamiento de azotea de la estructura, al regresar del formato espectral al campo real de desplazamientos.

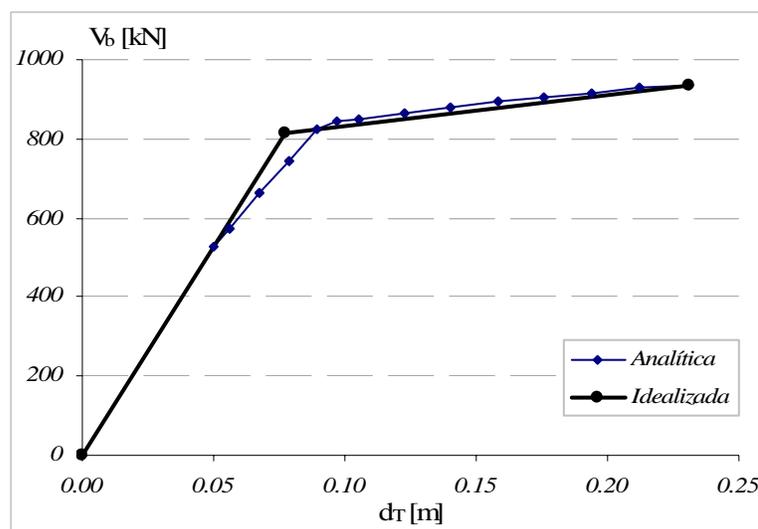


Figura 2.1. Curva de capacidad e idealización bilineal.

2.2 MÉTODO DE COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO

El método de coeficientes de desplazamiento, normalmente conocido como “método FEMA-273” (FEMA, 1997), es un método con un fuerte enfoque a su aplicación sistematizada, teniendo, desde el punto de vista del autor, pros y contras. Por una parte es un método de aplicación sencilla, debido a que se basa en la utilización de tablas y constantes; pero por otro lado, este tipo de métodos pueden llevar a resultados sin un

completo entendimiento de las bases que les dan sustento. Es conveniente que se busquen métodos que sean fáciles de aplicar e implementar en un código, resaltando la importancia de entender las bases que están detrás de estos métodos antes de aplicarlos.

En el documento *FEMA-273*, la agencia federal para tratar situaciones de emergencia (*FEMA*, por sus siglas en inglés) recomienda explícitamente que este método no sea aplicado a estructuras en donde la contribución de los modos superiores de vibrar sea importante, a menos que se realice, a la par, un análisis en el tiempo; por otro lado, hace énfasis en la importancia de un correcto entendimiento y aplicación de las propiedades no lineales a nivel materiales, secciones y elementos. A continuación se expone paso a paso el método de coeficientes de desplazamiento:

- (a) Definición en la estructura de un nodo de control, normalmente el centro de masas del nivel de azotea, que será monitoreado para la construcción de la curva de capacidad, y asimismo, será el punto sobre el cual se obtendrá el desplazamiento objetivo o demanda máxima de desplazamiento de la estructura.
- (b) Aplicación de un análisis de empujón a la estructura, ya sea basado en fuerzas o en desplazamientos, definiendo como mínimo dos patrones de distribución de carga diferentes, que sean congruentes con la distribución que se esperaría de las fuerzas inerciales al momento de que un sismo excitara la estructura. En el análisis de empujón debe llevarse la estructura hasta un *150%* del desplazamiento objetivo esperado.
- (c) Idealización bilineal de la curva de capacidad de la estructura, definiendo la rigidez inicial como la rigidez secante correspondiente al *60%* del cortante basal de fluencia.
- (d) Obtención del período equivalente " T_e " para la idealización obtenida por medio de la ecuación 2.1.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.1)$$

en donde T_i es el período fundamental elástico, K_i es la rigidez elástica de la estructura y K_e es la rigidez efectiva de la primera rama de la curva de capacidad idealizada, igual al cociente del cortante basal entre el desplazamiento de azotea, ambos al momento de la fluencia.

- (e) Cálculo del desplazamiento objetivo del nudo de control “ δ_t ”, que será el desplazamiento máximo esperado durante el sismo de diseño, mediante la ecuación 2.2.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.2)$$

en donde S_a es la pseudo aceleración espectral definida en el espectro de diseño, g es la aceleración de la gravedad, y los coeficientes de desplazamiento se definen como:

- C_0 es la constante que relaciona el desplazamiento espectral y el desplazamiento esperado en el punto de control.
- C_1 es la constante que relaciona el desplazamiento no lineal esperado con el desplazamiento lineal obtenido. Para esta relación se utiliza la regla del igual desplazamientos para períodos mayores al período característico del suelo ($T > T_C$), y se realiza una corrección para períodos cortos ($T < T_C$).
- C_2 es la constante utilizada para considerar la forma del comportamiento histerético de la estructura. Este factor dependerá del sistema estructural y del nivel de desempeño que se pretenda cumplir para el sismo de diseño.
- C_3 es la constante que considera posibles incrementos en el desplazamiento último debido a efectos $P-\Delta$, considera la pendiente de la rama de pos fluencia definida en la idealización bilineal, la relación entre la pseudo aceleración elástica y la inelástica, y el coeficiente de estabilidad θ .

2.3 MÉTODO N2

Debido a que el método N2 es aplicado en Europa, el lector de esta tesis no estará necesariamente familiarizado con él, por lo que a continuación se presenta una descripción detallada. Es un método para la evaluación sísmica no lineal de una estructura, dentro de los procedimientos basados en desempeño. Busca obtener por medio de una metodología sencilla el comportamiento de una estructura, determinando los desplazamientos, derivas y rotaciones que experimenta ésta al ser sometida a un determinado nivel de diseño o demanda sísmica, definida por un espectro de respuesta elástico y la aceleración pico del terreno.

Es un método propuesto por Fajfar y Gaspersic (1996), se llama “Método N2” debido a que toma en cuenta las características no lineales (“N”) de la estructura y junta en un mismo procedimiento dos (“2”) análisis distintos; por una parte un análisis de empujón de la estructura de múltiples grados de libertad y por otra un análisis modal espectral de un sistema de un grado de libertad (IGDL).

A continuación se presenta una descripción del método:

- (a) Conversión del espectro de diseño elástico al formato ADRS, quedando definidos espectros aplicables para estructuras de un grado de libertad tanto elásticas como inelásticas según las siguientes ecuaciones:

Para una estructura elástica de IGDL:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (2.3)$$

donde T es el período del modo fundamental de la estructura, S_{ae} es la pseudo aceleración y S_{de} es el desplazamiento espectral, correspondientes a un sistema elástico.

Para una estructura no elástica de IGDL, Vidic *et al.* (1994):

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (2.4)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.5)$$

Siendo μ la ductilidad, definida por la relación ente los desplazamientos máximos y los de fluencia y R_μ el factor de reducción por ductilidad. Aunque en este método se proponen las siguientes ecuaciones para la definición de R_μ , es importante hacer hincapié en que existen muchos estudios al respecto.

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (2.6)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_c \quad (2.7)$$

donde T_c es el período característico del suelo, definido en el espectro de diseño.

(b) Obtención de la curva de capacidad de la estructura, por medio de un análisis de empujón no lineal. Fajfar (2000) propone un análisis de empujón basado en fuerzas, y se fija como hipótesis fundamental que la distribución de cargas a lo alto de la estructura permanecerá constante durante todos los incrementos. El vector de cargas laterales \mathbf{P} utilizado se define en la siguiente ecuación:

$$\mathbf{P} = p\Psi = p\mathbf{M}\Phi \quad (2.8)$$

Donde \mathbf{M} es la matriz diagonal de masas, p es un escalar que controla la magnitud del vector de fuerzas \mathbf{P} , y Ψ es la distribución de las cargas. Se puede demostrar esta distribución de carga está asociada al patrón de desplazamientos Φ , tasado por la matriz de masas. En este método se deja abierta la opción para asignar al vector Φ la forma que se quiera, pero se garantiza que el patrón de cargas corresponda a la deformada propuesta.

(c) Transformación de la curva de capacidad de la estructura de múltiples grados de libertad en una curva de capacidad equivalente para una estructura de un grado de libertad. Partiendo de la ecuación de equilibrio dinámico, y mediante el manejo de conceptos de la dinámica estructural, se llega a las siguientes ecuaciones para llevar a cabo esta conversión:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i \quad (2.9)$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (2.10)$$

$$D^* = \frac{d_t}{\Gamma} \quad (2.11)$$

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad (2.12)$$

donde m_i es la masa modal y Φ_i es la forma modal, correspondientes al modo i ; m^* es la masa equivalente del sistema de un grado de libertad, Γ es la constante que controla la transformación, igual al factor de participación modal en caso que el vector Φ sea una deformada de un modo de vibrar de la estructura. D^* y F^* son

respectivamente, el desplazamiento y el cortante equivalentes del sistema de un grado de libertad.

- (d) Idealización de la curva de capacidad equivalente como una elastoplástica, debido a que el factor de reducción por ductilidad R_μ fue obtenido en base en un modelo elastoplástico.

Al generar este modelo idealizado, implícitamente se está modificando la rigidez de la estructura y por tanto su período inicial, que puede ser recalculado con la ecuación 2.13, donde D_y^* y F_y^* son los valores que definen el punto de quiebre del sistema elastoplástico, y T^* es el período del sistema idealizado.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (2.13)$$

- (e) Cambio al campo espectral de la curva de capacidad idealizada, con el objetivo de que sea comparable con los espectros definidos inicialmente, mediante la ecuación:

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (2.14)$$

- (f) Obtención de la demanda sísmica (desplazamiento objetivo) en la estructura de *IGDL*. Se obtiene del cruce de la curva de capacidad con el espectro correspondiente a la ductilidad μ , calculada por medio de las ecuaciones 2.17 ó 2.19, según sea el caso.

El factor de reducción por ductilidad queda definido por las ecuaciones 2.15 y 2.16:

$$S_{ay} = \frac{F_y^*}{m^*} \quad (2.15)$$

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (2.16)$$

donde S_{ay} es la capacidad del sistema de *IGDL*.

Aplicando la regla de iguales desplazamientos, para $T^* > T_c$ aplica:

$$\mu = R_\mu \quad (2.17)$$

$$S_d = S_{de}(T^*) \quad (2.18)$$

Mientras que usando la corrección para períodos cortos queda:

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1 \quad (2.19)$$

$$S_d = \mu \frac{S_{de}}{R_\mu} \quad (2.20)$$

(g) Una vez obtenido el desplazamiento no lineal del sistema equivalente de *IGDL*, basta multiplicarlo por la constante de transformación Γ para obtener el desplazamiento en la azotea “ d_i ” de la estructura de múltiples grados de libertad.

Para la obtención de los desplazamientos, derivas y rotaciones de todos los elementos estructurales se tiene que aplicar de nuevo el análisis estático no lineal (análisis de empujón) hasta que se alcance el desplazamiento objetivo en la azotea “ d_i ” y obtener de esta deformada la información necesaria, tanto de fuerzas como de desplazamientos.

MÉTODOS ESTÁTICOS NO LINEALES MULTIMODALES

Como se mencionó con anterioridad, esfuerzos recientes de investigación se están enfocando al desarrollo de métodos que consideren en la respuesta la participación de los modos superiores de vibrar. Dentro de los primeros trabajos con este enfoque, se encuentran los de Paret *et al.* (1996) y Sasaki *et al.* (1998); en este capítulo se describen brevemente los procedimientos más relevantes presentados recientemente.

Todos los métodos que se incluyen en este capítulo se basan en la aplicación de un análisis de empujón, o alguna variante, para la obtención de la curva de capacidad de la estructura, y a partir de su reducción a curvas de comportamiento en coordenadas espectrales, la obtención de índices de desempeño, como son los desplazamientos, derivas y cortantes. La aplicabilidad, sencillez y robustez teórica de los distintos métodos es considerablemente diferente; actualmente no existe una tendencia marcada hacia alguno de ellos, siendo por tanto una rama de la investigación todavía abierta a nuevas propuestas, orientadas al desarrollo de un método estático no lineal aproximado que sea certero, de aplicabilidad general y de utilización relativamente sencilla.

3.1 ANÁLISIS DE EMPUJÓN MODAL

El procedimiento para la estimación de las demandas sísmicas inelásticas propuesto por Chopra y Goel (2002), considera la participación de los modos superiores de vibrar en la respuesta, realizando análisis de empujón independientes para cada modo y utilizando para la obtención de la respuesta total una regla de combinación modal.

Este procedimiento, llamado “Modal Pushover Analysis” (*MPA*, por sus siglas en inglés), consiste en realizar un análisis de empujón para cada uno de los modos superiores de la estructura, con una distribución de fuerzas laterales definidas por la *ecuación 3.1*. Los

modos superiores son aquellos que contribuyen significativamente en la respuesta total de la estructura y por tanto deben considerarse en el análisis. El Eurocódigo 8 (CEN 2003) considera esta condición satisfecha cuando la suma de las masas modales efectivas de los modos tomados en cuenta suma más del 90% de la masa total de la estructura ó cuando se consideran todos los modos con masa mayor al 5% de la masa total.

$$s_n^* = m\phi_n \quad (3.1)$$

donde s_n^* es el vector de distribución espacial de fuerzas para el *modo n*, sin considerar el factor de participación modal, m es la masa del nivel y ϕ_n es la forma modal n .

Esta carga se debe aplicar hasta llevar a la estructura a un valor máximo del desplazamiento de azotea para el *modo n* “ u_{rno} ”, definido por la *ecuación 3.2*.

$$u_{rno} = \Gamma_n \phi_n D_n \quad (3.2)$$

donde Γ_n es el factor de participación del *modo n*, ϕ_n es el valor de la forma modal n en el nivel de azotea y D_n es el desplazamiento modal, sin considerar factores de participación, obtenido de la *ecuación 3.3*.

$$\ddot{D}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{D}_n + \frac{F_{sn}}{L_n} = -a_g(t) \quad (3.3)$$

La *ecuación 3.3* involucra la principal hipótesis del método MPA, suposición que puede ser discutible, por lo siguiente:

El análisis modal no puede ser aplicado a estructuras inelásticas, ya que la misma condición de no linealidad en la que se supone incursionan las estructuras imposibilita el uso de modos de vibrar dentro de un análisis. Es importante señalar que Chopra y Goel (2002) hacen mención explícita de que el método, concientemente, usa este análisis modal también para estructuras inelásticas, aunque este sea teóricamente incorrecto, sin embargo, defienden su planteamiento con base en resultados en donde se observa que:

- La contribución del modo correspondiente al grado de libertad que se analiza es “dominante” aun cuando las estructuras incursionan en el rango no lineal.
- Cuando la estructura no presenta niveles de degradación elevados los modos siguen siendo ortogonales, lo que permite su combinación.

Una vez aceptada la hipótesis, basta resolver la *ecuación 3.3* para obtener el desplazamiento modal; alternativamente se puede obtener este desplazamiento modal directamente de un espectro de respuesta inelástico.

Los índices de desempeño de la estructura, desplazamientos, derivas y cortante, se podrán obtener, para cada modo, de la estructura deformada hasta el desplazamiento de azotea máximo u_{mo} .

Por último, una vez aplicado el análisis de empujón y obtenidos los resultados deseados para cada modo, se recomienda para la obtención de los resultados globales el uso de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (*SRSS*, por sus sigla en inglés), o regla de Rosenblueth, como regla de combinación modal.

3.2 ANÁLISIS ESPECTRAL INCREMENTAL

El procedimiento llamado “Incremental Response Spectrum Análisis” (*IRSA*, por sus siglas en Inglés), propuesto por Aydinoglu (2003), es un método estático no lineal multi-modal que busca, por medio de análisis modales espectrales correspondientes a cada tramo de comportamiento, obtener la respuesta no lineal de una estructura bajo un nivel de demanda sísmica dado. El método genera las curvas modales de comportamiento de la estructura por medio de un procedimiento modal espectral adaptable, basado en desplazamientos, utilizando para el cálculo de la respuesta no lineal, para cada modo, la regla de iguales desplazamientos propuesta por Veletsos y Newmark (1960).

Entre otras características, el método concentra la no linealidad de los elementos por medio de articulaciones plásticas; define cada paso del procedimiento correspondientemente con tramos de comportamiento lineal entre la aparición de articulaciones plásticas subsecuentes y considera los efectos $P-\Delta$. El procedimiento empleado es adaptable porque a cada paso se calcula la matriz de rigidez de la estructura, con el daño (articulaciones plásticas alcanzadas) y las reducciones correspondientes al efecto $P-\Delta$. Este método no considera la corrección para períodos cortos de la regla de iguales desplazamientos, por lo que su aplicación se limita a estructuras con períodos iguales o mayores al período dominante del suelo. A continuación se describe brevemente la metodología.

- (a) Análisis modal de la estructura, obtención de las formas modales $\Psi_n^{(i)}$ y de los factores de participación modal $\Gamma_n^{(i)}$, considerando el efecto $P-\Delta$ y el nivel de daño de la estructura correspondiente a la etapa del procedimiento en que se encuentra. En la formulación, los subíndices n e i representan, respectivamente, el modo correspondiente y el paso en el que se encuentra el análisis del empujón.
- (b) “Carga” de la estructura por medio de la aplicación del vector de desplazamientos $\bar{u}_n^{(i)}$, definido en la ecuación 3.4, que es el vector correspondiente a un desplazamiento espectral unitario.

$$\bar{u}_n^{(i)} = \Psi_n^{(i)} \Gamma_n^{(i)} \quad (3.4)$$

- (c) Del paso anterior se obtienen, para cada modo, los índices de desempeño (desplazamiento, deriva, rotación) y los elementos mecánicos requeridos (momento, cortante, axial) para monitorear la formación de articulaciones. La respuesta total se obtiene sumando la participación de cada modo mediante la regla de combinación modal cuadrática completa (CQC) u otra regla de combinación modal.
- (d) Una de los resultados obtenidos (momento de flexión, rotación, etc.), debe utilizarse como índice de control para la aparición de las articulaciones plásticas. Como se mencionó, las respuestas $\bar{r}^{(i)}$ corresponden a un desplazamiento espectral unitario, por lo que es necesario encontrar el incremento de desplazamiento espectral necesario $\Delta d_1^{(i)}$ para que en este paso del análisis se alcance solamente una siguiente articulación. Esta articulación se encuentra por medio de la ecuación 3.5, como la que requiera un valor menor del incremento $\Delta d_1^{(i)}$ para alcanzar el valor en la respuesta índice $r^{(i)}$ igual al definido como respuesta a la fluencia, con base en las características de las secciones, mediante curvas o superficies de fluencia.

$$r^{(i)} = r^{(i-1)} + \bar{r}^{(i)} \Delta d_1^{(i)} \quad (3.5)$$

- (e) Una vez obtenido el incremento de desplazamiento espectral, el siguiente punto de la curva de comportamiento, para cada modo, se define mediante las ecuaciones 3.6.

$$d_n^{(i)} = d_n^{(i-1)} + \lambda_n^{(i)} \Delta d_1^{(i)} \quad (3.6a)$$

$$a_n^{(i)} = a_n^{(i-1)} + \lambda_n^{(i)} (\omega_n^{(i)})^2 \Delta d_1^{(i)} \quad (3.6b)$$

donde $\lambda_n^{(i)}$ es un factor de escala inter-modal que relaciona el desplazamiento espectral de cada modo con el del modo fundamental. En la *figura 3.1* se presentan las curvas de comportamiento para un caso que considera tres modos de vibrar dentro del análisis.

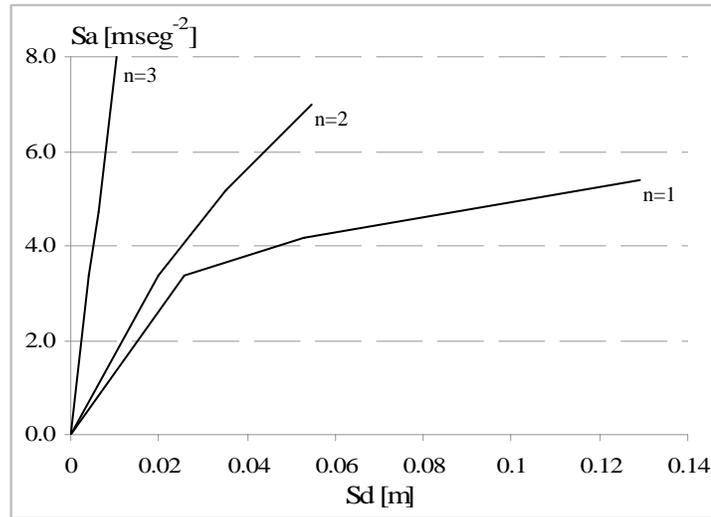


Figura 3.1. Curvas de comportamiento de tres modos de vibrar.

- (f) El método se basa en la regla de iguales desplazamientos, por lo que es necesario, en cada punto que se obtiene de las curvas de comportamiento, revisar si no se ha alcanzado el desplazamiento espectral elástico $S_{din}^{(p)}$, definido para cada modo en el espectro de diseño del reglamento (nivel de demanda sísmica), considerando el período de cada modo correspondiente a la estructura elástica (sin daño). Cuando sea alcanzado el desplazamiento espectral elástico, llamado desplazamiento objetivo, el análisis se detiene; en caso contrario, el análisis continúa con el punto (g).
- (g) Se incluye en el modelo analítico la articulación encontrada en el punto (d), y se comienza desde el punto (a) el siguiente paso del análisis. Esto se realiza cuantas veces sea necesario para alcanzar el desplazamiento objetivo.

3.3 EVALUACIÓN SÍSMICA DEL DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO.

A continuación se presenta el procedimiento para evaluación sísmica del desempeño de estructuras de concreto reforzado propuesto por Bracci *et al.* (1997), que parte del llamado “Adaptative Pushover Analysis”, propuesto por Reinhorn y Vladescu (1995). La característica principal es que en este análisis del empujón por primera vez se consideraron cambios en el patrón de carga utilizado para empujar la estructura, reflejando el daño que va presentando la estructura a lo largo del análisis. Además de este cambio presentado para el análisis del empujón, el método tiene como característica que se utilizan niveles de demanda y capacidad por entrepiso, a diferencia del método del espectro de capacidad en donde se evalúa la estructura a nivel global. El método se presenta en cinco pasos principales:

- (a) Definición del espectro de diseño apropiado para el sitio.
- (b) Obtención de las curvas de capacidad correspondientes a cada entrepiso de la estructura analizada. Se considera una distribución variable del vector de carga, definida por la ecuación 3.7, y se sugiere un vector de carga del tipo de triángulo invertido como punto de partida para el método.

$$\Delta F_i^{j+1} = V^j \left(\frac{F_i^j}{V^j} - \frac{F_i^{j-1}}{V^{j-1}} \right) + \Delta P^{j+1} \left(\frac{F_i^j}{V^j} \right) \quad (3.7)$$

en donde ΔF_i^{j+1} es el incremento de fuerza, V^j es el cortante basal, ΔP^{j+1} es el incremento en cortante basal y F_i^j es la fuerza de entrepiso i para el paso del análisis j , según corresponda.

- (c) Análisis de valores característicos de la estructura para la obtención de las formas modales, períodos y factores de participación. Este análisis debe realizarse para cada uno de los cuatro estados de daño de la estructura descritos a continuación:
 - Estado inicial elástico.

- Punto de fluencia de la estructura, determinado por el primer elemento que fluye en estructuras poco redundantes y por un cambio importante en la pendiente de la curva de capacidad para estructuras redundantes.
 - Formación incipiente del mecanismo de colapso, normalmente caracterizado por pérdida de la resistencia.
 - Mecanismo final de falla.
- (d) Determinación del cortante y del desplazamiento en cada nivel, para cada una de las cuatro etapas de la estructura mencionadas en (c), por medio de las ecuaciones del análisis modal espectral, utilizando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados como regla de combinación modal. Con la consideración de diferentes niveles de inelasticidad, se genera un rango de demanda sísmica delimitado por las curvas, representado para dos casos diferentes por las zonas achuradas de la *figura 3.2*.
- (e) Evaluación del desempeño, mediante la superposición de la curva de capacidad generada en (b) para cada nivel y el rango generado en (d) por las curvas de demanda. Si el rango de demanda intersecta la curva de capacidad en una zona de poca incursión no lineal, como se muestra en la *figura 3.2(a)*, entonces el desempeño de la estructura ante el nivel de demanda solicitado es apropiado. Si por el contrario, la intersección se da cerca a la zona de pérdida de resistencia o del mecanismo de colapso, como se muestra en la *figura 3.2(b)*, la estructura necesita ser reforzada para evitar su colapso ante ese nivel de demanda sísmica.

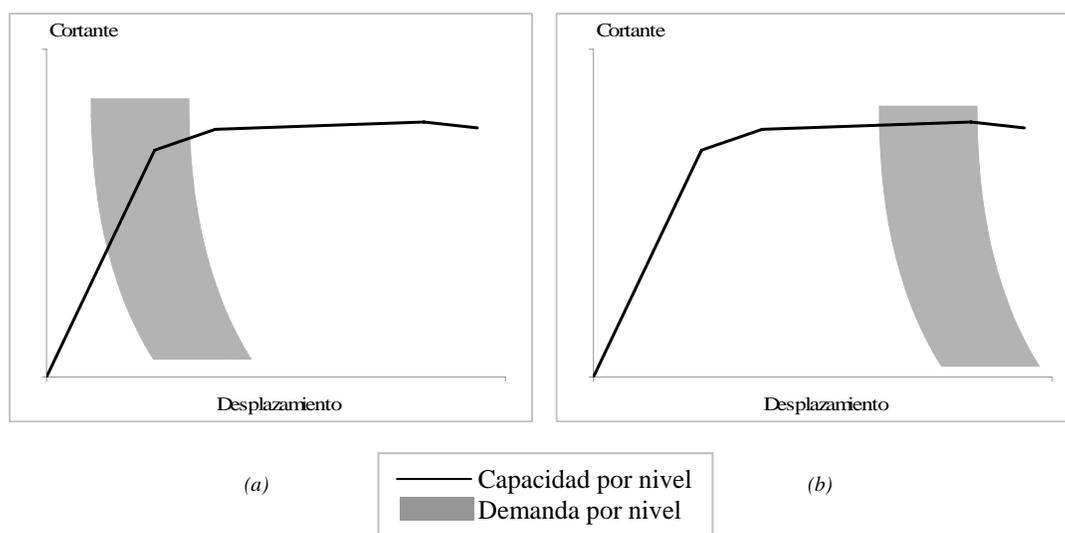


Figura 3.2. Evaluación gráfica. Curvas demanda sísmica contra capacidad, por nivel.

3.4 MÉTODO SIMPLIFICADO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO

El método simplificado para la obtención de respuestas sísmicas de una estructura que incursiona en el rango no lineal de desplazamientos, presentado por Requena y Ayala (2000), elimina las deficiencias del método propuesto por Camilo (1995), que eran el no considerar la participación de los modos superiores de vibrar ni la disminución de la rigidez al ir aumentando los niveles de carga. El método utiliza el análisis de empujón, como los métodos estáticos no lineales anteriormente descritos, generando índices de desempeño de la estructura, como desplazamiento de entrepiso, derivas y magnitud y ubicación de articulaciones plásticas. Este método está diseñado para obtener la respuesta de una estructura de múltiples grados ante la acción de un evento sísmico dado, definido como nivel de demanda sísmica. El procedimiento se describe en siete pasos:

- (a) Generación de la curva de capacidad de la estructura por medio de un análisis de empujón, considerando para la distribución de cargas, presentada en la ecuación 3.9, la contribución de los modos superiores de vibrar, por medio de la deformada de la estructura propuesta en la ecuación 3.8.

$$\bar{\phi}_i = \sqrt{\sum_{j=1}^N (\phi_{ij} \Gamma_j)^2} \quad (3.8)$$

$$F_i = \frac{m_i \bar{\phi}_i}{\sum_{k=1}^N m_k \bar{\phi}_k} \cdot V \quad (3.9)$$

- (b) Idealización bilineal de la curva de capacidad y transformación de esta, por medio de las ecuaciones de la dinámica estructural, al espacio espectral S_a contra S_d . Esta curva puede ser considerada como la curva de comportamiento de un sistema equivalente de un grado de libertad.
- (c) Definición de la masa equivalente para el sistema de un grado de libertad, considerando solamente la masa correspondiente al modo de vibrar fundamental de la estructura.

- (d) Construcción de la curva de cortante basal V_b contra desplazamiento espectral S_d . Basta multiplicar la pseudo aceleración de la curva obtenida en el inciso (b) por la masa equivalente obtenida en el inciso (c).
- (e) La curva obtenida en el inciso (d) se puede considerar como la curva de capacidad del sistema de un grado de libertad; quedando definida la rigidez elástica y la rigidez de post fluencia. Contando con las características del sistema equivalente de un grado de libertad, se obtiene la respuesta máxima de este para la acción sísmica determinada (o una familia de ellas), definida como el nivel de demanda sísmica, generando el desplazamiento espectral máximo $S_{d_{máx}}$.
- (f) Una vez obtenido este desplazamiento espectral máximo, basta utilizar en forma inversa las ecuaciones de la dinámica utilizadas, para convertir el desplazamiento espectral $S_{d_{máx}}$, del sistema de un grado de libertad, al desplazamiento máximo en el nivel de azotea d_T , de la estructura de múltiples grados de libertad. Es importante mencionar que en este inciso, está implícita la hipótesis de que la relación, definida para condiciones elásticas, entre el desplazamiento de azotea de la estructura y el desplazamiento del sistema equivalente de un grado de libertad, permanecerá constante aun cuando los desplazamientos que relacione ocurran en el rango inelástico.
- (g) Realización de un segundo análisis de empujón, hasta llevar a la estructura al desplazamiento máximo de azotea D_T calculado en el inciso (f), para la obtención de los índices de desempeño y los elementos mecánicos de la estructura, que serán los momentos, cortantes y axiales alcanzados por la estructura bajo el nivel de demanda sísmica dado.

3.5 ANÁLISIS DE EMPUJÓN ADAPTABLE BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

Antoniou y Pinho (2004) presentaron una metodología para aplicar un análisis de empujón no lineal. Este no es un método de evaluación completo, pero presenta una manera novedosa de aplicar el análisis de empujón y por tanto se considera importante exponerlo en esta tesis, ya que la metodología arroja como resultado la curva de capacidad de la

estructura, punto básico en la aplicación de cualquiera de los métodos de evaluación estáticos no lineales presentados en este capítulo.

Considerando que la tendencia y los estudios actuales han probado que el desempeño de las estructuras está más ligado a las deformaciones que a las fuerzas, este método propone un análisis de empujón basado en desplazamientos: “...en análisis de empujón, aplicar desplazamientos como la acción, en lugar de fuerzas, será la opción más apropiada y teóricamente robusta para análisis estáticos no lineales de estructuras sujetas a acciones sísmicas.”, Antoniou y Pinho (2004). De igual manera es un análisis de empujón que considera la evolución del daño en la estructura a lo largo del incremento de la carga. El método se describe brevemente a continuación, constando de cuatro pasos principales:

- (a) Definición de la masa y del vector de carga nominal. Este paso se realiza solo una sola vez, al principio del procedimiento; consiste en definir en el modelo la masa que debe ser incluida para los análisis de valores característicos y definir el vector de acciones nominal U_0 , que es un vector de desplazamientos de entrepiso constante a lo largo de la altura, de magnitud suficiente para que al aplicarse al 100% en la estructura, esta presente la condición de falla o esté cercana a ella.
- (b) Cálculo del factor de carga. El factor $\Delta\lambda_t$ definirá la magnitud del incremento de desplazamiento inducido a cada paso t del análisis de empujón. Al ser un análisis de empujón basado en desplazamientos, se debe definir un incremento de desplazamiento de la estructura constante como índice de control (vgr. desplazamiento de azotea); por lo que debe buscarse, para cada paso, el factor de carga necesario para que el índice de control establecido se cumpla.
- (c) Cálculo del vector de carga normalizado. Estando definida la magnitud del incremento de desplazamiento, mediante el vector normalizado \bar{D}_t se define la forma del incremento, utilizando la ecuación 3.10.

$$\bar{D}_t = \frac{D_i}{\max D} \quad (3.10)$$

en donde D_i es el desplazamiento en el nivel i obtenido mediante las ecuaciones 3.11 y 3.12. Como se observa, la normalización se efectúa dividiendo el desplazamiento de cada nivel entre el máximo obtenido ($\max D$).

$$D_i = \sum_{k=1}^i \Delta_k \quad (3.11)$$

$$\Delta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n [\Gamma_j (\phi_{i,j} - \phi_{i-1,j}) Sd_j]^2} \quad (3.12)$$

donde $\phi_{i,j}$ son las formas modales, Γ_j los factores de participación y Sd_j el desplazamiento espectral; correspondientes al modo j y al nivel i .

Este vector de desplazamientos considera el nivel de daño de la estructura, implícitamente en las formas modales y factores de participación, y por tanto a cada paso del análisis de empujón se tiene que realizar un análisis de valores característicos.

- (d) Actualización del vector de desplazamientos. A cada paso del análisis de empujón, se tiene que actualizar el vector de desplazamientos U_t , mediante la *ecuación 3.15*.

$$U_t = U_{t-1} + \Delta\lambda_t \cdot D_t \cdot U_0 \quad (3.15)$$

donde U_{t-1} es el vector de desplazamientos utilizado para la obtención del punto anterior de la curva de capacidad, y los demás términos fueron definidos anteriormente.

Como puede verse, los puntos (b), (c) y (d) tienen que realizarse para cada paso del análisis de empujón, y se realizarán tantas veces como puntos tenga la curva de capacidad de la estructura. El método termina cuando se alcanza el mecanismo de colapso de la estructura, ya sea total o parcialmente.

MÉTODO PROPUESTO

El método propuesto en la presente tesis considera el comportamiento no lineal de la estructura, por medio del cálculo paso a paso de la curva de capacidad y la construcción de la correspondiente curva de comportamiento asociada al modo dominante, utilizando una serie de análisis modales espectrales. Este método tiene como base la metodología para evaluación del desempeño sísmico de viaductos irregulares desarrollada por Isaković *et al.* (2005). No puede ser considerado dentro de los llamados procedimientos estáticos no lineales, por que no se aplica a la estructura una carga monótonamente incremental, por lo que se considera mas bien una evolución del *método N2*, utilizado en el *Euro-Código 8* [CEN, 2003] y anteriormente descrito. El método involucra las siguientes fases, que serán detalladas más adelante:

1. Definición de la demanda sísmica por medio de un espectro elástico suavizado, como los que se presentan en los reglamentos;
2. Definición de la curva de comportamiento de la estructura, mediante una serie de análisis modales espectrales correspondientes a diferentes niveles de daño, que son considerados en el modelo analítico por medio de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos. La curva de capacidad de la estructura debe reducirse a la correspondiente al modo fundamental de la misma, la que puede definirse como la curva de comportamiento de un sistema de un grado de libertad de referencia;
3. Evaluación del punto de desempeño, usando la regla de iguales desplazamientos presentada por Veletsos y Newmark (1960) y su corrección para períodos cortos, propuesta por Vidic *et al.* (1994). Esta regla y su corrección parten de las siguientes hipótesis:
 - Es una regla evaluada para osciladores de un grado de libertad elastoplásticos.

- Para sistemas con un período mayor al período característico del suelo, considera los desplazamientos relativos máximos del sistema elastoplástico iguales a los del sistema elástico.
- La corrección para períodos cortos se basa en factores de reducción de fuerzas por ductilidad obtenidos para terrenos firmes.

Con base en estas hipótesis, es conveniente hacer las siguientes acotaciones:

- Esta regla es la solución al problema de calcular los desplazamientos inelásticos de una estructura cuando se tiene un espectro de respuesta elástico definido como demanda sísmica.
 - Para poder aplicarla es necesario convertir la curva de capacidad de la estructura a la curva de comportamiento de un sistema equivalente de un grado de libertad.
 - La regla de iguales desplazamientos aquí planteada, y por lo tanto el método propuesto, no son aplicables a terrenos blandos. Debido a esta limitante, en el desarrollo sucesivo de la presente tesis, se obvia que el lector sabe que de las estructuras mencionadas genéricamente se excluyen las de terreno blando.
4. Evaluación del desempeño sísmico de la estructura, como la suma de las respuestas escaladas de los análisis modales espectrales realizados.

Al igual que los métodos presentados en los capítulos II y III, el método propuesto es un procedimiento de evaluación, por tanto es aplicable a estructuras existentes o previamente diseñadas por medio de cualquier procedimiento, estático o dinámico, disponible en los reglamentos sísmicos.

Es importante resaltar que esta metodología ha sido propuesta con el objetivo de que su aplicación sea posible utilizando herramientas de análisis comerciales, e.g. *SAP 2000 (CSI, 2003)*, en la búsqueda de una herramienta práctica en el campo de la ingeniería sísmica, particularmente en el área del análisis estructural. Este afán lleva a realizar las siguientes simplificaciones, que se presentan junto con las hipótesis consideradas para la realización de esta tesis:

- Consideración de plasticidad concentrada. La ocurrencia de comportamiento no lineal se concentra en los extremos de los elementos estructurales, modelado por medio de

la liberación del giro en flexión en los extremos de un elemento cuando este ha alcanzado su momento de fluencia. La relación entre momento y curvatura de estas secciones se aproxima por medio de una idealización elastoplástica.

- La rigidez inicial de los elementos se debe considerar como el porcentaje de la inercia bruta de la sección definido en los reglamentos. Es importante mencionar que en este tipo de cálculos, no podrá ser representada la valoración de la pendiente del modelo elastoplástico, debido a que esta pendiente depende de la cantidad de acero de refuerzo; como un elemento típico normalmente tiene cantidades diferentes de acero a lo largo de su longitud, se genera la necesidad de varios momentos de inercia. Sin embargo, es práctica común considerar una sola definición de inercia en todo el elemento.
- El sistema de entrepiso tiene la rigidez necesaria para ser considerado un diafragma rígido.
- No se consideran los efectos de torsión.
- No se considera la contribución en rigidez ni en resistencia de los elementos secundarios y no estructurales.
- No se consideran los efectos de segundo orden $P-\Delta$ ni de interacción suelo-estructura.
- La cimentación considera un empotramiento perfecto (rotación igual a cero).
- En el análisis dinámico se utiliza amortiguamiento de Rayleigh.

Modelo estructural: Se define un modelo analítico esquelético con relaciones esfuerzo deformación elastoplásticas para sus elementos. Los momentos de fluencia en sus extremos serán definidos con base en patrones de comportamiento no lineal de los materiales que los conforman.

4.1. DEFINICIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA.

La demanda sísmica depende del objetivo de diseño deseado y se define por medio del espectro elástico suavizado, generalmente llamado en los reglamentos espectro de diseño. Es conveniente destacar que en el método propuesto se utiliza este espectro de respuesta en el formato ADRS (por sus siglas en inglés).

4.2. CURVA DE CAPACIDAD.

Esta metodología propone el cálculo de la curva de capacidad de la estructura por medio de una serie de análisis modales espectrales, en donde cada uno de estos análisis corresponde a un nivel de daño diferente. De esta manera, estrictamente es necesario realizar tantos análisis como articulaciones plásticas ocurran antes de que se alcance la capacidad máxima de la estructura, es decir, antes que se presente una inestabilidad a nivel local o global. Este inconveniente se comenta mas adelante y se sugiere una manera pragmática de solventarlo.

4.2.1 Factor de escala del espectro.

El factor de escala $Sf_{(j)}$ se calcula para cada análisis modal espectral “j”, de manera que se reduzca el espectro elástico para que solo un extremo de un elemento alcance su momento de fluencia. Así, para la obtención de este factor de escala, en cada extremo de elemento, se compara el momento interno M_{int} obtenido por medio del análisis modal espectral y el momento remanente en la sección ($M_y - M_{ac(j)}$), como lo muestra la *ecuación 4.1*. El factor de escala más bajo es el correspondiente al extremo del elemento que necesita la menor demanda para alcanzar su momento de fluencia. La interpolación lineal realizada al momento de escalar las fuerzas es factible gracias a que el análisis que se está realizando a cada paso es lineal.

$$Sf_{(j)} = \frac{M_y - M_{ac(j)}}{M_{int}} \quad (4.1)$$

donde, para el punto de la curva de capacidad “j” y para cada extremo de elemento, M_y es el momento de fluencia definido en la relación momento curvatura idealizada y M_{ac} es el momento interno acumulado definido en la *ecuación 4.2*. El momento de flexión interno M_{int} toma en consideración la participación en la respuesta de los modos superiores de vibrar, usando una regla de combinación modal (*CQC ó SRSS*).

Para el primer punto de la curva de capacidad.

$$M_{ac(1)} = M_{GL} \quad (4.2a)$$

donde M_{GL} es el momento debido a la contribución gravitacional de la combinación sísmica de diseño.

Para los puntos subsecuentes.

$$M_{ac(j)} = M_{ac(j-1)} + M_{int(j-1)} \cdot SF_{(j-1)} \quad (4.2b)$$

4.2.2 Espectro de Respuesta Escalado.

Una vez obtenido el factor de escala SF_j menor, se utiliza este para escalar el espectro de respuesta elástico, como se presenta esquemáticamente en la *figura 4.1*. Este espectro corresponde a la intensidad de demanda sísmica necesaria para alcanzar una articulación plástica en el paso j .

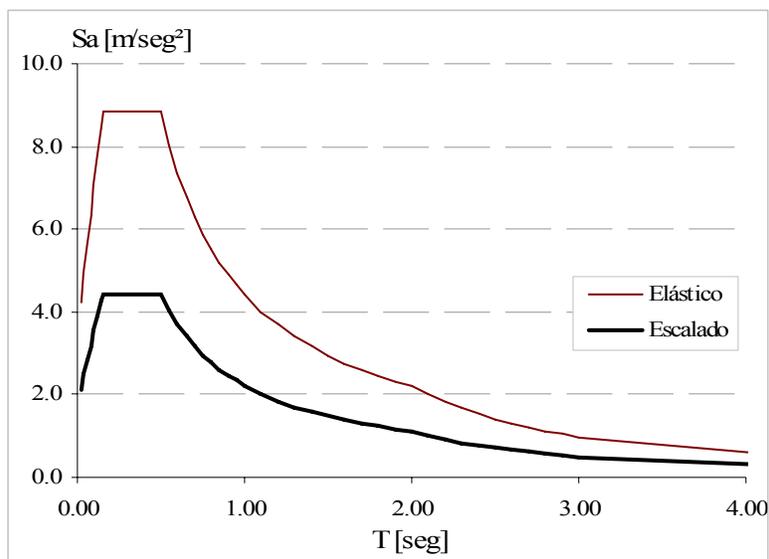


Figura 4.1. Espectros elástico y escalado para el punto j .

4.2.3 Definición de cada punto de la curva de comportamiento.

En el método propuesto, de la misma manera que el espectro de respuesta, la curva de capacidad se representa en el campo espectral de aceleración contra desplazamiento, por lo que se denomina espectro de capacidad o curva de comportamiento. Los puntos se definen en las *ecuaciones 4.3 y 4.4*.

$$Sa_{(j)} = Sa_{(j-1)} + \Delta Sa_j \quad (4.3)$$

$$Sd_{(j)} = Sd_{(j-1)} + \Delta Sd_j \quad (4.4)$$

en donde tanto el incremento en pseudo aceleración ΔSa como el incremento en desplazamiento espectral ΔSd están definidos en el espectro de respuesta escalado, para el período fundamental de la estructura, como presenta gráficamente la *figura 4.2*.

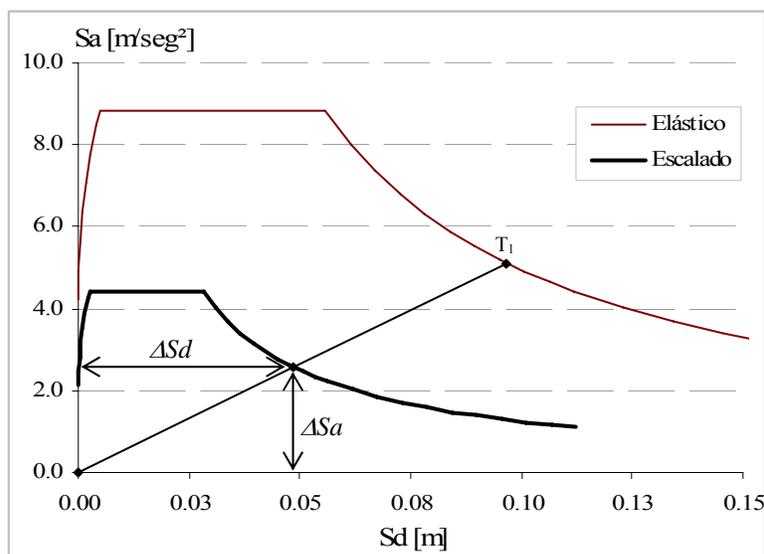


Figura 4.2. Definición gráfica de los incrementos en aceleración y desplazamiento.

Finalmente, cuando el número de articulaciones plásticas incluidas en el modelo llevan a un mecanismo de falla, la curva de comportamiento se encuentra definida y se puede pasar a la fase 3 descrita en la sección 4.3. La *figura 4.3* presenta una curva de comportamiento de un marco de concreto reforzado de 8 niveles.

En caso de que no se alcance el mecanismo de colapso, partiendo de que el factor de escala recién obtenido corresponde, como se mencionó anteriormente, a la fluencia de un extremo de un elemento estructural, se incluye en el modelo una articulación plástica más en ese punto y se regresa al *paso 1.1*, para generar un punto más de la curva de comportamiento.

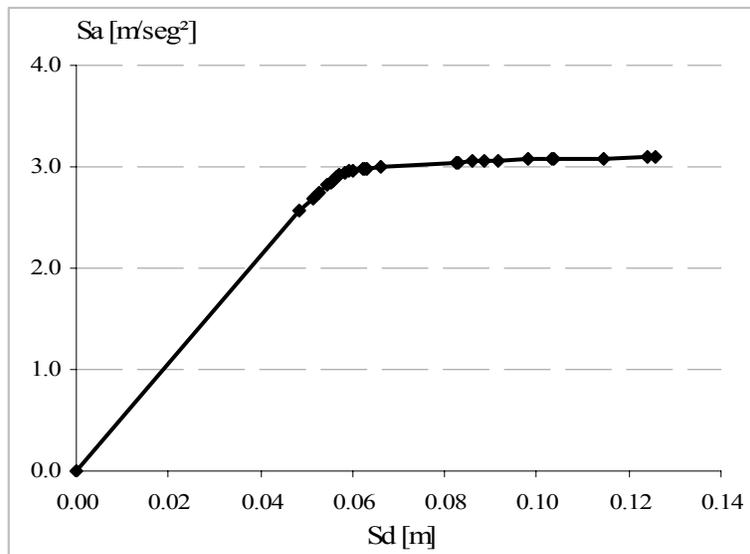


Figura 4.3. Curva de comportamiento de marco de concreto.

Por tanto, en esta metodología, la fase 2 descrita en las secciones 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3 se repite tantas veces como puntos de la curva de comportamiento se requieran. Por el carácter de investigación que esta tesis representa, la curva de capacidad se generará con un punto correspondiente para cada aparición de articulación plástica y su correspondiente análisis modal espectral. Sin embargo, es importante resaltar que para fines de aplicación práctica, la curva de capacidad no necesita ser calculada cada vez que aparece una articulación plástica, sino que cada punto de la curva de capacidad debe agrupar articulaciones plásticas que ocurran bajo niveles de daño similares. Este nivel de daño se define como: la cantidad de articulaciones plásticas que ocurren en un rango del 100% al 120% del factor de escala $Sf_{(j)}$, encontrado en cada paso, necesario para la aparición de una articulación plástica.

4.3 DESPLAZAMIENTO ESPECTRAL OBJETIVO.

La demanda de desplazamiento inelástica, llamada desplazamiento objetivo Sd^* , se determina utilizando la regla de iguales desplazamientos y considerando la corrección por período corto (CEN, 2003), partiendo del desplazamiento espectral elástico correspondiente al período fundamental de la estructura sin daño.

Por tanto, primeramente se considera un comportamiento lineal relacionado al estado elástico inicial de la estructura, y se obtienen del espectro elástico de diseño la demanda de desplazamiento, como se presenta en la *figura 4.4*.

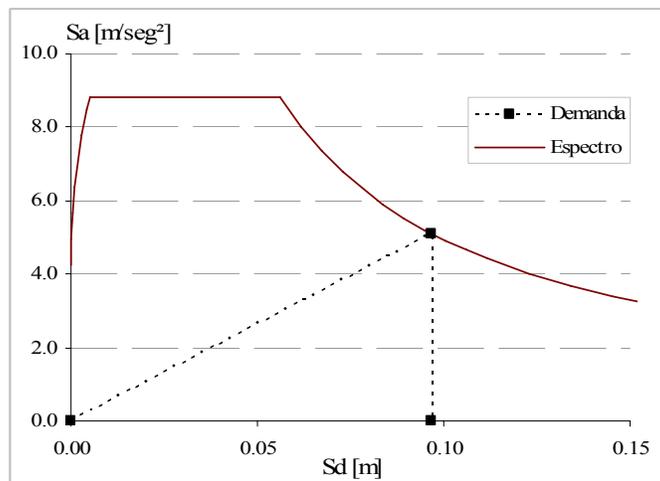


Figura 4.4. Demanda elástica de desplazamiento.

Esta demanda elástica se muestra gráficamente junto con la curva de comportamiento de una estructura en la *figura 4.5*.

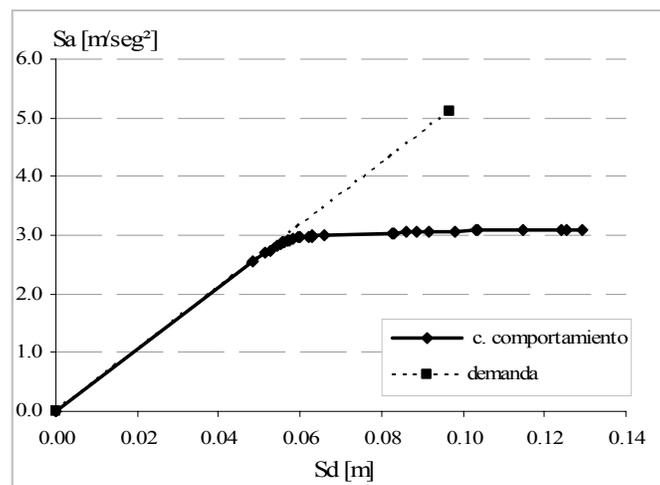


Figura 4.5. Respuesta elástica lineal contra curva de comportamiento.

El desplazamiento objetivo S_d^* se determina utilizando la regla de iguales desplazamientos, con la corrección para períodos cortos, especificada en el *anexo B* del *EuroCódigo 8* (CEN, 2003), que se presenta en las *ecuaciones 4.5, 4.6 y 4.7*.

$$q_u = \frac{S_e(T)m}{F_y} \tag{4.5}$$

$$R = (q_u - 1)\frac{T_c}{T} + 1 \tag{4.6}$$

$$Sd^* = \frac{Sd}{q_u} R \tag{4.7}$$

- donde: R : Capacidad dúctil.
 T_c : Período característico del suelo, límite de rama de aceleración constante.
 T : Período inicial de la estructura.
 Sd : Desplazamiento espectral elástico.
 Sd^* : Desplazamiento espectral inelástico, desplazamiento objetivo.
 q_u : Factor de reducción de fuerzas.
 $S_e(T)$: Seudo aceleración espectral elástica.
 F_y : Resistencia.

Para la mayoría de las estructuras con una participación importante de los modos superiores de vibrar, el período fundamental de la estructura elástica es mayor que el período característico del suelo T_c , por lo que la corrección por período corto no es necesaria, y el desplazamiento objetivo es igual al desplazamiento elástico, como lo muestra la *figura 4.6* y lo indica la *ecuación 4.8*.

$$Sd^* = Sd \tag{4.8}$$

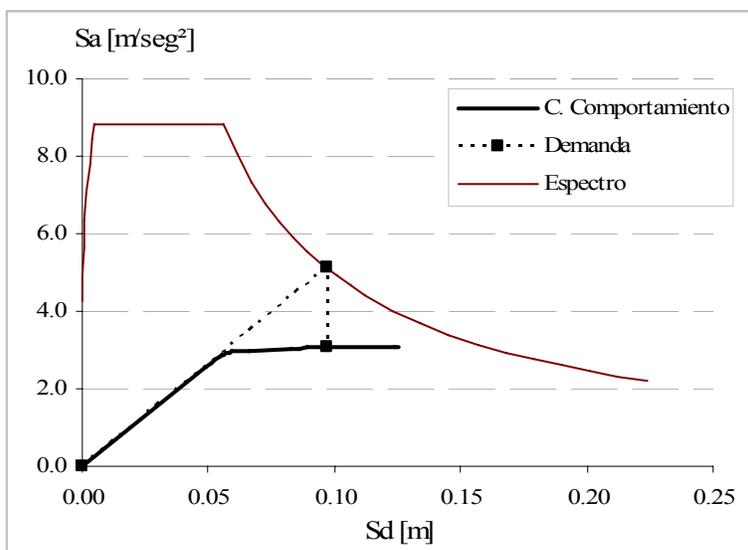


Figura 4.6. Regla de iguales desplazamientos ($T_1 > T_c$).

Si por el contrario, el período fundamental de la estructura es menor que el dominante del suelo, la corrección por períodos cortos es aplicable; como se muestra en la *figura 4.7*.

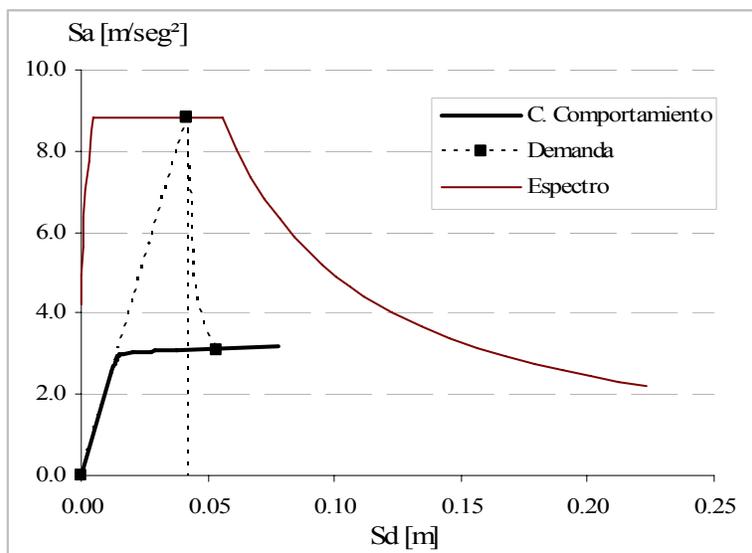


Figura 4.7. Regla de iguales desplazamientos ($T_1 < T_c$).

4.4 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO

Es importante resaltar que, el que la estructura entre en inestabilidad antes de que el desplazamiento objetivo haya sido alcanzado significa que la estructura no es capaz de soportar el nivel de demanda sísmica fijado.

Cuando por otro lado, la máxima capacidad es alcanzada, normalmente la curva de comportamiento excede los requerimientos, como lo muestra la *figura 4.6*; por tanto, un ajuste en la curva de comportamiento es necesario para alcanzar el punto de desempeño de manera exacta. Con base en la *ecuación 4.4*, se calcula un nuevo factor de escala para el primer punto de la curva de comportamiento cuyo desplazamiento excede el objetivo, por medio de una interpolación lineal. La coordenada de desplazamiento $Sd_{(j)}$ del punto se sustituye por el desplazamiento objetivo, generando un nuevo incremento en desplazamiento ΔSd_N definido en la *ecuación 4.9* y un nuevo factor de escala definido en la *ecuación 4.10*.

$$\Delta Sd_N = Sd^* - Sd_{(j-1)} \quad (4.9)$$

$$Sf_{jN} = \Delta Sd_N \frac{Sf_j}{\Delta Sd_j} \quad (4.10)$$

Finalmente, la respuesta r_i del elemento i (desplazamientos, derivas, cortantes, etc.) será la suma de la respuesta obtenida para cada “ j ” de los N análisis modales espectrales realizados, multiplicada por su correspondiente factor de escala, conforme la *ecuación 4.11*.

$$r_i = \sum_{j=1}^N (r_{ij} Sf_j) \quad (4.11)$$

EJEMPLOS DE APLICACIÓN

Para evaluar la validez y el potencial de aplicación del método propuesto en esta tesis se consideraron tres ejemplos ilustrativos: un marco irregular (*RF*) y dos irregulares en elevación (*IF*). Los resultados obtenidos se comparan con los correspondientes a los análisis dinámicos no lineales de los marcos, sometidos a una familia de registros sísmicos simulados, consistentes con el espectro de diseño empleado.

5.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES

Como se mencionó con anterioridad, el método de evaluación propuesto en esta tesis considera el comportamiento no lineal de los elementos; por tanto es necesaria la definición de modelos no lineales de comportamiento para los materiales que conforman las secciones de dichos elementos.

De entre los diferentes modelos definidos en la literatura, los modelos utilizados para la construcción de los diagramas momento curvatura de los elementos fueron: *Hognestad* para el concreto y el modelo bilineal propuesto por el *Eurocódigo 2* (*CEN, 2003*) para el acero de refuerzo. Estos modelos se muestran en la *figura 5.1* y los parámetros que los definen se enlistan en la *tabla 5.1*.

Tabla 5.1. Propiedades de los materiales.

CONCRETO	ACERO
$f'_c=33000 \text{ kN/m}^2$	$f_y=434800 \text{ kN/m}^2$
$f'_t=3086 \text{ kN/m}^2$	$f_u=500200 \text{ kN/m}^2$
$\varepsilon_c=0.002$	$\varepsilon_y=0.0022$
$\varepsilon_{cu}=0.002$	$\varepsilon_{ud}=0.075$
$E_c=33.6 \text{ E6 kN/m}^2$	$E_s=200 \text{ kN/m}^2$
$\gamma_c=25 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_s=77 \text{ kN/m}^3$

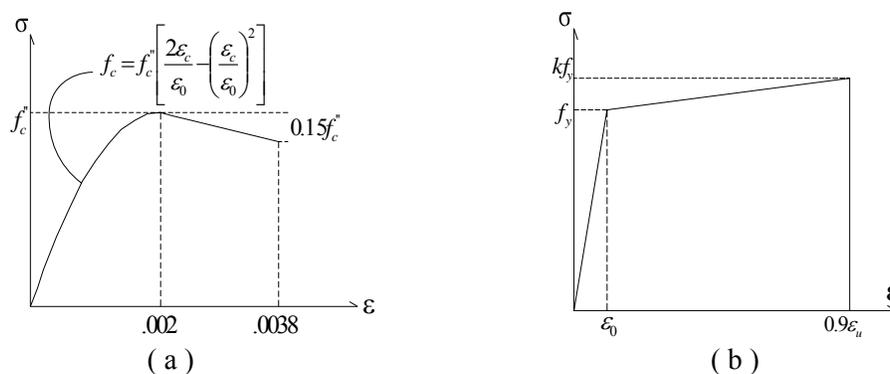


Figura 5.1. Modelo de comportamiento del concreto (a) y del acero de refuerzo (b).

5.2 DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

Buscando probar la generalidad del método, en cuanto a su aplicabilidad a estructuras con diferentes características, se seleccionaron las tres siguientes estructuras:

- Marco de concreto reforzado de 8 niveles, regular en elevación (*RF-8*). Se presenta en la *figura 5.2(a)*;
- Marco de concreto reforzado de 8 niveles, irregular en elevación (*IF-8*), debido a que el piso en el nivel de desplante es considerado como blando. Es una estructura propuesta por *Antoniou y Pinho (2004)* y se presenta en la *figura 5.2(b)*;
- Marco de 12 niveles, irregular en elevación (*IF-12*), debido al cambio brusco en la rigidez de entrepiso entre los niveles 3 y 4. Se presenta en la *figura 5.2(c)*.

Se clasificaron dos estructuras como irregulares con base en las especificaciones presentadas en la sección 4.2.3.3 del *Eurocódigo 8 (CEN, 2003)*.

Las estructuras fueron analizadas y diseñadas de acuerdo con los requerimientos de los Eurocódigos actuales, usando: análisis elásticos, parámetros correspondientes a estructuras con uso de oficinas, con azotea accesible solo para mantenimiento, un factor de importancia $\gamma_I=1.2$ y un factor de correlación del uso de niveles $\varphi=0.8$. La demanda sísmica se definió por medio del espectro de respuesta elástico obtenido del *Eurocódigo 8 (CEN, 2003)*, correspondiente a un suelo tipo B, para una razón de amortiguamiento viscoso $\zeta = 5\%$, un factor de amplificación del suelo $S=1.2$ y una aceleración pico del terreno de $0.30g$ (donde g es la aceleración de la gravedad). El espectro usado se muestra en la *figura 5.3*.

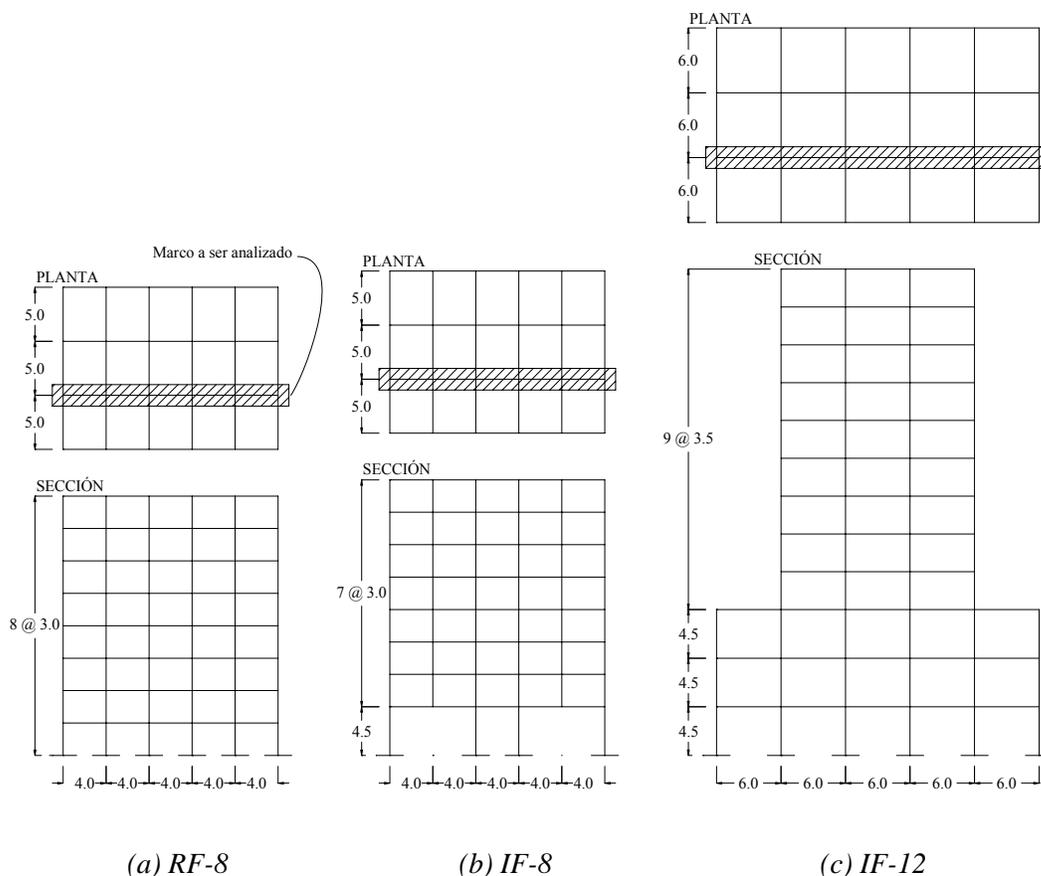


Figura 5.2. Planta y sección de los ejemplos de aplicación.

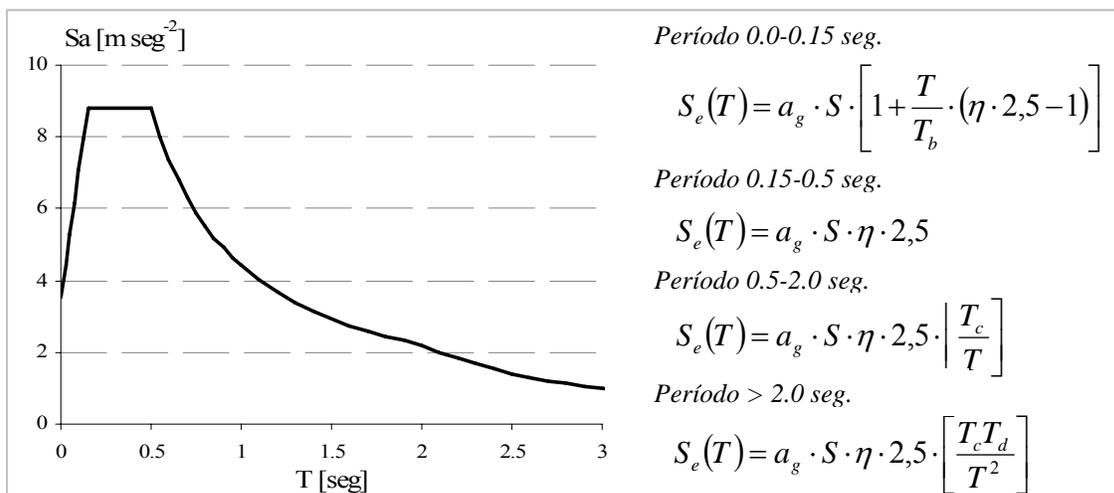


Figura 5.3. Espectro de respuesta elástico.

El factor de comportamiento sísmico usado para el diseño de los elementos, es el correspondiente a estructuras de ductilidad media, para marcos de varios niveles y varias crujeas; reducido 20%, según

lo marca el *Eurocódigo 2 (CEN, 2003)*, para el caso de las estructuras que presentan irregularidad. El diseño final, incluyendo geometría y armado de las secciones, se presenta en la *tabla 5.2*, con la distribución mostrada en la *figura 5.4*.

El diseño de los elementos se realizó de acuerdo a criterios comunes aplicados en los gabinetes de análisis estructural, buscando obtener con esto características de estructuras realistas, y por tanto el comportamiento y los problemas que un ingeniero de campo enfrentaría.

Tabla 5.2. Geometría y armado de las secciones.

RF-8		IF-8		IF-12		
Sección	Trabes					
	<i>As sup</i>	<i>As inf</i>	<i>As sup</i>	<i>As inf</i>	<i>As sup</i>	<i>As inf</i>
BS1	b=0.30 h=0.50 4#8	2#8+2#5	B=0.40 h=0.80 2#10+6#8	2#8+3#6	b=0.30 h=0.70 6#8	4#8
BS2	b=0.30 h=0.50 2#8+2#6	2#8	B=0.40 h=0.80 7#8+1#4	5#8	b=0.30 h=0.70 4#8+2#6	4#8
BS3	b=0.30 h=0.50 4#8	2#6+2#3	B=0.40 h=0.80 2#8+1#6	5#8	b=0.30 h=0.60 6#8	4#8
BS4	b=0.30 h=0.50 2#6+2#3	2#6+2#3	B=0.30 h=0.60 6#8	2#8+3#6	b=0.30 h=0.60 4#8+2#6	2#8+2#6
BS5			B=0.30 h=0.60 4#6	5#8	b=0.30 h=0.60 4#8	4#6
BS6			B=0.30 h=0.60 4#8+2#6	2#8+2#5	b=0.30 h=0.60 4#6	2#6
BS7			B=0.30 h=0.60 2#8	2#8+3#6		
BS8			B=0.30 h=0.60 6#6	3#6		
BS9			B=0.30 h=0.60 2#6+2#3	4#6+2#3		
BS10			B=0.30 h=0.60 3#6	2#6		
Sección	Columnas					
	<i>As total</i>		<i>As total</i>		<i>As total</i>	
CS1	b=0.40 h=0.40 12#6		B=0.60 h=0.60 8#10+4#8+4#5		b=0.60 h=0.60 16#8	
CS2	b=0.40 h=0.40 8#8+4#4		B=0.60 h=0.60 12#10+4#8		b=0.60 h=0.60 8#8+8#6	
CS3	b=0.40 h=0.40 4#8+4#6+4#4		b=0.50 h=0.50 8#8+4#5		b=0.60 h=0.60 8#8+4#6	
CS4	b=0.40 h=0.40 8#6+4#4		b=0.50 h=0.50 8#10+4#8		b=0.50 h=0.50 16#8	
CS5			b=0.50 h=0.50 4#10+4#8+4#6		b=0.50 h=0.50 12#8	
CS6			b=0.50 h=0.50 4#8+4#5		b=0.50 h=0.50 4#8+4#6	
CS7			b=0.35 h=0.50 12#8+2#6			
CS8			b=0.35 h=0.50 8#8+2#5			

Con base en la simetría de la estructura, se muestra solo la mitad de la localización del refuerzo.

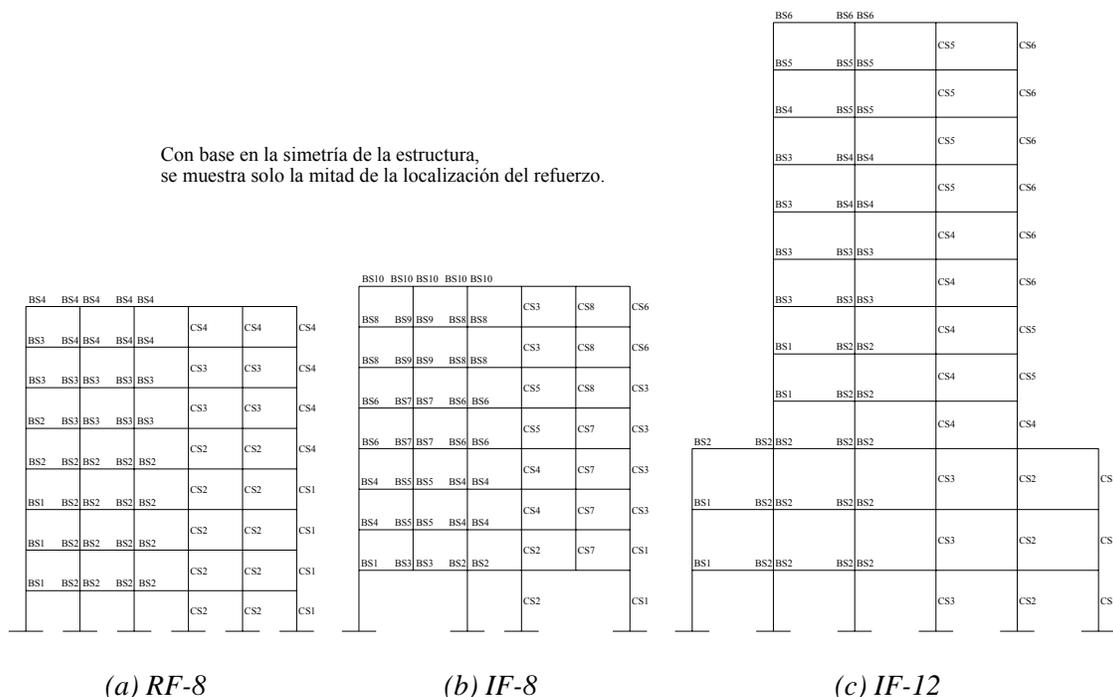


Figura 5.4. Localización de las secciones.

5.3 DEFINICIÓN DE DIAGRAMAS MOMENTO CURVATURA

Con base en los modelos de comportamiento de los materiales y los diseños previamente definidos, el comportamiento de cada sección queda definido por su diagrama momento curvatura. La construcción de estos diagramas se realizó subdividiendo la sección en fibras, para obtener mayor precisión en el cálculo de los puntos que conforman dichas curvas.

Como se mencionó en la descripción del método, para obtener los momentos de fluencia de las secciones, se debe realizar una idealización elastoplástica del diagrama momento curvatura de estas. Esta idealización puede realizarse de diferentes maneras, todas utilizando el principio de iguales energías; con base en lo expuesto en el *anexo 2*. Para esta investigación se utilizó una idealización elastoplástica, como se muestra en la *figura 5.5*, con las siguientes características:

- La rigidez inicial se define por la pendiente de la secante que corta el diagrama momento curvatura al 60% del momento de fluencia.
- La segunda rama de la idealización es horizontal.
- El principio de iguales energía.

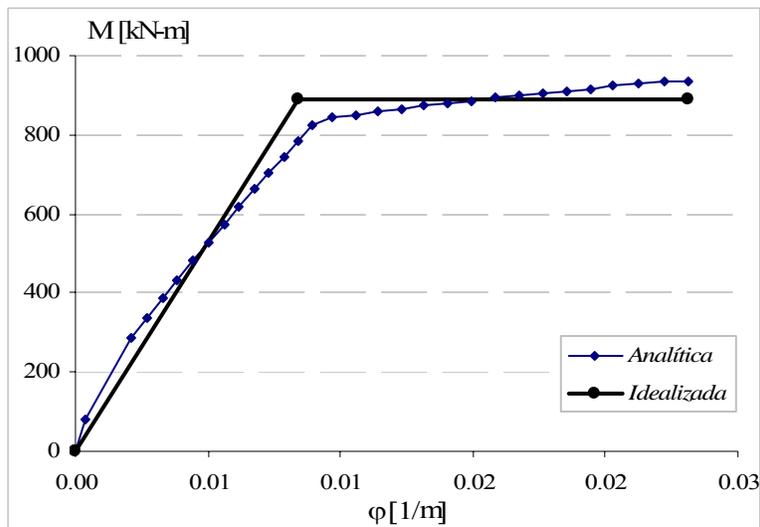


Figura 5.5. Diagrama momento curvatura e idealización elastoplástica.

5.4 SISMOS GENERADOS

Se generó una familia de 50 sismos sintéticos compatibles con el espectro de respuesta empleado (Isaković *et al.*, 2005). En la figura 5.6 se muestra un acelerograma típico de un sismo generado, donde se aprecia que los valores máximos de aceleración son cercanos a la aceleración pico del terreno propuesta para el espectro de respuesta (0.30g), y por otro lado se puede observar la forma que se utilizó para la función de intensidad.

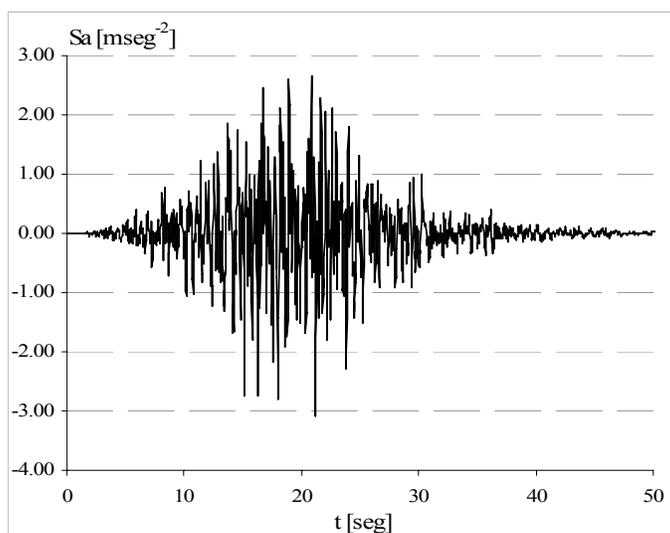


Figura 5.6. Acelerograma sintético típico.

En la *figura 5.7*, para verificar la compatibilidad entre los sismos y el espectro elástico de diseño se compara este con los espectros de respuesta de los 50 sismos y la media de los mismos.

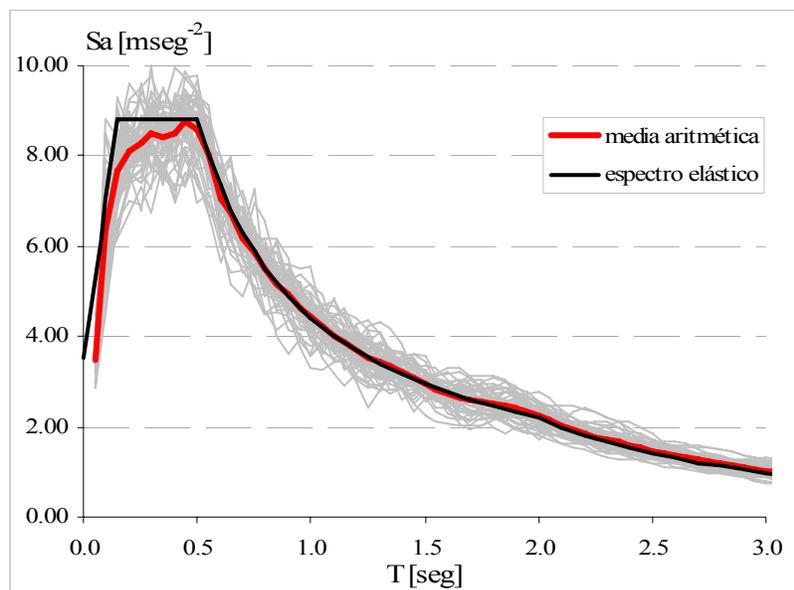


Figura 5.7. Comparación de espectros.

5.5 RESULTADOS

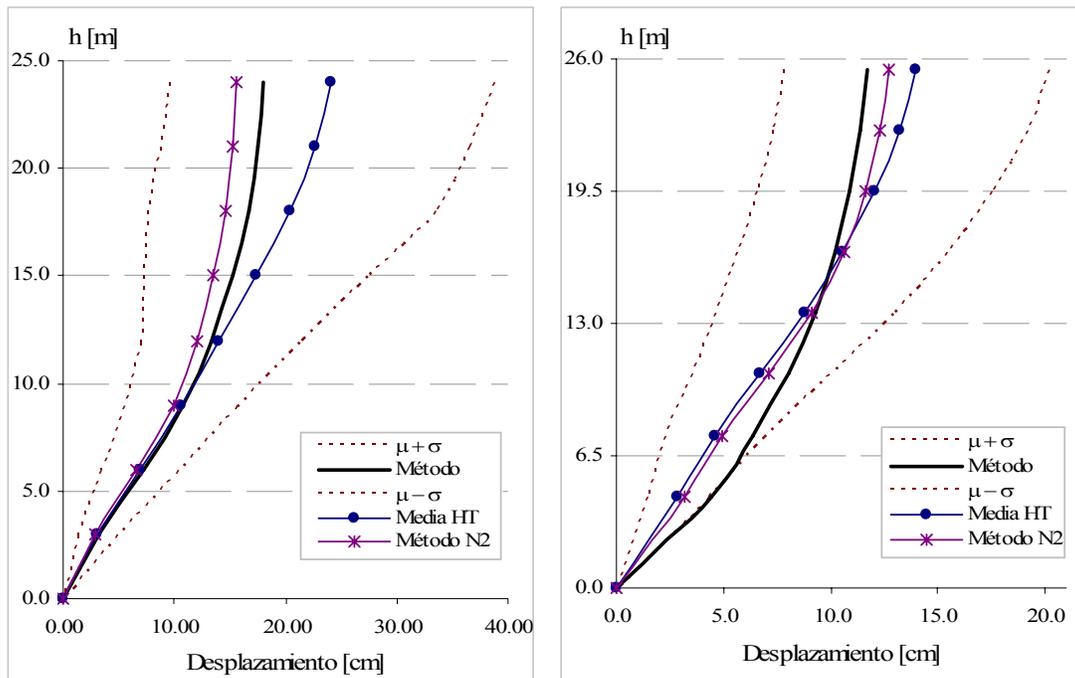
A continuación se presentan los resultados de las tres estructuras, obtenidos mediante la aplicación del método de evaluación propuesto (*Método*) en la presente tesis. Los resultados se comparan con la media de los resultados obtenidos mediante análisis dinámicos no lineales paso a paso (*Media HT*), para una familia de 50 sismos sintéticos compatibles con el espectro de respuesta elástico. Asimismo, se grafican las curvas correspondientes a la media de los análisis en el tiempo \pm una desviación estándar ($\mu + \sigma, \mu - \sigma$), para mostrar con esto una franja de resultados con un nivel de confianza del 95%. También se grafican los resultados obtenidos del método N2 aplicado a las estructuras, con la intención de comparar los resultados con un método de más sencilla aplicación.

En la *figura 5.8* se presentan los desplazamientos de las estructuras, donde se aprecia que los resultados del método propuesto son similares a la respuesta exacta. Para las estructuras

RF-8 e *IF-8*, que son dos estructuras en donde la participación de los modos superiores es pequeña, se aprecia en los resultados que es poca la incursión en el régimen no lineal debido al nivel de demanda sísmica establecido, y por tanto los resultados de los 3 procedimientos son similares. Por otro lado, para la estructura *IF-12*, que es la estructura con una mayor participación de los modos superiores de vibrar y que tiene una fuerte incursión en el rango no lineal de comportamiento, los desplazamientos obtenidos con el método propuesto se asemejan a la respuesta exacta, siendo conservadores, mientras que los desplazamientos obtenidos por medio del método *N2* están lejos de la respuesta exacta por el lado de la inseguridad.

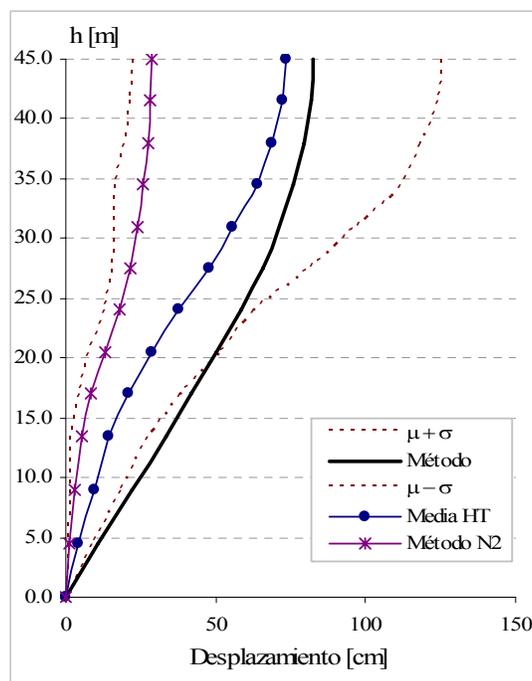
En la *figura 5.9* se muestran las derivas de entrepiso, que es un índice de desempeño que predice con mayor exactitud el daño que presentará la estructura. En las gráficas para las tres estructuras se aprecia que los resultados del método son satisfactorios para los primeros niveles, sin embargo es también constante, que para los niveles superiores los resultados quedan del lado de la inseguridad, aunque dentro del rango establecido de una desviación estándar. Estos resultados, con características similares en las tres estructuras, son el reflejo de la utilización de una regla de combinación modal para la obtención de estos resultados en el método propuesto.

En la *figura 5.10* se grafican los cortantes de entrepiso en las tres estructuras, con una tendencia de los resultados tanto del método propuesto como del método *N2* a ser ligeramente inferiores.



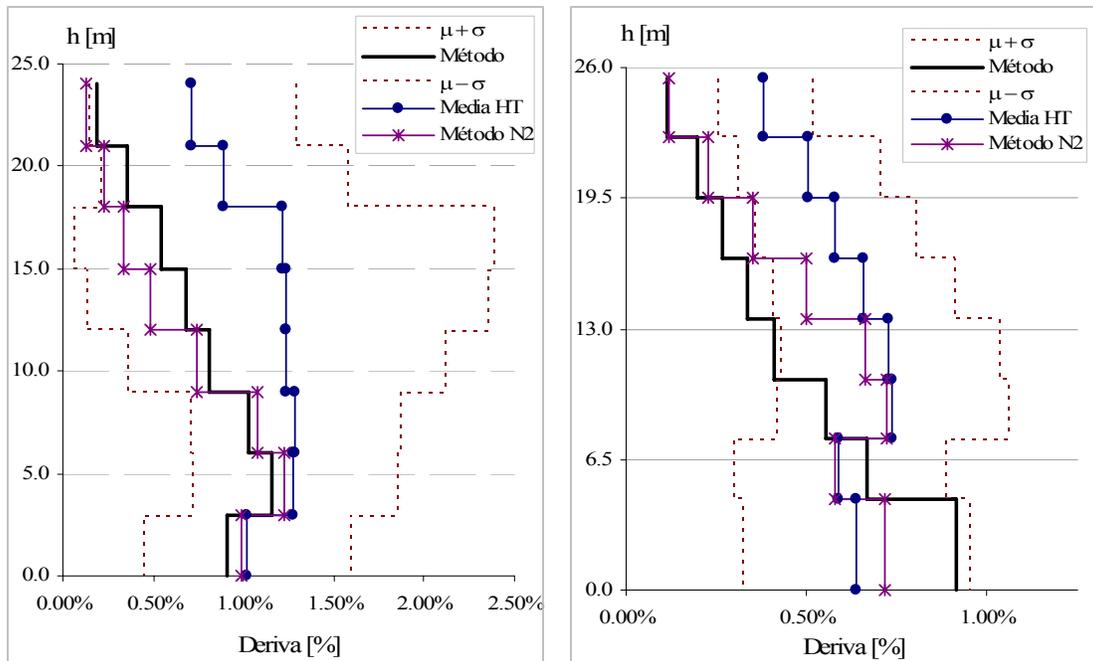
(a)

(b)



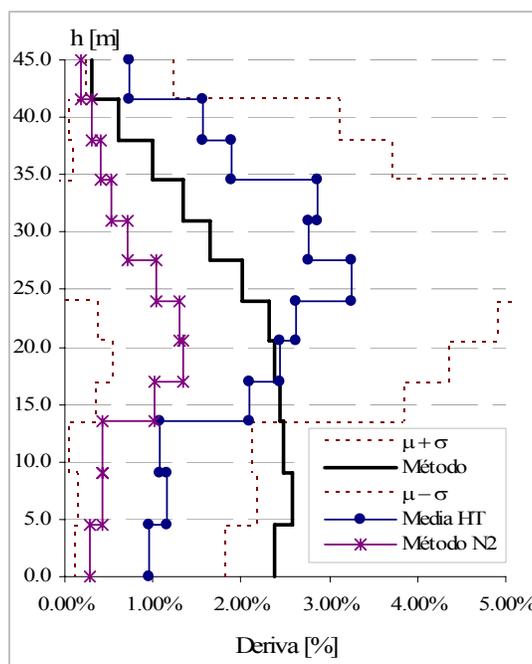
(c)

Figura 5.8. Desplazamientos de entrepiso, a) RF-8, b) IF-8, c) IF-12.



(a)

(b)



(c)

Figura 5.9 Derivas de entresiso, a) RF-8, b) IF-8, c) IF-12.

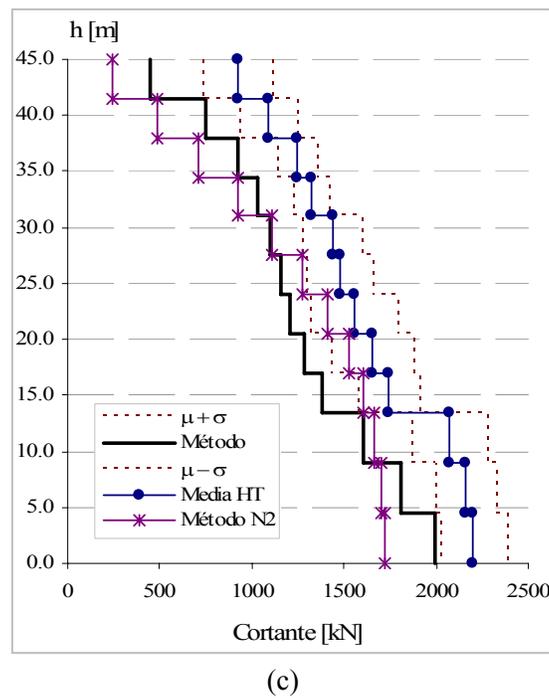
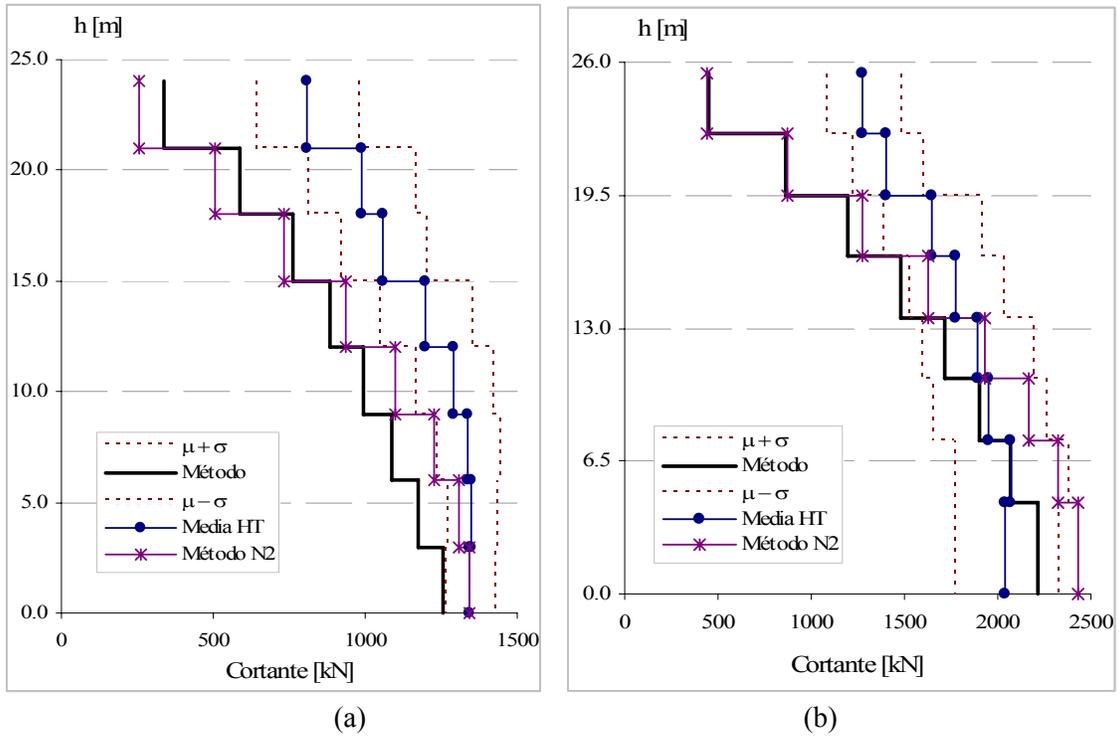


Figura 5.10. Cortantes de entrepiso, a) RF-8, b) IF-8, c) IF-12.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En esta tesis se presentó una nueva metodología para la evaluación del desempeño sísmico de estructuras. De la descripción, aplicación y validación de la metodología propuesta se desprenden las siguientes conclusiones:

- La metodología considera la contribución en la respuesta de los modos superiores de vibrar;
- Es aplicable a estructuras tanto regulares como irregulares;
- Considera la redistribución de fuerzas cuando la estructura es sometida a fuerzas inerciales que van más allá del rango de comportamiento lineal;
- Considera la no linealidad en el comportamiento de los elementos;
- La definición de la curva de comportamiento no depende de una distribución particular de cargas laterales;
- El método utiliza un espectro de diseño como nivel de demanda sísmica;
- Es un método simplificado, aplicable por medio de herramientas de análisis comerciales, utilizando el análisis modal espectral, que es un análisis conocido y comúnmente aplicado.
- El método puede considerarse como el inverso de un método de diseño sísmico basado en desempeño.
- El método propuesto es más preciso que otros métodos existentes para estructuras en donde la participación de los modos superiores de vibrar es significativa.
- El método propuesto obtiene resultados precisos aun cuando la estructura incursiona fuertemente en el rango no lineal.
- Una limitante del método es que no es aplicable para estructuras sobre suelos blandos (vgr. arcillas de la Ciudad de México).
- La regla de iguales desplazamientos y sus correcciones es aún un tema abierto de investigación.

Es importante mencionar, que aunque en esta tesis se ha descrito la metodología propuesta y validado su aplicación a tres ejemplos prácticos, para la recomendación del método

dentro de un reglamento es necesario continuar con la investigación dentro de esta misma línea, por lo que se presentan las siguientes recomendaciones para trabajos futuros:

- Para una correcta validación del método, es necesario un estudio extensivo, en donde se incluya una mayor cantidad de estructuras, de diferentes alturas y características; y que se incluyan en el trabajo diferentes niveles de demanda sísmica;
- La limitante de no aplicabilidad del método para suelos blandos puede ser solventada incluyendo en la regla de iguales desplazamientos una correlación entre desplazamientos inelásticos y elásticos para este tipo de suelos.
- Incluir en la metodología los efectos de segundo orden ($P-\Delta$ e interacción suelo estructura).
- Extender la metodología a edificios asimétricos, en donde se deberá incluir los efectos de torsión.
- Debe validarse la idealización elastoplástica con conservación de pendiente inicial para el diagrama momento-curvatura de las secciones de los elementos.
- Es necesario validar la aplicabilidad de la regla de iguales desplazamientos, investigando sistemas de múltiples grados de libertad, y buscando sea aplicable tanto para suelos firmes como blandos.
- Deberá considerarse la degradación de la rigidez y la resistencia, así como la duración de la acción sísmica.
- La generación y aplicabilidad de los sismos sintéticos compatibles con un espectro de respuesta es un tema que debe ser estudiado más a fondo.

REFERENCIAS

- Albanesi, T., Nuti, C., Vanzi, I., 2000, "A simplified procedure to assess the seismic response of nonlinear structures", *Earthquake Spectra*; 16(4): 715-734.
- ATC, 1986, "ATC-40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", Applied Technology Council, Redwood City, California.
- Antoniou, S., Pinho, R., 2004, "Development and verification of a displacement-based adaptativo pushover procedure", *Journal of Earthquake Engineering*; 8(5): 643-661.
- Antoniou, S., Pinho, R., 2004, "Advantages and limitations of adaptativo and non-adaptative force based pushover procedures", *Journal of Earthquake Engineering*; 8(4): 497-522.
- Aydinoglu, M., 2003, "An incremental response spectrum analysis based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation", *Bulletin of Earthquake Engineering*; 1(1): 3-36.
- Bracci, J., Kunnath, S., Reinhorn, A., 1997, "Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures", *Journal of Structural Engineering*; 123(1): 3-10.
- CEN, 2001, "Eurocode, Basis of structural design", Commission of the European Communities (CEN), Brussels, Belgium.
- CEN, 2001, "Eurocode 1, Actions on structures", Commission of the European Communities (CEN), Brussels, Belgium.
- CEN, 2003, "Eurocode 2, Design of concrete structures", prEN 1992-1-1, Commission of the European Communities (CEN), Brussels, Belgium.
- CEN, 2003, "Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General Rules, seismic actions and rules for buildings", Commission of the European Communities (CEN), Brussels, Belgium.
- Chopra, A., Goel, R., 1999, "Capacity demand diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems", Report No. PEER-1999/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Chopra, A., Goel, R., 2002, "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 31:561-582.

- CSI, 2003, "SAP 2000 Integrated finite element analysis and design of structures", Computers and Structures Inc., Berkley, CA.
- FEMA, 1997, "FEMA 273, NHERP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C..
- Freeman, S., 1978, "Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motions", Proceedings of Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures, Detroit; 589-605.
- Fajfar, P., Gaspersic, P., 1996, "The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics"; 25: 31-46.
- Fajfar, P., 2000, "A nonlinear analysis method for performance-based seismic design", Earthquake Spectra; 16(3): 573-592.
- Isaković, T., Ayala, G., Niño, M., Alba, F., 2005, "Método de evaluación en puentes bajo la filosofía del diseño por desempeño", Memorias, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, artículo V-08.
- Paret, T., Sasaki, K., Eilbeck, D., Freeman, S., 1996, "Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects" Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, disc 2, paper No. 966.
- Park, R., Paulay, T., 1975, "Reinforced Concrete Structures", Ed. Wiley.
- Requena, M., Ayala, G., 2000, "Evaluation of a simplified method for the determination of the nonlinear seismic response of RC frames", Proceedings of the Twelfth World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, paper No. 2109.
- Sasaki, K., Freeman, S., Paret, T., 1998, "Multi-mode pushover procedure (MMP) – A method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis", Proceedings of the Sixth US National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Inst., Oakland, California.
- Veletsos, A., Newmark, N., 1960, "Effect of the inelastic behaviour on the response of simple systems to earthquake motions", Memorias, 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Japón, Vol. 2, pp. 895-912.
- Vidic, T., Fajfar, P., Fischinger, M., 1994, "Consistent inelastic design spectra: strength and displacement", Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 23: 502-521.

ANEXO UNO

NORMATIVA UTILIZADA, EUROCÓDIGOS

GENERALIDADES

Los Eurocódigos son una compilación de reglamentaciones técnicas para el diseño estructural, que busca estandarizar los métodos y procedimientos aplicados para todos los miembros de la Comunidad Económica Europea (CEE), con el objetivo de facilitar el comercio e intercambio de materiales, componentes estructurales, servicios de construcción, software, ingeniería, etc.; incrementando con esto la competitividad de las empresas que laboran en la CEE en cualquiera de estos ramos. La entidad encargada de la producción y publicación de los Eurocódigos es el Comité Europeo de Estandarización (CEN, por sus siglas en Francés), y cuenta con el soporte técnico de un comité formado por representantes de todos los estados miembros de la CEE. Es importante destacar que aunque se presentan métodos estandarizados, las características y parámetros correspondientes a condiciones específicas de sitio se definen en anexos nacionales. Los eurocódigos se dividen en 10 normas europeas (EN):

EN 1990	Eurocódigo:	Bases de diseño estructural.
EN 1991	Eurocódigo 1:	Acciones sobre las estructuras.
EN 1992	Eurocódigo 2:	Diseño de estructuras de concreto.
EN 1993	Eurocódigo 3:	Diseño de estructuras de acero.
EN 1994	Eurocódigo 4:	Diseño de estructuras compuestas de acero y concreto.
EN 1995	Eurocódigo 5:	Diseño de estructuras de madera.
EN 1996	Eurocódigo 6:	Diseño de estructuras de albañilería.
EN 1997	Eurocódigo 7:	Diseño geotécnico.
EN 1998	Eurocódigo 8:	Diseño de estructuras sismo resistentes.
EN 1999	Eurocódigo 9:	Diseño de estructuras de aluminio.

Es importante destacar que una estructura que se analice con el Eurocódigo deberá cumplir con los requisitos no solo de la norma general *EN 1990*, sino con todas las demás normas que le sean aplicables, desde la *EN 1991* hasta la *EN 1999*.

NORMAS UTILIZADAS

EN 1990, bases de diseño estructural.

Se presentan en esta norma los requerimientos y parámetros necesarios para garantizar la seguridad, servicio y durabilidad de las estructuras, sea para efectos de diseño o evaluación. Esto se logra mediante un diseño por factores de carga, debiendo cumplir la estructura los requerimientos tanto para el estado límite último como para el estado límite de servicio. Por lo anterior, podemos afirmar que la base teórica del diseño estructural del *EN 1990* es la misma que se utiliza en los reglamentos aplicados en México, y difieren solamente en cuestiones de nomenclatura y formato. De la norma *EN 1990* se obtienen tanto las combinaciones de carga, aplicables a cada estado límite, como los factores de carga y resistencia, que se aplican por un lado a las combinaciones de carga, y por el otro, para la reducción de las resistencias nominales.

EN 1991, acciones sobre las estructuras.

La norma *EN 1991*, normalmente llamado *EC1*, enlista los valores mínimos propuestos para las cargas verticales que experimenta la estructura, dividiendo las acciones en:

- Cargas permanentes (muertas), se presentan tablas de densidades de los materiales de construcción, de elementos no estructurales, etc.
- Cargas impuestas (vivas), se presentan tablas de categorías de uso de las estructuras, cargas vivas concentradas y tributarias, cargas vehiculares, etc.

EN 1992, diseño de estructuras de concreto.

De la norma *EN 1992*, normalmente llamado *EC2*, se obtuvieron los requerimientos a cumplir al momento de diseñar las secciones de concreto, características de los materiales, detallado del armado, límites del acero de refuerzo, requerimientos por durabilidad y recubrimientos, parámetros para el cálculo de refuerzo a flexión y flexocompresión.

EN 1998, diseño de estructuras sismo resistentes.

Llamado *EC8*, es la norma en donde se encuentran definidas las acciones y los parámetros involucrados en el análisis horizontal de las estructuras debido a cargas sísmicas. El

propósito de esta norma es que al presentarse un evento sísmico sobre una obra civil, se asegure la seguridad de las personas, se limite el daño en la estructura y se garantice que esta permanezca funcional en caso que sea de importancia primaria.

La acción sísmica se definió por medio de un espectro de respuesta elástico para un amortiguamiento equivalente del 5%, con base en lo presentado en la *sección 3.2.2.2* del *EC8*, se consideró suelo *tipo B* y una aceleración pico del terreno de 30% de la aceleración de la gravedad, parámetros utilizados usualmente en el diseño sísmico en Lisboa, Portugal. El espectro de diseño, utilizado para el cálculo del refuerzo de las secciones, se define por las ecuaciones de la *sección 3.2.2.5* del *EC8*, que incluyen el factor de comportamiento sísmico q . Este factor de comportamiento sísmico se definió con base en lo establecido en la *sección 5.2.2.2* del mismo *EC8*, con parámetros en donde se considera el nivel de ductilidad de la estructura, la redundancia del sistema estructural tanto vertical (No. Niveles) como horizontal (No. Crujías), el tipo de sistema estructural y la clasificación como regular o irregular.

De la *sección 3.2.3.1.2* se obtuvieron las características con las que deben de cumplir los sismos simulados. La combinación de carga utilizada para el diseño de los elementos en donde se incluye la acción sísmica se presenta en la *sección 3.2.4*, combinación que se debe de cubrir, utilizando el espectro de diseño, para garantizar el estado límite último. Por otro lado, para garantizar el estado límite de servicio, utilizando el espectro de respuesta elástico se garantizó no exceder las derivas máximas permitidas bajo las combinaciones de carga de servicio, ambos parámetros presentados en la *sección 4.4.3*.

Por último, mencionar que en el *anexo B* de este *EC8*, se encuentra detallada la regla de iguales desplazamientos, con corrección por períodos cortos, utilizada para el cálculo de los desplazamientos espectrales objetivo.

De los Eurocódigos...

Considero importante exponer que el escritor de esta tesis, acostumbrado a los reglamentos de México y/o de Estados Unidos, se encontró con un formato y una estructura del reglamento muy diferente. El formato es muy diferente en tanto que la nomenclatura tiene

un enfoque más científico, y en general, se habla de los mismos tópicos, parámetros o consideraciones pero con diferentes nombres. Por otro lado, la estructura del reglamento es muy diferente debido a que el nivel de generalidad de los Eurocódigos es mayor que los códigos de América; situación que genera pérdida de practicidad y una mayor dificultad al momento de introducirse en la aplicación de los mismos, sin embargo, una vez entendida la estructura de estos eurocódigos, ofrecen una mayor libertad al ingeniero estructural. A opinión personal, considero que la base de conocimientos que la aplicación de los Eurocódigos requiere, es mayor a la exigida por los reglamentos de México y Estados Unidos.

ANEXO DOS

IDEALIZACION DE LA CURVA DE CAPACIDAD

Como se menciona en la tesis, la curva de capacidad obtenida a través de un análisis de empujón es una característica importante de una estructura, ya que es utilizada en los métodos estáticos no lineales como la capacidad que dicha estructura tiene de soportar acciones sísmicas. Regularmente, esta curva de capacidad queda definida por un gran número de puntos; sin embargo, para su posterior utilización en cualquiera de las metodologías presentadas, tiene que idealizarse, por medio de curvas bilineales (en la mayoría de los casos) o trilineales.

La curva de capacidad tiene dos características importantes:

- El punto último de una curva de capacidad representa el cortante basal necesario para que la estructura entre en inestabilidad, ya sea local o total.
- El área acumulada bajo la curva de capacidad es la energía histerética disipada por la estructura hasta alcanzar el punto de colapso.

Por su parte, una característica fundamental de cualquier idealización de la curva de capacidad es que debe de cumplir el principio de iguales energías, es decir, que el área bajo la idealización sea igual al área bajo la curva de capacidad analítica.

Se presentan a continuación las características y las gráficas de tres diferentes opciones de idealización bilineal:

- 1) Idealización Bilineal con pendiente de post-fluencia.
 - Conserva la pendiente o rigidez inicial de la curva de capacidad analítica.
 - Cumple el principio de iguales energías.
 - Presenta una rigidez remanente después del punto de fluencia de la estructura.

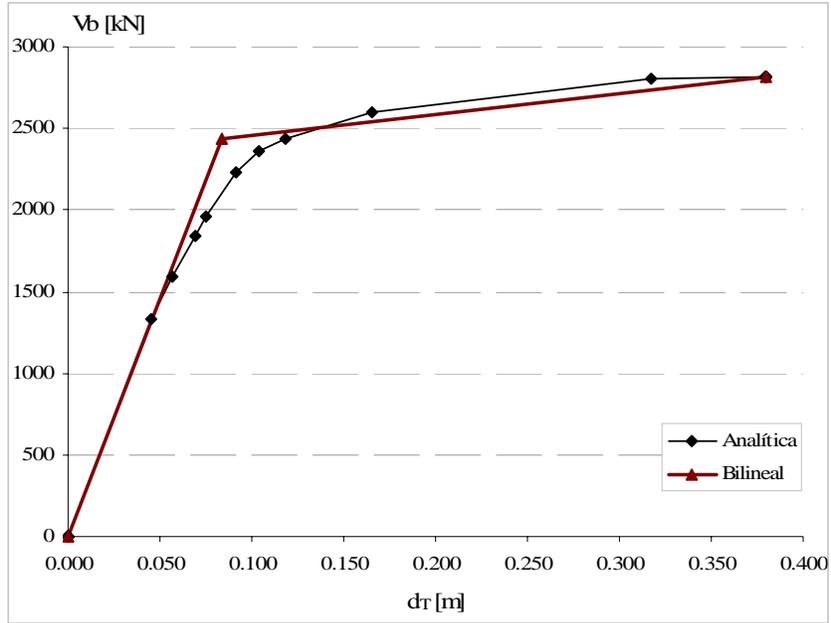


Figura A2.1 Idealización bilineal con pendiente de post-fluencia.

2) Idealización Elastoplástica.

- No conserva la pendiente o rigidez inicial de la curva de capacidad analítica.
- Cumple con el principio de iguales energías.
- No presenta rigidez después del punto de fluencia

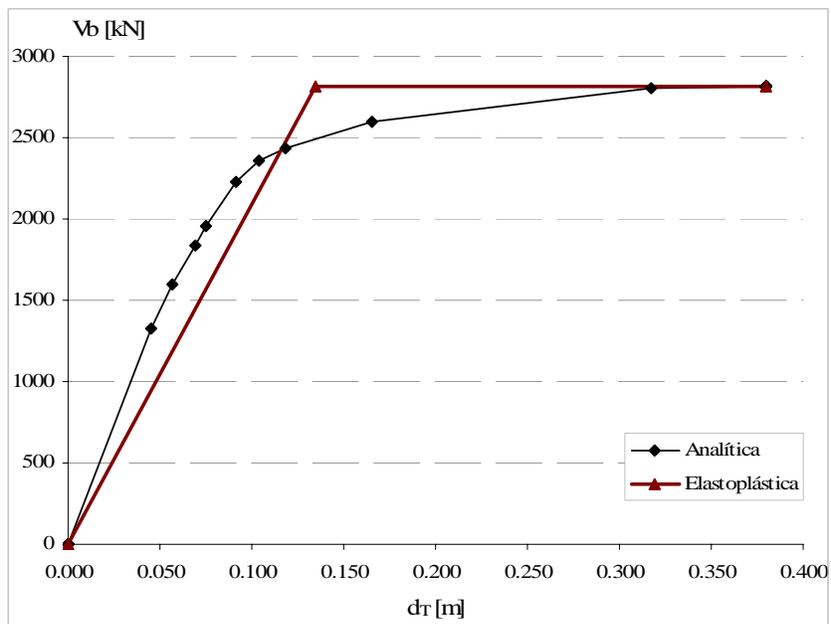


Figura A2.2 Idealización elastoplástica.

-
- 3) Idealización Elastoplástica con conservación de rigidez inicial (ECOR).
- Conserva la pendiente o rigidez inicial de la curva de capacidad analítica.
 - Cumple con el principio de iguales energías.
 - No presenta rigidez después del punto de fluencia

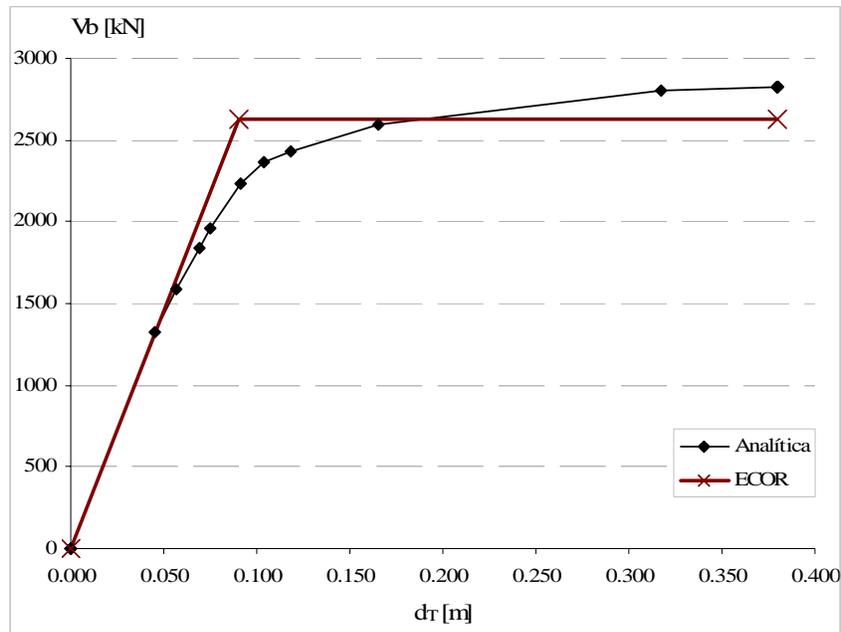


Figura A2.3 Idealización elastoplástica con conservación de rigidez inicial.

Analizando las tres propuestas, se puede observar que la propuesta (1) es la que mas se asemeja a la realidad, debido a que presenta rigidez de post-fluencia y conserva la pendiente inicial, además de que brinda una mayor estabilidad numérica debido a la pendiente de la segunda rama. Sin embargo, reglamentos como el Eurocódigo basan la definición del factor de reducción por ductilidad R_μ en modelos elastoplásticos, por lo que la idealización de la curva de capacidad debe ser igualmente elastoplástica, para no perder congruencia. Esto genera el problema de no conservar la pendiente inicial, con lo que estamos cambiando el período elástico de la estructura y por tanto hablando de otra estructura. El problema del cambio de período se vuelve crítico cuando se evalúa la estructura utilizando la idealización elastoplástica (2) y esta no entra en el rango no lineal, por que genera resultados diferentes en una zona que es elástica.

Buscando resolver este problema, el grupo de trabajo del Dr. Gustavo Ayala, del Instituto de Ingeniería, hizo la propuesta de idealización (3), que por un lado, por ser elastoplástica es aplicable al Eurocódigo y al método N2, y por el otro, conserva la rigidez inicial y por tanto el período elástico de la estructura. Actualmente se realizan trabajos para validar esta propuesta de idealización.