



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

**PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

POSGRADO DE INGENIERÍA

**APROXIMACIÓN MODAL ESPECTRAL AL
DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO DE
EDIFICIOS ASIMÉTRICOS**

T E S I S

QUE PARA OPTAR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :
RAFAEL ALEXANDER ABREU DIROCÍ

TUTOR:
DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN

UNAM
POSGRADO

2006

JURADO ASIGNADO:

Presidente: **Dr. Roberto Meli Piralla**

Secretario: **Dr. Mario Gustavo Ordaz Schoeder**

Vocal: **Dr. A. Gustavo Ayala Milián**

1^{er.} Suplente: **Dr. Juan José Pérez Gavilan E.**

2^{do.} Suplente: **M.I. Octavio García Domínguez**

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

Instituto de Ingeniería

TUTOR DE TESIS:

Dr. A. Gustavo Ayala Milián

FIRMA

A Dios

*A mis padres,
Pedro Bienvenido Suazo y María Luisa Dirocié,
por el ejemplo, la atención y todo el amor
que me han brindado*

*A mis hermanos,
Pedro, Juan Carlos y Mayerling,
por la compañía y la amistad
que me ha ofrecido en todo momento*

AGRADECIMIENTOS

A la *Organización de los Estados Americanos (OEA)*, por la beca otorgada durante la duración de mis estudios de maestría.

A *LASPAU: Academic and Professional Programs for the Americas*, por la ayuda y orientaciones brindadas durante la administración de los fondos de la beca otorgada por la **OEA**.

Al *Instituto de Ingeniería*, por el material y facilidades brindadas durante la realización de este trabajo.

Al *Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT)* por el patrocinio del proyecto “Desarrollo y Evaluación Experimental de un Método de Diseño Sísmico por Desempeño” y a la *Dirección General de Asuntos del Personal Académico (DGAPA)* por el patrocinio del proyecto “Desarrollo de Criterios de Diseño Sísmico para Torsión”, proyectos en los cuales se encuentra esta tesis.

Al *Dr. Gustavo Ayala*, por su paciencia, apoyo y valiosa asesoría que me brindó durante el desarrollo de esta investigación. A su grupo de trabajo, por el apoyo que me ofrecieron a cada momento, en especial agradezco al *M. en I. Mauro Niño* y al *Dr. Gelacio Juárez*, por la ayuda otorgada, valiosos comentarios y sugerencias durante el desarrollo de esta tesis.

A mis sinodales, *Dr. Roberto Meli Piralla, Dr. Mario Ordaz Schroeder, Dr. Juan José Pérez Gavilan E.* y, de manera especial al, *M. en I. Octavio García Domínguez*, por sus comentarios y sugerencias sobre esta tesis.

A mis profesores.

A mi familia, compañeros y amigos, que siempre estuvieron conmigo a lo largo de este tiempo.

ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA.....	II
AGRADECIMIENTOS.....	III
ÍNDICE DE FIGURAS.....	1
ÍNDICE DE TABLAS.....	3
RESUMEN.....	4
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN.....	5
CAPÍTULO II. DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO.....	8
2.1. ANTECEDENTES.....	7
2.2. TRABAJOS REALIZADOS EN DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO.....	11
CAPÍTULO III. MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO.....	13
3.1. DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE DISEÑO	13
3.1.1. <i>Hipótesis y simplificaciones</i>	14
3.1.2. <i>Obtención de la curva de respuesta</i>	15
3.1.3. <i>Determinación de los elementos mecánicos de diseño</i>	18
3.1.3.1 <i>Consideración de la acción sísmica bidireccional</i>	22
CAPÍTULO IV. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE DISEÑO	26
4.1. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.....	26
4.2. HIPÓTESIS Y CONSIDERACIONES DE DISEÑO.....	28
4.3. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.....	29
CAPÍTULO V. EVALUACIÓN DEL DISEÑO	42
5.1. CRITERIOS DE EVALUACIÓN.....	42
5.1.1 <i>Modelado del comportamiento no-lineal del edificio</i>	42
5.1.2 <i>Modelado de la acción sísmica</i>	43
5.2. PARÁMETROS DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.....	44
CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	55
BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.....	58

APROXIMACIÓN MODAL ESPECTRAL AL DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO DE EDIFICIOS ASIMÉTRICOS

RESUMEN

El objetivo de esta tesis es la validación de un procedimiento de diseño sísmico de edificios asimétricos de concreto reforzado de acuerdo con la filosofía de diseño sísmico basado en desempeño. El procedimiento se fundamenta en la hipótesis, de que la curva de capacidad de la estructura, definida en el espacio cortante basal contra desplazamiento de azotea, puede reducirse, mediante el uso de conceptos elementales de la dinámica estructural, a la curva de comportamiento de un sistema de referencia de un solo grado de libertad correspondiente al modo fundamental de vibrar. El método incluye la contribución al desempeño de los modos superiores de vibrar, la no linealidad del material, espectros de diseño de peligro uniforme y el efecto de las componentes bidireccionales del movimiento del terreno.

La validez y el potencial de aplicación del método se evalúan por medio de la aplicación a un edificio asimétrico alto, típico de las edificaciones en la Ciudad de México, validando su comportamiento con índices de desempeño considerados en las normas de diseño vigentes. Los resultados obtenidos se comparan con los correspondientes a análisis no lineales paso a paso del diseño final.

INTRODUCCIÓN

La evaluación del daño en estructuras, las cuales fueron diseñadas de acuerdo a los reglamentos actuales, ocasionado por sismos recientes ha puesto en evidencia que aunque una gran proporción tuvo un buen desempeño desde el punto de vista de garantizar la seguridad de vidas, el nivel de daño sufrido, la pérdida económica producto de la suspensión del uso y los costos de reparación fueron excesivamente elevados. Esto demuestra que los actuales reglamentos de diseño sísmico no son capaces de garantizar que las estructuras tengan el desempeño sísmico para el cual fueron diseñadas.

Los procedimientos de diseño contenidos en los reglamentos actuales, basados en resistencias y fuerzas, establecen el análisis de las estructuras con fuerzas derivadas de espectros de diseño reducidos por factores que toman en cuenta el comportamiento inelástico y la sobrerresistencia de los elementos estructurales, entre otros aspectos. En este tipo de procedimientos de diseño sísmico, la forma en que se consideran los estados límite para los que se está diseñando no es transparente. Ante esta situación, la comunidad internacional de ingeniería estructural ha dedicado esfuerzos considerables de investigación en el desarrollo de procedimientos de evaluación y diseño sísmico, de acuerdo con una filosofía de diseño transparente y racional, que puedan ser implementados para su aplicación en la práctica, y mediante los cuales se pueda predecir con la mayor exactitud posible el desempeño de las estructuras ante determinados niveles de demanda sísmica en el caso de evaluación, y considerar con la mayor certidumbre posible los niveles de desempeño esperado en el caso de diseño sísmico. Los procedimientos de diseño sísmico basados en desempeño (**DSBD**) buscan satisfacer esta necesidad ya que emplean métodos racionales de análisis que consideran de manera explícita el desempeño de las estructuras de acuerdo con objetivos de diseño específicos para niveles de demanda sísmica dados.

Entre los principales intentos por desarrollar procedimientos de evaluación y **DSBD** se encuentran los reportes **Vision 2000**, **ATC 40**, **FEMA 273** y más recientemente **FEMA 440**. El **Vision 2000** intenta establecer un marco conceptual de procedimientos que permitan diseñar estructuras con un comportamiento sísmico predecible; el **ATC 40** es un documento limitado a estructuras de concreto que enfatiza el uso del método del espectro de capacidad (Freeman, 1975) para estimar el desempeño sísmico; el **FEMA 273** sugiere una serie de objetivos de desempeño asociados a eventos sísmicos, define diversos niveles de desempeño, propone límites de distorsiones de entrepiso asociados a los niveles de desempeño para diferentes sistemas estructurales sismorresistentes, y propone un método de evaluación sísmica y el **FEMA 440** presenta el esfuerzo más reciente de este tipo de procedimientos. (**Vision 2000**), (**ATC 40**), (**FEMA 273**) y (**FEMA 440**).

Siguiendo la línea de investigación de procedimientos de diseño, en esta tesis se explica y ejemplifica un procedimiento de diseño sísmico simplificado aplicable a edificios asimétricos que permite considerar con mayor certidumbre el desempeño esperado en el procedimiento de diseño. Este método hace uso de la curva de respuesta, idealizada como bilineal, de un sistema de referencia de un grado de libertad (**IGDL**); con esta curva y los espectros de diseño adecuados a este propósito se obtienen las resistencias de fluencia y última del modelo estructural, y a partir de estas se determinan los factores de escala del espectro elástico de diseño de peligro uniforme con el que se realizan análisis modales espectrales de la estructura a diseñar, considerando la participación de todos los modos de vibrar, para obtener los elementos mecánicos de diseño.

Esta tesis se estructura en introducción, cinco capítulos de contenido y las referencias bibliográficas. En el *segundo capítulo*, con base en los documentos pioneros del **DSBD**, se presenta brevemente el marco conceptual de este último y se mencionan algunas de las investigaciones realizadas en el campo del diseño sísmico que buscan incorporar los objetivos del **DSBD**. En el *tercer capítulo* se presentan las hipótesis consideradas en desarrollo del método de diseño propuesto y se describe en detalle el procedimiento a seguir para su aplicación. En el *cuarto capítulo* se presenta un ejemplo que ilustra la aplicación del método de diseño propuesto. En el *quinto capítulo* se exponen los resultados

producto de la evaluación mediante un análisis dinámico no-lineal paso a paso. En el *sexto capítulo*, se presentan las conclusiones y las recomendaciones para trabajos futuros. Por último se enlistan las referencias bibliográficas utilizadas en la elaboración del trabajo.

DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO

2.1 ANTECEDENTES

Los niveles de daño estructural y no estructural experimentado por algunas estructuras consecuencia de eventos sísmicos destructivos recientes (**México 1985, Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Kobe 1995**), originaron pérdidas económicas mucho mayores de las esperadas. Esto puso en evidencia que los procedimientos de diseño basados en análisis elásticos y fuerzas son difíciles de relacionar con el desempeño estructural ya que no resultan adecuados para predecir el desempeño sísmico de las edificaciones.

Ante esta realidad, se ha aceptado la necesidad de replantear las metodologías actuales de diseño sísmico para dar cabida a procedimientos de diseño, transparentes y racionales, mediante los cuales se pueda limitar el daño en las estructuras ante excitaciones sísmicas futuras al predecir con la mayor exactitud posible el desempeño de las mismas. Un concepto, aunque no es novedoso, que puede servir de base para el desarrollo de estos procedimientos de diseño es el del **DSBD**, en el cual el criterio de diseño es expresado en términos del logro de objetivos de desempeño previamente establecidos cuando la estructura es sometida a niveles de peligrosidad sísmica preestablecidos.

En el **DSBD**, el proceso de diseño inicia a partir de una fase conceptual o cualitativa, en la que, en función de los objetivos de diseño, definidos en base al uso e importancia de la estructura, y las características de los movimientos sísmicos esperados, se establecen las configuraciones global y estructural de la edificación para luego pasar a la fase numérica del diseño, en la que se detallan los elementos estructurales y no estructurales.

El **DSBD** se abarca: 1) la selección de los objetivos de diseño, sistemas estructurales y configuración apropiados (Fase Conceptual); 2) el dimensionado y detallado de los componentes estructurales y no estructurales de una estructura (Fase Numérica); y 3) la garantía del control de la calidad durante la construcción y del mantenimiento a largo plazo (Implementación), de tal forma que para niveles de movimiento sísmico especificados y con niveles predefinidos de confiabilidad, la estructura no se dañe más allá de ciertos estados límite de daño u otros estados de límites de utilidad, (**Comité Vision 2000**).

Algunos documentos que han adoptado la filosofía de diseño por desempeño, como el **Vision 2000**, **FEMA-273** y **FEMA-274**, establecen que para realizar un diseño sísmico basado en desempeño es necesario definir cuidadosamente tanto los objetivos de desempeño como los niveles de demanda sísmica esperados. Para ello, han planteado guías para definir los objetivos de diseño de diferentes tipos de estructuras. Particularmente, el reporte Vision 2000 presenta una matriz conceptual para la selección de los objetivos de desempeño para estructuras de ocupación estándar, esenciales y críticas.

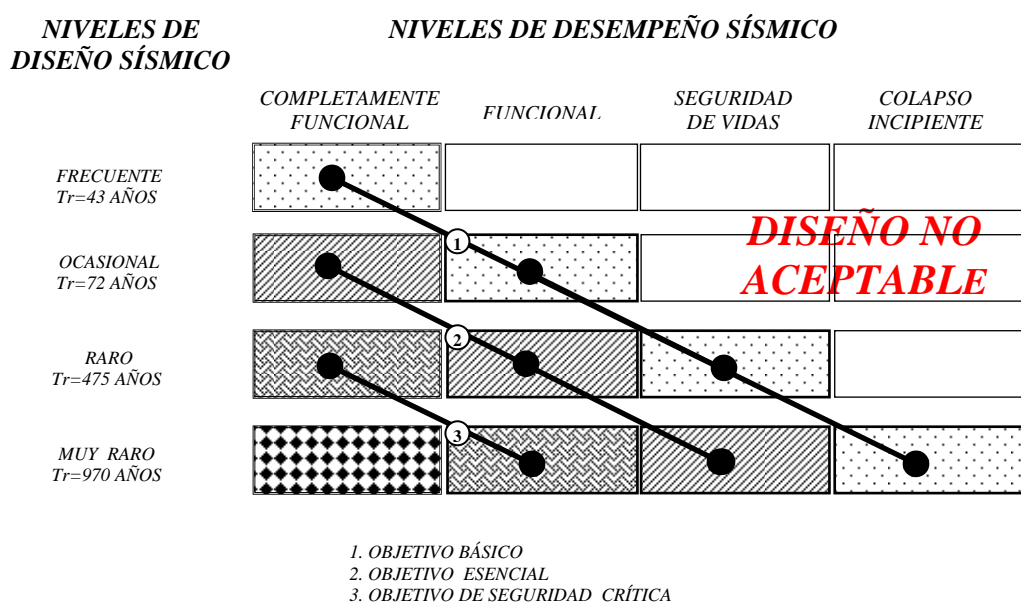


Figura 2.1 Objetivos de diseño sísmico basados en desempeño (Visión 2000, SEAOC 1995)

Como lo presenta el documento Vision 2000, un objetivo de desempeño queda definido por la relación entre un nivel de desempeño y un nivel de diseño sísmico, el cual corresponde a la demanda sísmica de diseño, y es definido a partir de un periodo medio de retorno entre eventos sísmicos que producen daños similares. Dentro del contexto del **DSBD**, el nivel de desempeño para una estructura, el cual es equivalente al término de estado límite, se define en función del nivel de daño ocasionado a los elementos estructurales y no estructurales que la conforman; y de las consecuencias sobre el uso y/o ocupantes de la misma, ante determinado evento sísmico.

Los cuatro niveles de desempeño de esta matriz se definen como sigue:

- i) *Completamente operacional*.- No se deben requerir reparaciones en la estructura ni en las instalaciones esenciales para su operación, aunque pudiera presentarse cierto daño en elementos no estructurales y algunos acabados.
- ii) *Ocupación inmediata*.- Se acepta mayor daño en los elementos no estructurales, y se acepta daño muy ligero en la estructura. Respecto al equipo y operación, se permiten fallas en equipos no esenciales para la operación.
- iii) *Seguridad de vidas*.- Se considera que un edificio sufre un daño estructural y no estructural importante. Su rigidez y capacidad de resistir cargas laterales se reduce, y las instalaciones sufren un daño considerable. Sin embargo, debe garantizarse la integridad del público usuario.
- iv) *Colapso incipiente*.- Se trata de un caso de daño extremo en el que aunque se mantiene la estabilidad global de la estructura, la capacidad estructural a cargas laterales y verticales se ha reducido de manera muy considerable, por lo que no se garantiza la integridad física de los usuarios.

Es necesario comentar que los periodos de retorno de los niveles de diseño sísmico contenidos en la matriz de la figura 2.1, corresponden a la sismicidad del estado de California, es por esto que para utilizar este concepto en la República Mexicana, se deberían obtener los valores de los periodos de retorno de cada zona sísmica.

Otro inconveniente de este planteamiento es que expresa el nivel de la demanda sísmica en función de la probabilidad de que se exceda cierta intensidad sísmica, pero no proporciona

información respecto a la probabilidad de que se exceda el nivel de desempeño considerado. Como una manera de incluir los objetivos de diseño en procedimientos de **DSBD**, se han desarrollado procedimientos que permiten obtener espectros de diseño sísmico basado en desempeño, de peligro uniforme, con índice de daño constante, para estructuras ubicadas en la Zona del Lago de la ciudad de México, (**Niño, 2003**). Estos espectros de diseño tienen la característica de que poseen una tasa uniforme de exceder un nivel de desempeño específico, además de que consideran el daño en función del comportamiento inelástico estructural a través de la energía disipada en la estructura por número de ciclos de carga, de los desplazamientos máximos experimentados durante los movimientos sísmicos y de la rigidez de posfluencia de la estructura.

2.2 TRABAJOS REALIZADOS EN DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO

A partir de la década de los setenta han surgido varias metodologías que intentan poner en práctica la filosofía del **DSBD**, aunque, como se mencionó anteriormente, la misma no es novedosa y ya se planteaba en documentos como el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1966) y el Reglamento de la SEAOC (1966).

El Reglamento de Nueva Zelanda se encuentra entre los primeros que adoptaron un procedimiento de diseño basado en desempeño a través del diseño por capacidad. En este procedimiento se pretende obtener una respuesta estructural adecuada ante un evento sísmico, mediante la distribución de las resistencias a los elementos estructurales en conformidad con una configuración de daño estructural preestablecida.

Moehle (1992), plantea la importancia de manejar el desplazamiento como principal parámetro para controlar el daño estructural y propuso un método para determinar la capacidad de edificios, basado en la capacidad última de desplazamiento y en la longitud de las articulaciones plásticas. En este procedimiento se compara la demanda de desplazamiento que causaría un sismo de diseño contra la capacidad de desplazamiento de

la estructura. El estudio está enfocado a sistemas de 1 GDL, pero se proponen relaciones para la aplicación del método a sistemas de múltiples grados de libertad (MGDL).

Fajfar (1999), propone un método simplificado para la evaluación del desempeño estructural, denominado método N2 debido a que toma en consideración las características no lineales (“N”) de la estructura y requiere la realización de dos (“2”) análisis distintos, que reformulado de atrás hacia adelante puede ser utilizado como un método de diseño basado en desplazamientos para fines de **DSBD**, (**Fajfar, 2000**). El método emplea un procedimiento gráfico similar al utilizado en el método del espectro de capacidad, (**Freeman,1995**), con algunas diferencias. La curva de capacidad de la estructura, también obtenida con un análisis de empuje lateral, se transforma al espectro de capacidad idealizado como una curva bilineal elastoplástica y la demanda sísmica es representada por un espectro de respuesta elástico reducido por ductilidad mediante un factor R_{μ} , obtenido como la relación entre la aceleración elástica e inelástica del sistema.

Ayala y Sandoval (1999), proponen un método de **DSBD** aplicable a estructuras que responden dinámicamente en su modo fundamental de manera dominante, estructuras de baja y mediana altura, que involucra implícitamente el comportamiento no lineal de las mismas. Este método está basado en el uso de la curva de respuesta idealizada como bilineal de un sistema de referencia de 1GDL, el cual se consideró equivalente al de múltiples grados de libertad (MGDL) de la estructura a diseñar.

Posteriormente, **Ayala y Basilio (2002)**, modifican y mejoran esta metodología al incluir explícitamente en la determinación de las fuerzas de diseño la contribución de los modos superiores de vibrar. Esta metodología de diseño permite tomar en cuenta como índice de desempeño, la ductilidad de desplazamientos de la estructura u otros índices, i.e., la energía histerética disipada por la estructura (**Niño,2003**), mediante el empleo de espectros de resistencias para obtener las resistencias características de diseño de la curva de respuesta del sistema de referencia de 1GDL.

MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO

3.1 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE DISEÑO

El acoplamiento torsional de las estructuras en el rango no lineal de comportamiento es un problema altamente complejo, cuyas características no pueden ser estimadas de manera exacta partiendo únicamente de parámetros puramente elásticos. En términos generales, la asimetría se puede presentar por una distribución no uniforme de las masas asociadas a cada nivel de una estructura, de la distribución no uniforme de las rigideces de los elementos estructurales y por condiciones geométricas en planta y elevación. Considerando lo anterior, el método de diseño aproximado que se valida en esta tesis, en su concepción actual, que incluye en su formulación conceptos congruentes con la filosofía del **DSBD**, es aplicable a edificios de concreto reforzado en los que la asimetría en cuanto a su distribución de masas, rigideces y/o resistencias pueda ser concentrada en un punto y modelada mediante la consideración de diafragma rígido. Este método toma en consideración, para determinar los elementos mecánicos de diseño, la participación de los modos superiores de vibrar y tiene su origen a partir de las bases teóricas de un método aproximado de análisis no lineal para la evaluación del desempeño de edificios, propuesto por **Ayala (2001)**.

Hasta ahora solo se había aplicado el método de diseño a edificios asimétricos de concreto reforzado de mediana altura, (**Torres,2003**), empleando una distribución uniforme de daño estructural en forma de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos sismorresistentes con resultados parcialmente buenos. Como se ha visto al evaluar el desempeño estructural de edificios asimétricos, el daño en los elementos estructurales no presenta una distribución uniforme, es decir, la distribución y el nivel de daño no es la misma para todos los marcos de un edificio, (**Tavera,2001**), por esta razón, en esta tesis se

valida el método de diseño empleando una distribución de daño asimétrica, a un edificio alto, en planta y elevación característica de edificios torsionalmente acoplados.

La idea general de la metodología de diseño consiste fundamentalmente en dos etapas. En la primera etapa se construye la curva de respuesta de un sistema de referencia de 1GDL, que corresponde a la estructura que se desea diseñar. Para ello, se hace uso de las propiedades dinámicas y mecánicas de dos estructuras distintas, la primera corresponde a una estructura en estado sin daño, y la segunda estructura corresponde a la con daño aceptado para el nivel de demanda sísmica esperado. La segunda etapa consiste en la determinación de las fuerzas de diseño y los elementos mecánicos de diseño correspondientes.

3.1.1 HIPÓTESIS Y SIMPLIFICACIONES

- i) El comportamiento global de la estructura ante cargas laterales puede ser representado mediante la curva de respuesta bilineal de un sistema de referencia de 1GDL en el espacio de pseudoaceleraciones espectrales (S_a) contra desplazamientos espectrales (S_d) en la que se identifican la resistencia de fluencia y resistencia última de la estructura.
- ii) El daño estructural se representa a través de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos estructurales en los que se admite daño.
- iii) Se considera que todos los modos que más contribuyen a la respuesta tienen la misma razón de rigidez de pos-fluencia a rigidez inicial β .
- iv) No se consideran efectos $P-\Delta$, ni la interacción suelo estructura.
- v) Para el cálculo de la rigidez global se considera que las secciones transversales de los elementos estructurales están agrietadas.

- vi) En caso de estructuras tridimensionales, se toma en consideración el efecto bidireccional de la acción sísmica.
- vii) El diseño solo considera la obtención de los elementos mecánicos de diseño nominales, es decir, no se toman en cuenta factores que modifiquen la resistencia final.

3.1.2 *OBTENCIÓN DE LA CURVA DE RESPUESTA*

Los métodos de diseño a los que se hacen mención en esta tesis parten del procedimiento común para construir la curva de respuesta del sistema de referencia de 1 GDL que se describe a continuación:

1. Se efectúa un prediseño de la estructura. El prediseño se puede basar en un análisis estático bajo cargas gravitacionales y cargas laterales equivalentes.
2. Se define el objetivo de desempeño, el cual debe de ser congruente con el tipo de estructura a diseñar, a través de un espectro de peligro uniforme asociado a una tasa de excedencia del nivel de desempeño. El estado límite o nivel de desempeño se define mediante un índice de desempeño, el cual, para la aplicación del método en esta tesis, queda definido por la selección de una ductilidad objetivo.
3. Se propone una configuración de daño de la estructura prediseñada, es decir, se seleccionan los elementos estructurales en los cuales se acepta que se genere daño producto de la acción sísmica y se asignan articulaciones plásticas en los extremos de los mismos. La configuración de daño debe ser representativa del nivel de desempeño definido y basarse en criterios que fomenten un mecanismo plástico consistente y estable, es decir, que en la estructura se forme el mecanismo elegido ante los eventos sísmicos que se puedan presentar y que dicho mecanismo no propicie una situación de inestabilidad estructural; además de tomar en cuenta consideraciones económicas.

El proponer una guía para la asignación de la configuración de daño esta fuera del alcance de esta tesis, sin embargo, un criterio que podría seguirse en este sentido es que en base a los resultados del análisis elástico realizado en la etapa de prediseño de la estructura, estudiar el comportamiento de la estructura en cuando a demanda de desplazamientos de cada marco y tomar en cuenta, además, las ubicaciones de los elementos estructurales en donde se presenten las demandas máximas, para finalmente asignar las ubicaciones de las articulaciones plásticas; aunado a esto, debe tomarse en cuenta que una propuesta excesiva de daño causaría una alta demanda de resistencia en los elementos estructurales que permanecería elásticos, pudiendo ocasionar que las secciones transversales asignadas originalmente resulten insuficientes para acomodar esta demanda.

4. A continuación se realizan dos análisis de valores característicos, uno para la estructura sin daño y otro para la estructura con daño, de los que se obtienen los periodos de vibrar que más influyen en la respuesta de la estructura, T_e y T_i . Estos periodos definen las ramas de la curva de respuesta del sistema de referencia de 1 GDL, las que a su vez, caracterizan el comportamiento de la estructura en los rangos elástico y no lineal de comportamiento, respectivamente.
5. Se grafican ambas ramas de la curva de respuesta del sistema de referencia de 1 GDL en el espacio de seudos-aceleraciones espectrales (S_a) contra desplazamientos espectrales (S_d).

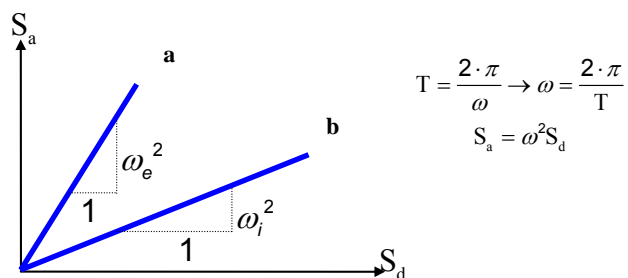


Figura 3.1 Pendientes de las ramas elástica e inelástica de la curva de respuesta.

6. Se calcula la relación de la rigidez de pos-fluencia a la rigidez inicial mediante la

ecuación $\beta = \frac{K_i}{K_e} = \left(\frac{\omega_i}{\omega_e}\right)^2 = \left(\frac{T_e}{T_i}\right)^2$. Con esta relación entre rigideces y la ductilidad

objetivo, se construye el espectro de peligro uniforme para ductilidad constante que define el objetivo de diseño. Estos espectros proporcionan la resistencia de diseño por unidad de masa en función del periodo fundamental de vibrar de la estructura. Una vez definido este espectro, se obtiene el punto asociado al periodo fundamental de la estructura prediseñada (T_e), correspondiente al punto donde la curva de respuesta del sistema de referencia de 1GDL cambia de pendiente (punto de fluencia = R_y/m). El desplazamiento de fluencia (S_{dy}) se obtiene de la relación

entre la pseudo-aceleración vs desplazamiento espectral $\Delta y = \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 R_y/m$.

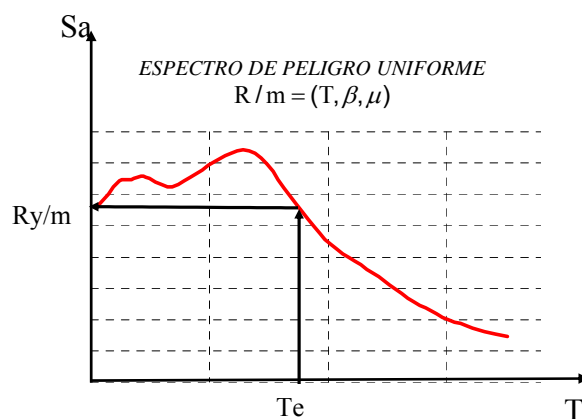


Figura 3.2 Obtención de la resistencia de fluencia.

7. Se completa la curva de respuesta del sistema de referencia de 1 GDL al trasladar la segunda rama de la curva hasta el punto de fluencia y encontrar la resistencia por unidad de masa (R_u/m) y el desplazamiento (S_{du}) últimos mediante la definición de ductilidad y las relaciones geométricas de la curva de comportamiento respuesta.

En esta curva, se puede observar que la estructura presenta la superposición de dos comportamientos elásticos; un primer comportamiento elástico hasta alcanzar la resistencia de fluencia y , una vez que se presentan articulaciones plásticas en ciertos elementos estructurales, en los que se acepta se genere daño, un segundo comportamiento elástico con una rigidez de post-fluencia y una capacidad de resistencia remanente, definida por la diferencia entre las resistencias última y de fluencia ($R_u/m - R_y/m$), aportada por los elementos estructurales en los que no se admite la aparición de daño, hasta alcanzarse la etapa última de comportamiento. Esto representa una mejora ante el diseño tradicional ya que las estructuras no presentan un comportamiento elastoplástico perfecto.

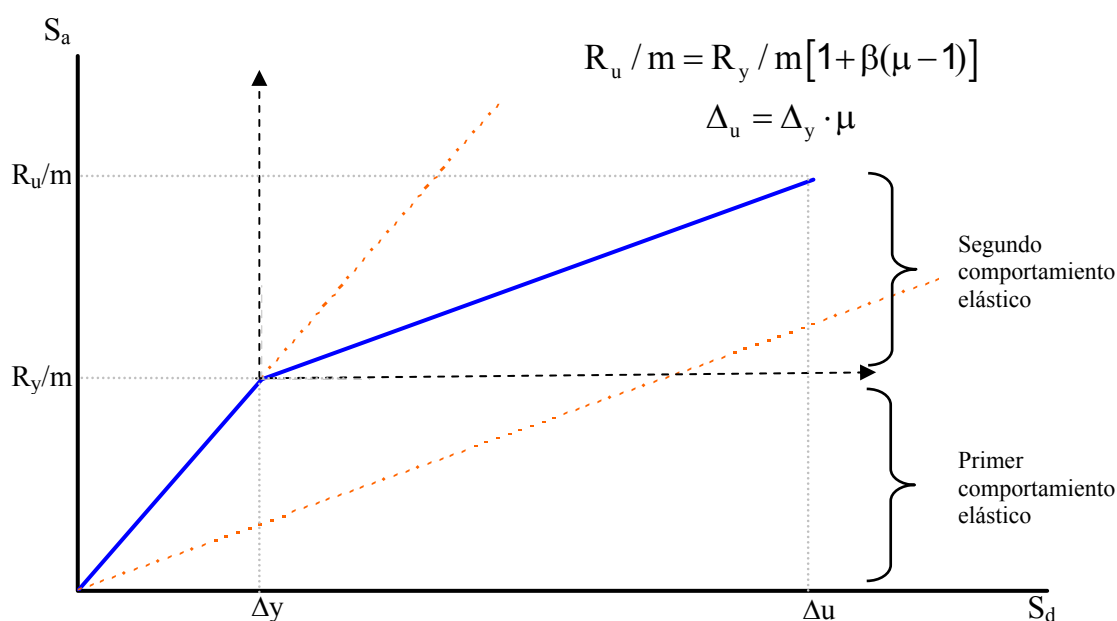


Figura 3.3 Curva de respuesta completa.

3.1.3 DETERMINACIÓN DE LOS ELEMENTOS MECÁNICOS DE DISEÑO

Una vez que se obtiene la curva de respuesta del sistema de referencia de 1 GDL, se procede a obtener los elementos mecánicos de diseño de los elementos estructurales

sismorresistentes, mediante la superposición de los resultados de los análisis realizados a tres modelos estructurales, fig. 3.4 :

- i. Un primer modelo elástico con el que se realiza un análisis ante cargas gravitacionales.
- ii. Un segundo modelo elástico, correspondiente a la primera etapa de comportamiento elástico de la curva de respuesta, con el que se consideran las acciones de la fuerza sísmica, mediante un análisis modal espectral en las direcciones de análisis x y y . Con este análisis, se distribuye a nivel de elementos estructurales la demanda de resistencia global de fluencia (R_y/m); obteniéndose, de esta manera, la resistencia de aquellos elementos en los que se admite la aparición de daño y una parte de la resistencia, de los elementos que permanecen elásticos.
- iii. Finalmente, un tercer modelo con la propuesta de daño asignada, con el que se toman en cuenta las acciones de la fuerza sísmica en la segunda etapa de comportamiento elástico, también, mediante un análisis modal espectral en las direcciones de análisis x y y . Con este análisis, se distribuye a nivel de elementos estructurales la demanda restante de resistencia global definida por la diferencia entre las resistencias última y de fluencia ($R_u/m - R_y/m$); obteniéndose, de esta manera, el complemento faltante de la resistencia de los elementos que permanecen elásticos.

Para realizar los análisis modales espectrales, se utiliza un espectro elástico de diseño escalado, el cual, para ser congruentes con los objetivos de diseño, es de peligro uniforme, caracterizado por una función de tipo $R/m(T, \beta=1, \mu=1, \nu)$, (Niño, 2003). La tasa uniforme de exceder el nivel desempeño es la misma que la del espectro de resistencias de peligro uniforme utilizado para obtener la curva de respuesta del sistema de referencia de 1 GDL.

Dado que se suponen dos comportamientos elástico diferentes, fig. 3.3, se pueden superponer los resultados del segundo y tercer modelo, y de de esta manera obtener los

elementos mecánicos debido a la acción de la fuerza sísmica en las direcciones x y y , los cuales deben ser combinados de manera adecuada para tomar en consideración los efectos bidireccionales de la acción sísmica, y ser sumados a los resultados del análisis gravitacional para obtener los elementos mecánicos de diseño finales.

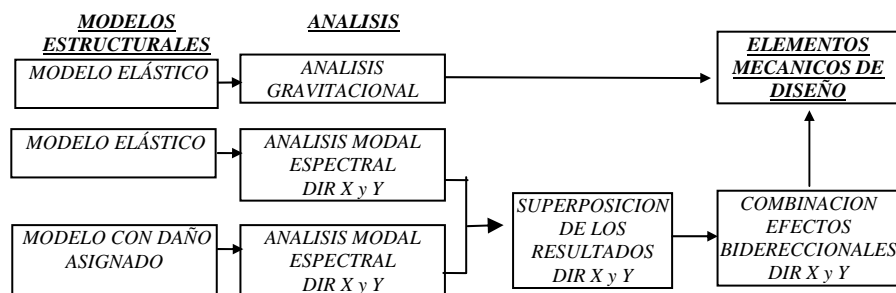


Figura 3.4 Determinación de los elementos mecánicos de diseño.

Para la obtención de los factores con los que se escala, para cada etapa de comportamiento elástico de la curva de respuesta, el espectro elástico de peligro uniforme que se utiliza en los análisis modales espectrales descritos anteriormente, se siguen los pasos que se describen a continuación:

8. En vista de que se parte de la hipótesis de que la curva de referencia representa el comportamiento global de la estructura, es necesario que, en la primera etapa de comportamiento elástico, para la demanda elástica global de resistencia, el desplazamiento del modo que más contribuye a la respuesta y el desplazamiento de la curva de respuesta del sistema de referencia, coincidan para la resistencia de fluencia. Para lograrlo, se escala el espectro elástico de diseño mediante un factor (F_e) de forma tal que la demanda de resistencia elástica, correspondiente al periodo de la estructura sin daño (T_e), coincida con la resistencia de fluencia R_y/m de la curva de respuesta del sistema de referencia.

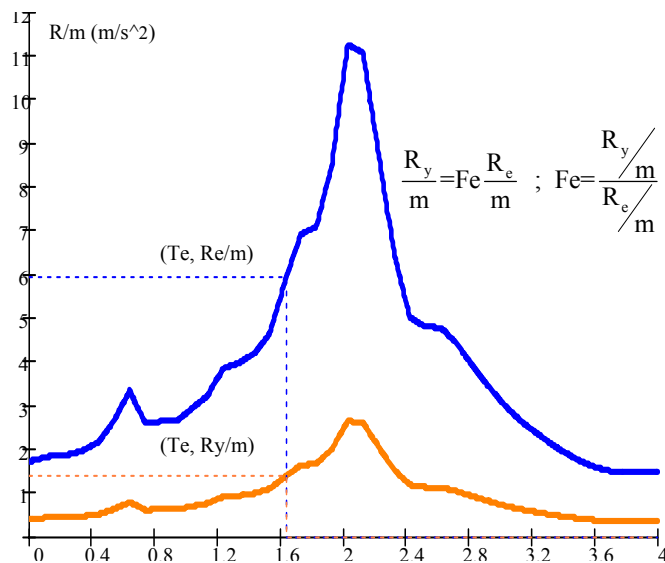


Figura 3.5 Determinación del factor de escala Fe.

9. De igual manera, para la segunda etapa de comportamiento elástico, es necesario escalar el espectro elástico de diseño por un factor (**Fi**), de manera que para el periodo fundamental de la estructura dañada (**Ti**), la demanda de resistencia elástica coincida con la resistencia remanente ($R_u/m - R_y/m$) de la curva de respuesta del sistema de referencia.

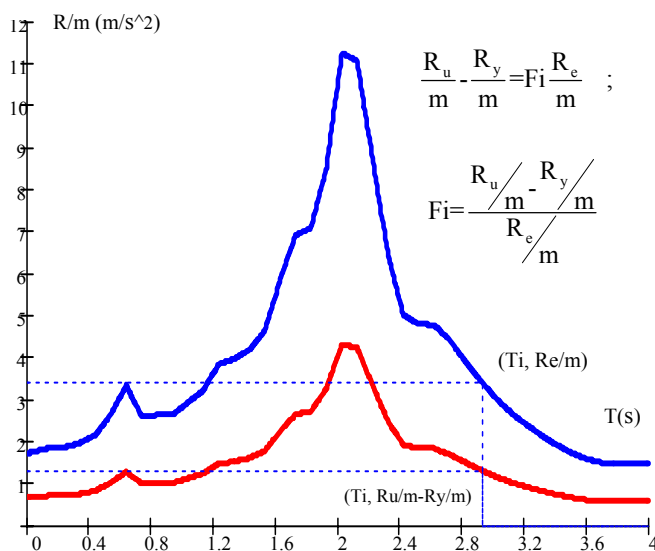


Figura 3.6 Determinación del factor de escala Fi.

Luego de realizados los análisis modales espectrales con los espectros elásticos de diseño, se deben superponer los elementos mecánicos de los análisis modales espectrales, realizados en una misma dirección de análisis, para las dos etapas de comportamiento; con lo que hasta este punto, se tienen los elementos mecánicos producto de las cargas gravitacionales, los del sismo actuando en dirección x y los del sismo actuando en dirección y .

3.1.3.1 CONSIDERACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA BIDIRECCIONAL

En el caso más simple, el movimiento de traslación del terreno puede ser descompuesto en tres componentes, dos actuando en un plano horizontal y el otro actuando en la dirección vertical, el cual solo es tomado en cuenta cuando incide de manera importante en la respuesta de la estructura. Generalmente, en el análisis y diseño sísmico de estructuras, la magnitud de la respuesta para cada uno de estos componentes se obtiene a través de un análisis modal espectral, en el que se emplean reglas de combinación modal para combinar las respuestas de cada modo de vibrar y posteriormente se combinan las contribuciones de los componentes individuales para obtener la respuesta total.

Se han realizado múltiples estudios con el objetivo de proponer reglas para combinar de manera adecuada la contribución de la acción simultánea de los componentes del movimiento del terreno a la respuesta total.

Rosenblueth y Contreras (1977), asumiendo que no existe correlación entre los componentes horizontales del movimiento del terreno, por lo que tampoco estarán correlacionada las componentes de la respuesta de un sistema estructural lineal ante estas excitaciones, o que en su caso dicha correlación se toma en cuenta al calcular las respuestas modales, proponen un método de porcentajes para combinar los efectos de varios componentes del movimiento del terreno en el que se aproxima la respuesta total de la estructura como la suma de las respuestas resultado de aplicar el 100% de una componente en una dirección y un porcentaje α de la otra componente en la dirección ortogonal. Los valores de α , al suponerse que no dependen de la excitación sísmica ni de las características

de la estructuras, son calculados en términos del error que se considere aceptable. Rosenblueth y Contreras, proponen para torres y chimeneas valores de $\alpha= 0.5$, y para los demás tipos estructuras $\alpha= 0.3$. N. M. Newmark, anteriormente propuso un valor de $\alpha= 0.4$.

Algunos reglamentos en los que se exige se considere la acción sísmica bidireccional, especifican reglas de combinación de porcentajes. Tal es el caso del Uniform Building Code (UBC) y del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-04).

Wilson, Suharwardy y Habibullah (1995), reconociendo que la dirección principal del movimiento sísmico del terreno en la cual sus componentes no están correlacionados, no es conocida para estructuras tridimensionales complejas y que tampoco se puede estimar para la mayoría de las regiones geográficas, concluyen que las reglas de combinación de porcentajes proporcionan elementos mecánicos de diseño que no tienen igual capacidad de resistencia para cualquier dirección del movimiento del terreno, por lo que dependen de la selección del sistema de referencia. Es por ello, que partiendo de la idea de que una estructura debe ser capaz de resistir las acciones sísmicas sin importar la dirección en que se presenten, promueve el uso del Método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS, por sus siglas en inglés) para combinar los efectos de la acción sísmica bidireccional. Los autores afirman, que este método proporciona igual capacidad de resistencia sin importar la dirección de la excitación, ni la orientación que se haya elegido para los ejes principales de la estructura. En esta formulación, adoptada por el UBC, la estimación de la respuesta total debido a la contribución de los componentes del movimiento sísmico, R_1 y R_2 , se hace de acuerdo a la expresión $R = [R_1 + R_2]^{1/2}$.

Valdés (2004), puntualiza que el grado de correlación que determina la manera en que deben combinarse los efectos sísmicos ortogonales horizontales se asocia a las componentes de la respuesta misma y no a los componentes del movimiento del suelo; por lo que, en vista de que los métodos citados anteriormente no toman en consideración de manera específica los tipos de respuestas, sean estas ortogonales o colineales, que resultan de un análisis estructural, estudia la correlación existente entre los componentes ortogonales horizontales en terreno blando de la Ciudad de México y la forma en que estos

deben combinarse en el análisis y diseño sismorresistentes de estructuras. Resultado de su estudio, Valdes propone la formulación siguiente para combinar los efectos de los componentes sísmicos S_x y S_y y estimar la respuesta máxima S_{max} :

$$S_{max} = \max(S_x, S_y) \cdot \gamma \quad \bar{\beta} = \frac{\min(S_x, S_y)}{\max(S_x, S_y)}$$

$$\gamma = \left[1 + \beta^2 + 2 \cdot \beta \cdot \varphi \right]^{1/2} \text{ para componentes de la respuesta colineales}$$

$$\gamma = \left[1 + \beta^4 + 2 \cdot \beta^2 \cdot \varphi \right]^{1/4} \text{ para componentes de la respuesta ortogonales}$$

$$\varphi = 0.40$$

En donde, la variable γ relaciona la respuesta máxima considerando la acción sísmica bidireccional con la respuesta máxima unidireccional de algunas de las dos direcciones ortogonales. Los valores de γ dependen del tipo de respuesta, ortogonal o colineal, de las características dinámicas del sitio asociadas a un sismo en particular, de los periodos de traslación pura de la estructura, de las fracciones de amortiguamiento crítico en ambas direcciones ortogonales y de la orientación de los ejes de la estructura. Con respecto a este último punto, la orientación de los ejes de la estructura considerada en el desarrollo de esta propuesta, fue aquella que garantizó la máxima correlación cruzada entre los componentes sísmicos por considerarse que de esta forma se obtienen las respuestas máximas de la estructura; A su vez, β , caracteriza la relación entre las componentes de la respuesta obtenidos a partir de la excitación sísmica, representada por medio de un espectro de respuesta en particular, actuando en una la dirección x y y , respectivamente. En todos los casos el denominador de esta relación corresponde al mayor de ambas componentes; Mientras que φ , es la correlación o coherencia entre los componentes sísmicos ortogonales horizontales. De resultados previos, el autor observó que la amplitud de φ tiende a 0.4, sin importar la frecuencia analizada.

El dar una recomendación concluyente a favor de utilizar algún método en especial esta fuera de los alcances de esta tesis, por lo que los elementos mecánicos nominales de diseño

finales se obtendrán tras considerar la envolvente de las máximas respuestas obtenidas de las tres formulaciones mencionadas anteriormente.

APLICACIÓN DEL MÉTODO DE DISEÑO

4.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

Para ilustrar la aplicación del método se eligió un edificio de concreto reforzado característico de la Ciudad de México, destinado para uso de oficinas, localizado en zona de lago. El cuerpo principal es regular tanto en planta como en elevación; las dimensiones de la planta tipo son 32.0 m x 21.0 m, para un total de 672.0 m² de superficie de construcción; la altura total es de 49.50 m, dividida en quince niveles con altura uniforme de entrepiso igual a 3.30 m.

La estructuración del edificio será a base de marcos ortogonales de concreto reforzado con trabes secundarias a la mitad del claro en la dirección longitudinal. Los marcos estarán dispuestos en cuatro crujeas de ocho metros de ancho en la dirección longitudinal y en tres de siete metros de ancho en la dirección transversal.

El edificio es simétrico en rigidez, pero el centro de masa se ubica, constante en todos los niveles, de manera que se tenga una excentricidad del 10% de la dimensión de la planta paralela a la excentricidad considerada.

En la figura 4.1 se muestra la planta típica con la ubicación del centro de masa (CM) y en la figura 4.2 se muestra la vista en elevación de un esquema de marco tipo en dirección longitudinal y otro en la dirección transversal.

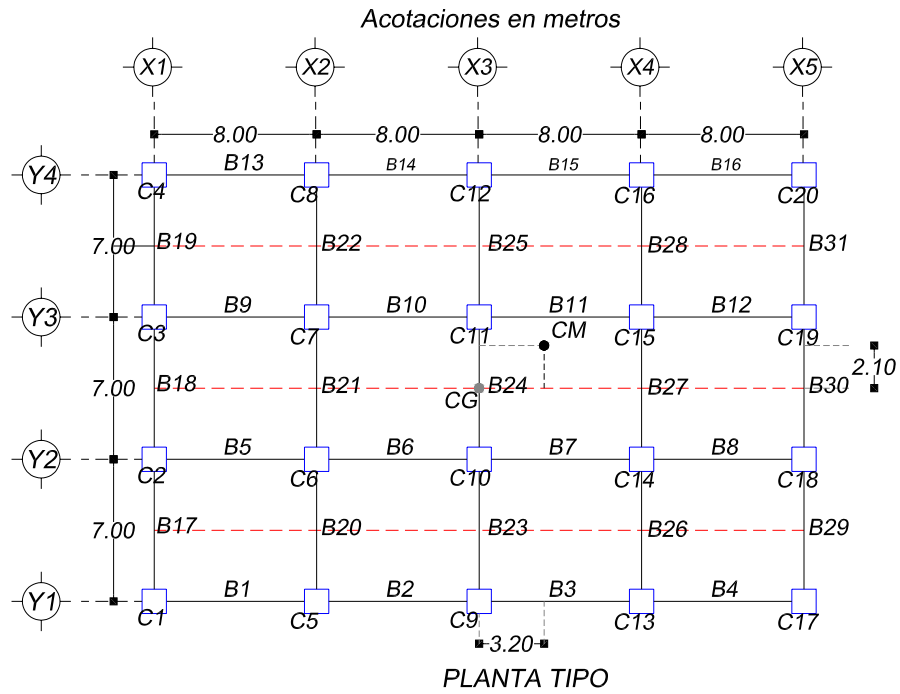


Figura 4.1. Vista en planta del edificio.

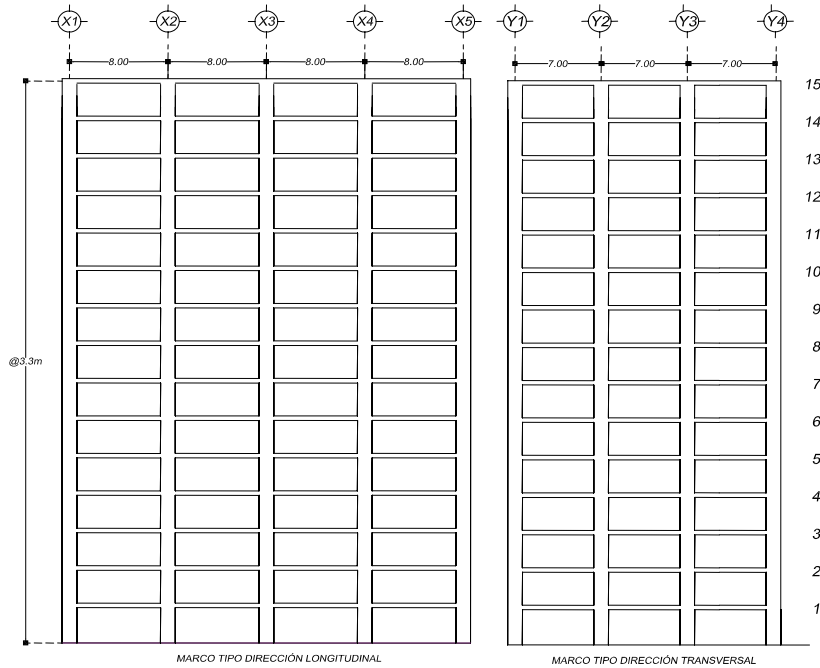


Figura 4.2 Vista en elevación del edificio.

4.2 HIPÓTESIS Y CONSIDERACIONES DE DISEÑO

El diseño a realizar se hará bajo las hipótesis y consideraciones siguientes:

- i) Al modelar la estructura se toma en cuenta la restricción a giro que oponen las zonas de conexión viga-columna al considerar el efecto de la longitud de zona rígida.
- ii) Para el cálculo de la rigidez global de la estructura se consideran las secciones agrietadas de los elementos estructurales.

Tabla 4.1 Propiedades efectivas en secciones de elementos de concreto reforzado [Paulay, 1996]

Tipo de elemento	Estado límite último	Estado límite de servicio		
		$\mu_{\Delta} = 1.25$	$\mu_{\Delta} = 3$	$\mu_{\Delta} = 6$
1 Vigas				
(a) Vigas rectangulares	$0.40 \cdot I_g$	I_g	$0.70 \cdot I_g$	$0.40 \cdot I_g$
(b) Vigas <i>t, l</i>	$0.35 \cdot I_g$	I_g	$0.60 \cdot I_g$	$0.35 \cdot I_g$
2 Columnas				
(a) $P_u / f'c \cdot A_g > 0.5$	$0.80 \cdot I_g$	I_g	$0.90 \cdot I_g$	$0.80 \cdot I_g$
(b) $P_u / f'c \cdot A_g = 0.2$	$0.60 \cdot I_g$	I_g	$0.80 \cdot I_g$	$0.60 \cdot I_g$
(c) $P_u / f'c \cdot A_g = -0.05$	$0.40 \cdot I_g$	I_g	$0.70 \cdot I_g$	$0.40 \cdot I_g$
3 Muros				
(a) $P_u / f'c \cdot A_g = 0.2$	$0.45I_g, 0.80A_g$	I_g, A_g	$0.70I_g, 0.90A_g$	$0.45I_g, 0.80A_g$
(b) $P_u / f'c \cdot A_g = 0.0$	$0.25I_g, 0.50A_g$	I_g, A_g	$0.50I_g, 0.75A_g$	$0.25I_g, 0.50A_g$
(c) $P_u / f'c \cdot A_g = -0.1$	$0.15I_g, 0.30A_g$	I_g, A_g	$0.45I_g, 0.80A_g$	$0.15I_g, 0.50A_g$
4 Vigas acopladas				
(a) Refuerzo diagonal	$\frac{0.40I_g}{1.7+2.7\left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{I_g}{1.7+1.2\left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{0.70I_g}{1.7+2.7\left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{0.40I_g}{1.7+2.7\left(\frac{h}{L}\right)^2}$
(b) Refuerzo convencional	$\frac{0.40I_g}{1+8\left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{I_g}{1+5\left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{0.70I_g}{1+8\left(\frac{h}{L}\right)^2}$	$\frac{0.40I_g}{1+8\left(\frac{h}{L}\right)^2}$

P_u = carga axial sobre columna o muro en el último estado límite; h = profundidad total de secciones de vigas; L = longitud de claro en vigas de acoplamiento; I_g, A_g = momento de inercia y área de la sección gruesa; μ_{Δ} = ductilidad global.

- iii) El modelado tridimensional del edificio se realiza bajo la hipótesis de diafragmas rígidos y masas concentradas en cada nivel.

4.3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

A continuación se numeran las etapas en que se divide el proceso de diseño de acuerdo con los pasos descritos en el capítulo 3 de esta tesis

1. Prediseño

El prediseño de la estructura se realiza bajo las hipótesis y consideraciones indicadas en el punto 4.2. En seguida se muestran las propiedades de los materiales empleados, las dimensiones de los elementos estructurales y los pesos y masas de los niveles del edificio que se emplearán.

Tabla 4.2 Propiedades de los materiales.

CONCRETO	ACERO
$f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$	$f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
$E_c=221359 \text{ kg/cm}^2$	$E_s=2.0 \text{ E6 kg/cm}^2$
$\gamma_c=2400 \text{ kg/m}^3$	$\gamma_s=7830 \text{ kg/m}^3$

Tabla 4.3 Dimensiones de elementos estructurales.

ELEMENTO	bc (m)	hc (m)
<i>Columnas</i>	1.20	1.20
<i>Trabes principales</i>	0.40	1.00
<i>Trabes secundarias</i>	0.35	0.75
<i>Losa de concreto</i>	0.14	<i>Espesor</i>

Tabla 4.4 Pesos y masas de los niveles del edificio.

NIVEL	PESO (T)	MASA (T*S ² /m)	MASA ROTACIONAL (T*S ² *m)
<i>Niveles 1-14</i>	1,002.14	102.16	13,968.04
<i>Azotea</i>	808.80	82.45	11,273.18

2. Objetivo de desempeño

Se fija como nivel de desempeño, para una estructura de uso estándar, el asociado a la seguridad de vida, el cual se define por un índice de desempeño correspondiente a una ductilidad modal $\mu=4$. Con este valor de índice de desempeño, una relación de la rigidez de pos-fluencia a la rigidez inicial, β , y una tasa de excedencia del nivel de desempeño, ν , queda definido el objetivo de desempeño mediante el uso de un espectro de resistencias de peligro uniforme correspondiente a un evento sísmico de gran magnitud, sismo extraordinario, característico del peligro sísmico de la Ciudad de México, caracterizado por una función de tipo $R/m(T, \beta, \mu, \nu)$ (Quiroz, 2004).

Para el desarrollo de este ejemplo se utilizan los parámetros tasa de excedencia del nivel de desempeño $\nu = 0.001$, ductilidad modal $\mu=4$, mientras que el valor de β es el correspondiente a la relación de la rigidez de pos-fluencia a la rigidez inicial de la curva de respuesta del sistema de referencia de 1 GDL.

3. Distribución de daño

Se asigna una distribución de daño asimétrica, con mayor daño a los marcos que se encuentran hacia el lado flexible del edificio.

Tabla 4.5 Distribución del daño propuesto.

Marcos Transversales		Marcos Longitudinales	
Eje	Articulaciones en vigas	Eje	Articulaciones en vigas
X1	Hasta el nivel 8	Y1	Hasta el nivel 8
X2	Hasta el nivel 6	Y2	Hasta el nivel 6 + 2 vigas centrales del nivel 7
X3	Hasta el nivel 5		
X4	Hasta el nivel 6	Y3	Hasta el nivel 6
X5	Hasta el nivel 7	Y4	Hasta el nivel 7

Las figuras 4.3 y 4.4 muestran de manera gráfica la distribución del daño que se propone en forma de articulaciones plásticas en los extremos de las vigas.

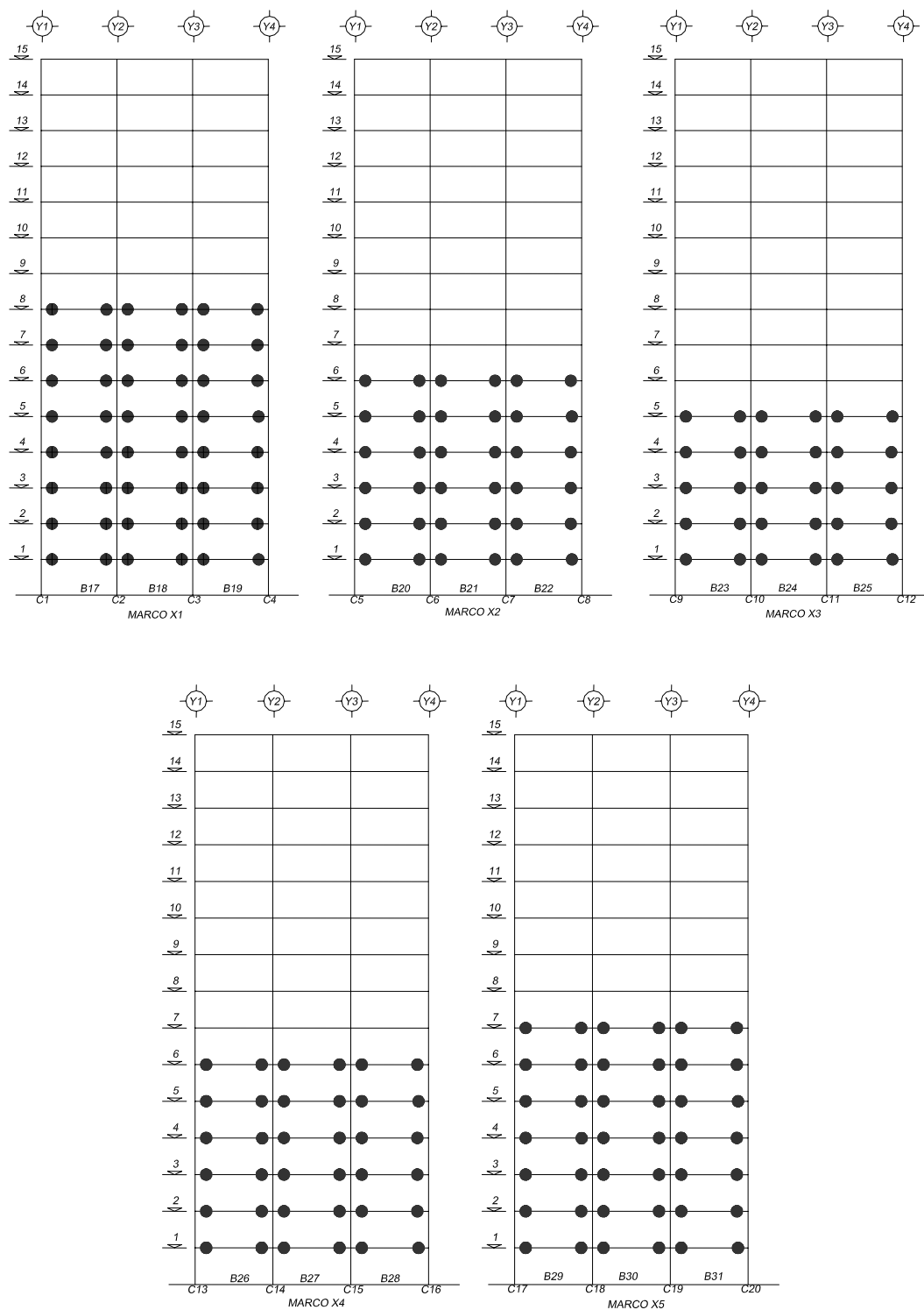


Figura 4.3 Daño propuesto en marcos X1 al X5.

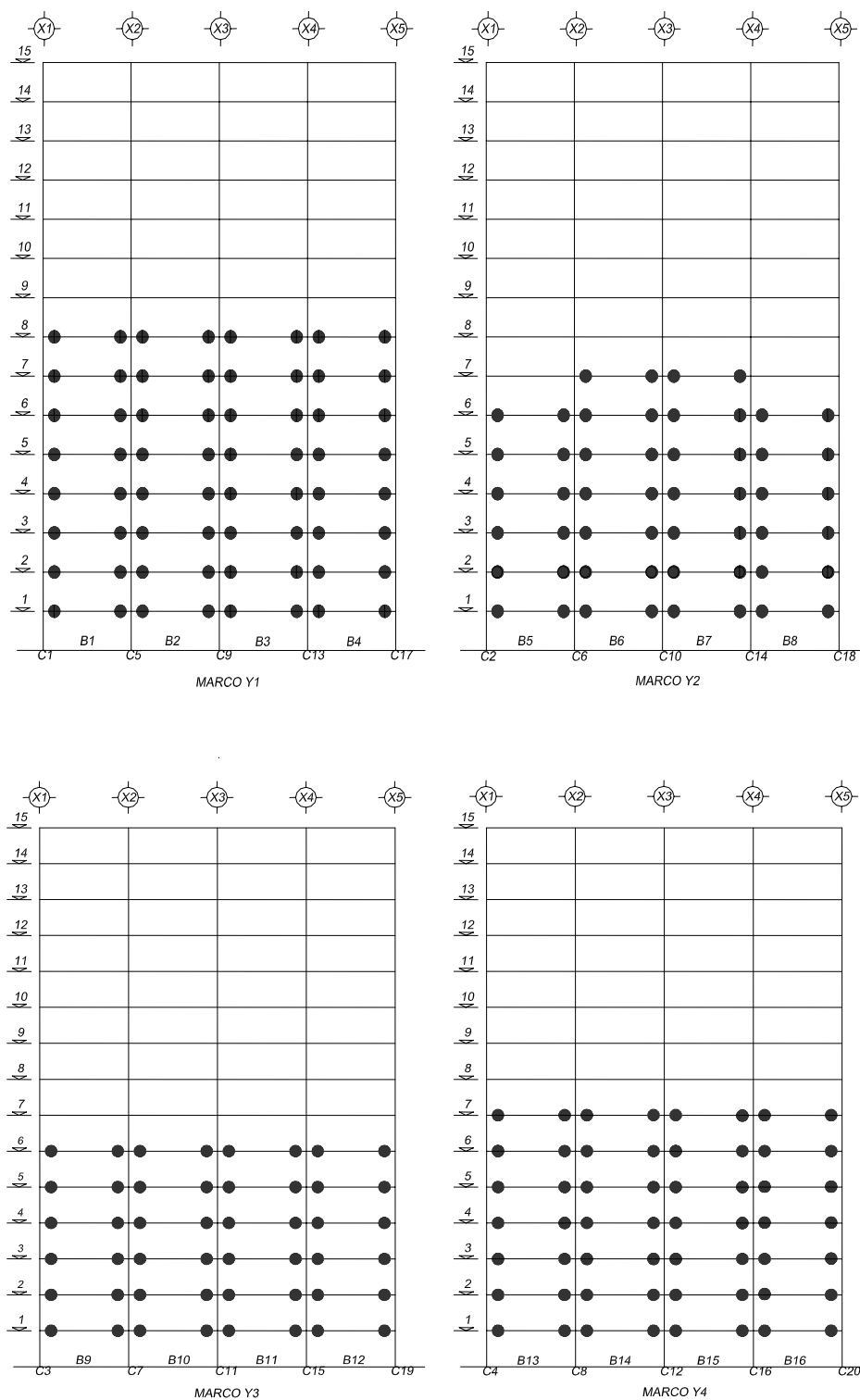


Figura 4.4 Daño propuesto en marcos Y1 al Y4.

Una de las simplificaciones adoptadas en este método es que al asignar la distribución de daño, se considera que todos los modos tienen la misma razón de rigidez de posfluencia a rigidez inicial β , es decir que tiene la misma degradación de rigidez. La figura 4.3 muestra que el daño asignado al modelo afecta de forma muy parecida a los tres primeros modos de vibrar, que son los que más contribuyen en la respuesta de la estructura, con un valor de $\beta=0.30$, y que no afecta de manera importante a los modos superiores, que al permanecer prácticamente elásticos, con un valor promedio a partir del cuarto modo de $\beta=0.91$, prácticamente no contribuyen en la respuesta de la estructura. Aunque los modos superiores de vibrar no tengan la misma rigidez de posfluencia, esto no afecta de manera significativa los resultados, ya que, como se mencionó anteriormente, estos prácticamente no contribuyen en la respuesta de la estructural.

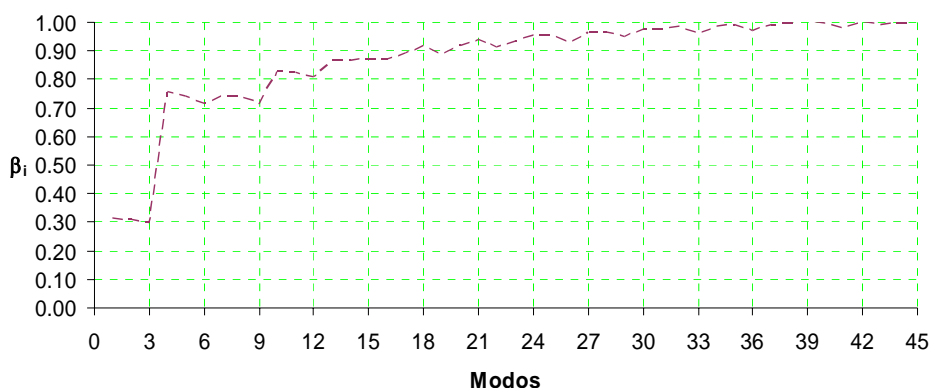


Figura 4.5 Variación del parámetro β para los modos de vibrar del edificio.

4. Obtención de los periodos fundamentales

Se analizan el modelo inicial y el modelo con daño, se obtienen los periodos fundamentales de vibrar y se toma, para cada modelo, el periodo que más contribuye a la respuesta de la estructura. En la figura 4.6 se muestran, para cada uno de los modelos, las tres primeras formas modales del edificio.

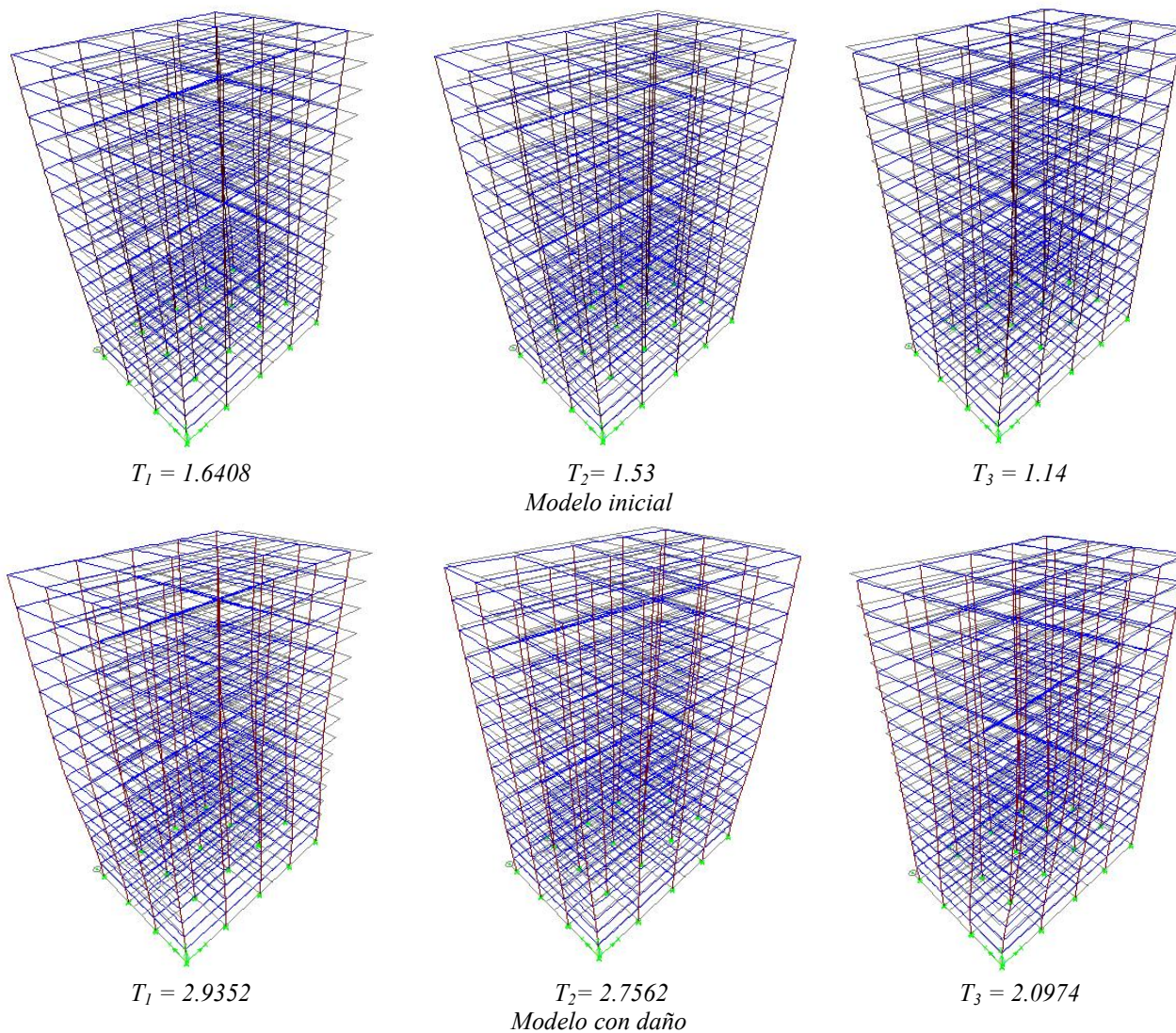


Figura 4.6 Primeras tres formas modales del modelo inicial y el modelo con daño.

5. Pendientes de la curva de respuesta

A partir de los periodos fundamentales de vibrar que mas influyen en la respuesta de cada modelo, se construye de manera parcial la curva de respuesta del sistema de referencia de 1GDL en el espacio S_a vs S_d .

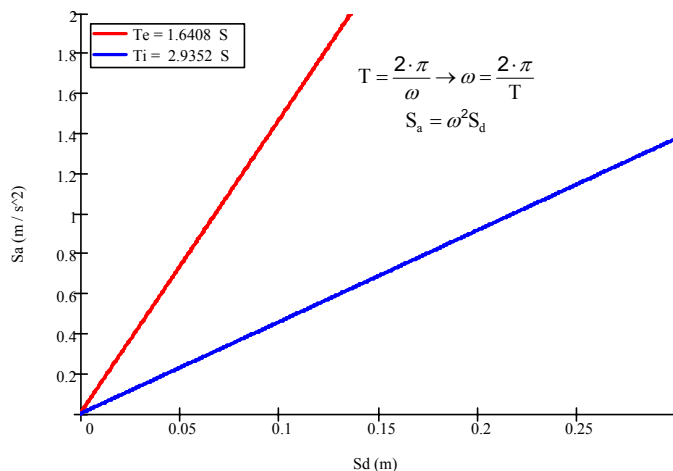


Figura 4.7 Ramas de la curva de respuesta del sistema de referencia de IGDL.

6. Nivel de diseño sísmico

Se calcula la relación de la rigidez de pos-fluencia a la rigidez inicial, parámetro β , y con la ductilidad objetivo se construye el espectro de resistencias de ductilidad constante, correspondiente a un sismo extraordinario, característico del peligro sísmico de la Ciudad de México, y caracterizado por una función de tipo $R/m(T, \beta, \mu, \nu)$, que debe estar acorde con el nivel y objetivos de desempeño establecidos.

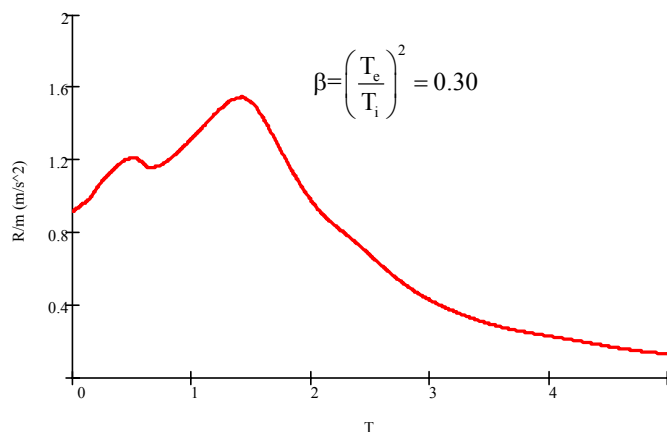


Figura 4.8 Espectro de peligro uniforme para $\mu=4$ y $\beta=0.30$.

Una vez definido este espectro, se obtiene el punto de fluencia en función del periodo fundamental (T_e) y luego el desplazamiento de fluencia.

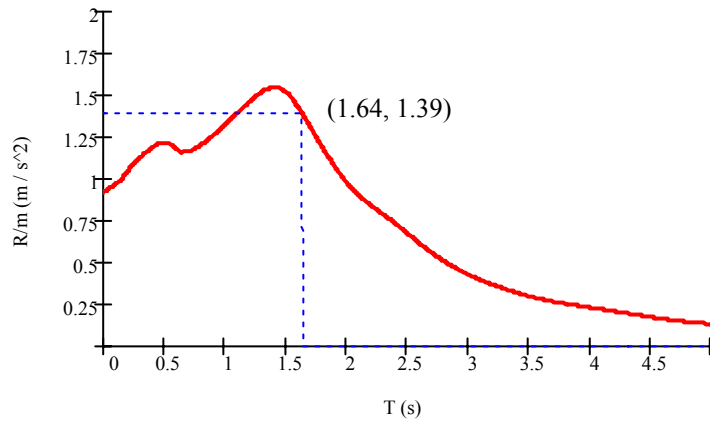


Figura 4.9 Obtención de la resistencia de fluencia.

$$R_y / m = R_{\mu} / m (T_e = 1.6408, \beta = 0.30, \mu = 4, \nu = 0.001) = 1.39 \text{ m/s}^2$$

$$\Delta y = \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 R_y / m = \left(\frac{1.6408}{2\pi} \right)^2 1.39 = 0.095 \text{ m}$$

7. Curva de respuesta del sistema de referencia

Se encuentra la resistencia y el desplazamiento últimos mediante la definición de ductilidad y las relaciones geométricas de la curva de comportamiento. De esta manera queda definida la curva de comportamiento completa.

$$R_u / m = R_y / m [1 + \beta(\mu - 1)]$$

$$\Delta_u = \mu \Delta y$$

$$R_u / m = 1.389 [1 + 0.3(4 - 1)] = 2.692 \text{ m/s}^2$$

$$\Delta_u = 4 \cdot (0.095) = 0.379 \text{ m}$$

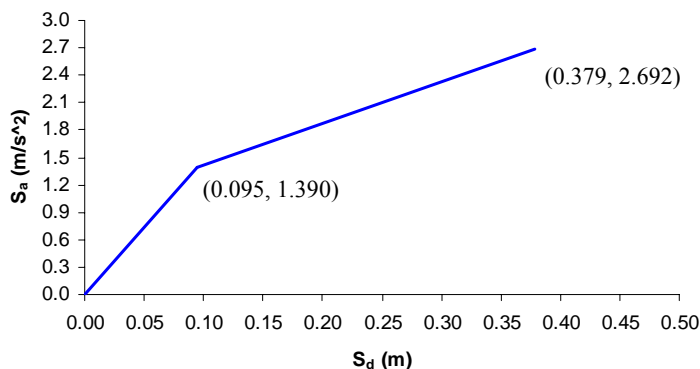


Figura 4.10 Curva de respuesta completa del sistema de referencia.

8. Resistencia de los elementos estructurales

A partir de un espectro elástico de diseño de peligro uniforme, caracterizado por una función de tipo $R/m(T, \beta = 1, \mu = 1, \nu)$, para una tasa de excedencia del nivel de desempeño $\nu = 0.001$, mediante un análisis modal espectral, se distribuyen las demandas globales de resistencia a nivel de los elementos estructurales. Para la primera etapa de comportamiento elástico, el nivel de resistencia para los elementos que admiten daño y parte de aquellos que permanecen elásticos, es decir, aquellos que no admiten daño, se define por la reducción del espectro elástico mediante el factor de reducción F_e , mientras que para la segunda etapa de comportamiento elástico, el complemento de la resistencia de los elementos que permanecen elásticos, se define por la reducción del espectro elástico mediante el factor de reducción F_i . A continuación se muestra la obtención de los factores de reducción:

$$R_i / m = R / m(T_i) ; R_i / m = 3.40 \text{ m/s}^2$$

$$F_i = \frac{R_u / m - R_y / m}{R_e / m} = \frac{2.69 - 1.39}{3.40} = 0.38$$

$$R_e / m = R / m(T_e) ; R_e / m = 5.93 \text{ m/s}^2$$

$$F_e = \frac{R_y / m}{R_e / m} = \frac{1.39}{5.93} = 0.23$$

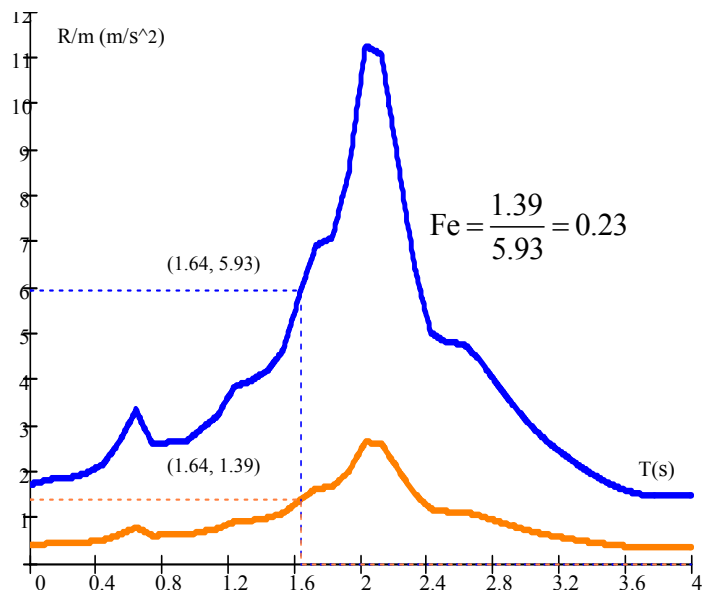


Figura 4.11 Espectro elástico de diseño de peligro uniforme y espectro reducido por F_e .

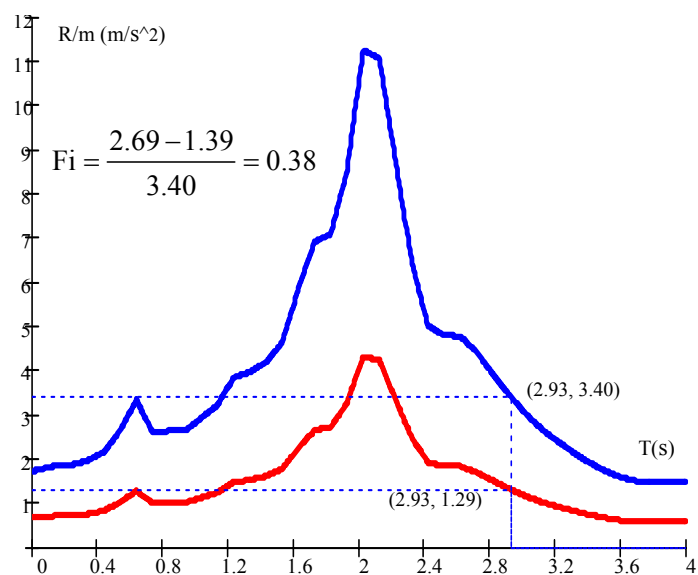


Figura 4.12 Espectro elástico de diseño de peligro uniforme y espectro reducido por F_i .

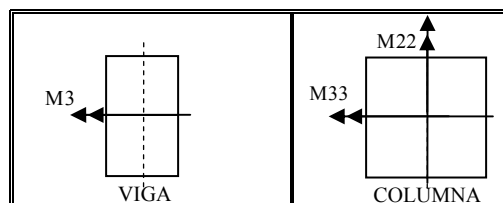
Cabe mencionar que el espectro elástico de diseño que se utiliza es un espectro de utilidad en el **DSBD**, y que aunque este sea característico del peligro sísmico de la Ciudad de México, no necesariamente sus aceleraciones espectrales corresponden a las de los espectros de diseño contenidos en el Reglamento vigente para la Ciudad de México.

9. Superposición de elementos mecánicos

Una vez obtenidos los factores de reducción, se obtienen los elementos mecánicos de diseño debidos a las cargas gravitacionales y a la acción sísmica. Los elementos mecánicos producto de la acción sísmica en dirección x y y , serán el resultado de sumar los elementos mecánicos resultantes de los análisis modales espectrales con el espectro elástico reducido por F_e y F_i en sus respectivas direcciones.

Los elementos mecánicos de interés para este diseño son los momentos flexionantes actuantes en los elementos estructurales que conforman el edificio, tabla 4.6

Tabla 4.6 Elementos mecánicos a analizar en vigas y columnas.



La tabla 4.7 muestra los elementos mecánicos resultantes del análisis ante carga gravitacional y los análisis modales espectrales para la viga B1 del modelo estructural, cuya ubicación corresponde a la mostrada en la figura 4.1.

Tabla 4.7 Elementos mecánicos M3 en vigas B1 (T-m).

NIVEL	LOC	MOD. ELÁSTICO (ETAPA INICIAL)			MOD. CON DAÑO (INCREMENTO)		ETAPA ÚLTIMA	
		GRAV (G)	SPECX (Fe)	SPECY (Fe)	SPECX (Fi)	SPECY (Fi)	SISMO X (SX)	SISMO Y (SY)
15	0.50	17.49	11.12	7.70	19.58	19.90	30.69	27.60
15	7.50	1.17	10.83	7.52	19.11	19.37	29.94	26.89
14	0.50	19.70	15.21	10.07	26.15	26.43	41.36	36.50
14	7.50	2.26	15.13	10.02	26.02	26.28	41.15	36.30
13	0.50	19.37	21.98	13.82	37.68	37.83	59.65	51.64
13	7.50	2.55	21.78	13.69	37.35	37.47	59.13	51.16
12	0.50	19.22	29.57	18.04	53.15	53.35	82.72	71.39
12	7.50	2.70	29.34	17.90	52.77	52.94	82.11	70.85
11	0.50	18.93	37.35	22.33	73.68	74.28	111.02	96.61
11	7.50	2.99	37.06	22.16	73.11	73.67	110.17	95.83
10	0.55	18.20	44.99	26.53	104.19	105.92	149.18	132.45
10	7.45	2.89	44.64	26.32	103.61	105.31	148.25	131.63
9	0.55	17.78	52.03	30.37	149.66	155.31	201.70	185.68
9	7.45	3.31	51.64	30.14	148.05	153.58	199.70	183.72
8	0.55	17.28	58.42	33.84	0.00	0.00	58.42	33.84
8	7.45	3.81	57.99	33.59	0.00	0.00	57.99	33.59
7	0.55	16.70	63.90	36.80	0.00	0.00	63.90	36.80
7	7.45	4.39	63.43	36.53	0.00	0.00	63.43	36.53
6	0.55	16.05	68.14	39.06	0.00	0.00	68.14	39.06
6	7.45	5.04	67.65	38.78	0.00	0.00	67.65	38.78
5	0.60	14.92	71.02	40.58	0.00	0.00	71.02	40.58
5	7.40	5.35	70.49	40.28	0.00	0.00	70.49	40.28
4	0.60	14.11	71.49	40.80	0.00	0.00	71.49	40.80
4	7.40	6.17	70.96	40.50	0.00	0.00	70.96	40.50
3	0.60	13.20	68.52	39.13	0.00	0.00	68.52	39.13
3	7.40	7.07	68.02	38.84	0.00	0.00	68.02	38.84
2	0.60	12.24	59.56	34.13	0.00	0.00	59.56	34.13
2	7.40	8.04	59.12	33.88	0.00	0.00	59.12	33.88
1	0.60	11.09	39.82	22.98	0.00	0.00	39.82	22.98
1	7.40	9.15	39.50	22.79	0.00	0.00	39.50	22.79

10. Efectos bidireccionales

Para obtener los elementos mecánicos nominales finales de diseño, se deben combinar los componentes Sx y Sy de la tabla anterior, y ser sumados a los resultados del análisis gravitacional para obtener los elementos mecánicos de diseño finales.

En esta tesis, los elementos mecánicos de diseño finales se tomaron como la envolvente resultante de los elementos mecánicos producto de la carga gravitacional y de la acción sísmica, considerando sus efectos bidireccionales de acuerdo a las tres formulaciones que se enumeran en el apartado 3.1.3.1 (Valdés,2004, regla de

combinación de porcentajes del RCDF-04 y SRSS). La tabla 4.8, muestra el cálculo de esta envolvente para la viga B1 del modelo estructural.

Tabla 4.8 Cálculo de elementos mecánicos de diseño M3 en vigas B1 (T-m).

NIV	LOC	GRAV (G)	ETAPA ÚLTIMA		VALDÉS, 2004				COMBINACIONES RDF-04		SRSS	ENVOLV
			SX	SY	β	γ	Smax	G+	G+	G+		
								Smax	G+ $SX+0.3SY$	G+ $0.3SX+SY$	(SX^2+SY^2) ^{1/2}	
15	0.5	17.49	30.69	27.60	0.90	1.59	48.80	66.29	56.46	54.30	58.77	66.29
15	7.5	1.17	29.94	26.89	0.90	1.59	47.58	48.75	39.18	37.04	41.41	48.75
14	0.5	19.70	41.36	36.50	0.88	1.58	65.20	84.89	72.01	68.60	74.86	84.89
14	7.5	2.26	41.15	36.30	0.88	1.58	64.85	67.11	54.30	50.91	57.13	67.11
13	0.5	19.37	59.65	51.64	0.87	1.56	93.22	112.59	94.51	88.90	98.27	112.59
13	7.5	2.55	59.13	51.16	0.87	1.56	92.38	94.93	77.02	71.45	80.74	94.93
12	0.5	19.22	82.72	71.39	0.86	1.56	129.09	148.31	123.36	115.43	128.49	148.31
12	7.5	2.70	82.11	70.85	0.86	1.56	128.12	130.82	106.07	98.18	111.15	130.82
11	0.5	18.93	111.02	96.61	0.87	1.57	173.90	192.83	158.94	148.85	166.10	192.83
11	7.5	2.99	110.17	95.83	0.87	1.57	172.53	175.52	141.90	131.87	149.00	175.52
10	0.6	18.20	149.18	132.45	0.89	1.58	235.80	254.00	207.11	195.40	217.69	254.00
10	7.5	2.89	148.25	131.63	0.89	1.58	234.34	237.23	190.63	178.99	201.14	237.23
9	0.6	17.78	201.70	185.68	0.92	1.61	324.22	342.00	275.18	263.97	291.93	342.00
9	7.5	3.31	199.70	183.72	0.92	1.61	320.91	324.22	258.12	246.94	274.66	324.22
8	0.6	17.28	58.42	33.84	0.58	1.34	78.36	95.64	85.85	68.64	84.79	95.64
8	7.5	3.81	57.99	33.59	0.58	1.34	77.78	81.59	71.88	54.80	70.83	81.59
7	0.6	16.70	63.90	36.80	0.58	1.34	85.55	102.25	91.64	72.67	90.44	102.25
7	7.5	4.39	63.43	36.53	0.58	1.34	84.92	89.31	78.78	59.94	77.59	89.31
6	0.6	16.05	68.14	39.06	0.57	1.34	91.10	107.14	95.91	75.55	94.59	107.14
6	7.5	5.04	67.65	38.78	0.57	1.34	90.44	95.48	84.33	64.12	83.02	95.48
5	0.6	14.92	71.02	40.58	0.57	1.34	94.85	109.77	98.11	76.81	96.72	109.77
5	7.4	5.35	70.49	40.28	0.57	1.34	94.14	99.49	87.92	66.78	86.54	99.49
4	0.6	14.11	71.49	40.80	0.57	1.33	95.44	109.54	97.83	76.35	96.42	109.54
4	7.4	6.17	70.96	40.50	0.57	1.33	94.74	100.90	89.28	67.95	87.87	100.90
3	0.6	13.20	68.52	39.13	0.57	1.34	91.50	104.69	93.46	72.89	92.11	104.69
3	7.4	7.07	68.02	38.84	0.57	1.34	90.82	97.89	86.74	66.32	85.40	97.89
2	0.6	12.24	59.56	34.13	0.57	1.34	79.62	91.85	82.04	64.23	80.88	91.85
2	7.4	8.04	59.12	33.88	0.57	1.34	79.03	87.07	77.33	59.66	76.19	87.07
1	0.6	11.09	39.82	22.98	0.58	1.34	53.34	64.44	57.81	46.02	57.07	64.44
1	7.4	9.15	39.50	22.79	0.58	1.34	52.91	62.06	55.48	43.79	54.75	62.06

No se uniformizan los elementos mecánicos de diseño por nivel en vigas y columnas, como se acostumbra en la práctica, ya que esto depende de factores e incertidumbres, los cuales se encuentran fuera del alcance de este trabajo. Vale la pena mencionar que el uniformizar los valores de resistencia cambiaría la distribución de resistencias y por lo tanto la curva de capacidad global de la estructura, modificándose el objetivo de desempeño propuesto. Este punto se encuentra en estudio.

EVALUACIÓN DEL DISEÑO

5.1 CRITERIOS DE EVALUACIÓN

Se evalúa mediante un análisis dinámico no-lineal paso a paso el diseño del edificio obtenido del procedimiento simplificado de diseño sísmico basado en desempeño; para ello se emplea el programa de análisis no-lineal CANNY-E [Li, 1996].

5.1.1 MODELADO DEL COMPORTAMIENTO NO-LINEAL DEL EDIFICIO

El modelado del comportamiento no-lineal usado para representar el desempeño estructural del edificio diseñado se expone a continuación bajo los siguientes criterios:

- i) Se parte de los elementos mecánicos de diseño con resistencias sin uniformizar.
- ii) Se introduce el comportamiento de los elementos estructurales con un modelo de comportamiento histerético bilineal sin degradación de rigidez y resistencia.
- iii) Se emplean modelos de elementos estructurales que consideran la distribución de rigidez constante y elástico lineal a lo largo del elemento estructural, concentrando la no-linealidad en los extremos de los elementos vigas y columnas.
- iv) Se aproxima la matriz de amortiguamiento, $[C]$ mediante una matriz de amortiguamiento proporcional o de Rayleigh $[C] = \alpha[M] + \beta[K]$.

$[M]$ y $[K]$ = Matrices de masa y de rigidez, respectivamente

α y β = Coeficientes de amortiguamiento de Rayleigh.

$$\alpha = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad \beta = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j}$$

Los valores α , β se obtienen de resolver el sistema de ecuaciones siguientes:

$$\begin{cases} \xi_i \\ \xi_j \end{cases} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_i & \omega_i \\ 1/\omega_j & \omega_j \end{bmatrix} \begin{cases} \alpha \\ \beta \end{cases} \quad \text{donde: } \xi_i, \xi_j = \text{razón de amortiguamiento} \\ \omega_i, \omega_j = \text{frecuencias del } i\text{-ésimo y } j\text{-ésimo modo}$$

si: $\xi_i = \xi_j = \xi = 0.005$; y considerando las frecuencias entre los modos que más contribuyen a la respuesta, 1^{er} y 5^{to} modos (último que contribuye $T_5 > 0.4$ s)

$\omega_1 = \omega_1 = 3.8293$ $\omega_5 = \omega_5 = 13.1823$. Resultando finalmente,

$$\alpha = 0.2967346 \quad \beta = 0.0058783 \quad ; \quad [C] = 0.2967346[M] + 0.0058783[K]$$

5.1.2 MODELADO DE ACCIÓN SÍSMICA

El modelado de la acción sísmica considerada para representar el nivel sísmico se expone a continuación bajo los siguientes criterios:

- i) Aunque para el diseño realizado en esta tesis se empleó un espectro de peligro uniforme resultante de 11,000 sismos sintéticos (**Avelar, 2002**), y estrictamente, desde el punto de vista de investigación, la evaluación debería hacerse para una familia de sismos correspondientes a este espectro de diseño, esto es algo que sale de los alcances de esta tesis y por ello, para la evaluación del diseño del edificio, se emplea como demanda sísmica los componentes sísmicos Norte-Sur (**NS**) y Este-Oeste (**EO**) del evento sísmico registrado en la estación SCT el 19 de septiembre de 1985, el cual tiene características que lo colocan dentro de la familia de sismos considerados en la obtención del espectro utilizado para el diseño.
- ii) El edificio se evalúa ante las combinaciones de carga siguientes:
 - a) Evaluación 1 CV + EO + NS
 - b) Evaluación 2 CV + NS + EO
 - c) Evaluación 3 CV + EO - NS
 - d) Evaluación 4 CV + NS - EO

Donde CV corresponde a la carga gravitacional empleada en el diseño

5.2 PARÁMETROS DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

Teniendo en consideración que para realizar el diseño del edificio se empleó un método aproximado, basado en la curva de respuesta de un sistema de referencia de 1 GDL, el desempeño es evaluado con base en algunos parámetros, a nivel global (ductilidad global, desplazamiento de azotea) y a nivel local (distorsión de entrepiso, ductilidad local), comúnmente utilizados para definir el comportamiento estructural de edificios.

Desplazamiento de azotea y ductilidad global

La ductilidad global del edificio (μ_{Δ}) se obtiene como la relación entre el desplazamiento último (Δ_u), definido como el desplazamiento máximo obtenido de los análisis no lineales paso a paso para cada una de las direcciones, y el desplazamiento de fluencia (Δ_y), considerado como el desplazamiento máximo del centro de masas del nivel de azotea, obtenido del análisis modal espectral del modelo sin daño utilizando el espectro elástico de diseño de peligro uniforme reducido por Fe. La tabla 5.1 muestra los valores máximos de desplazamiento y distorsiones de azotea, y de ductilidad global obtenidos. En ella se observan valores máximos de desplazamiento $\Delta_u=0.51$ m y de ductilidad $\mu_{\Delta}=5.80$, aunque esta última es mayor al valor de ductilidad que fue definido como índice de desempeño ($\mu_{\Delta}=4$), hay que recordar que la misma corresponde a una ductilidad modal, por lo que los demás parámetros de desempeño serán de mayor utilidad para evaluar el diseño realizado.

Tabla 5.1 Valores máximos de desplazamientos y ductilidad global.

EVALUACIONES		Desplaz Azotea		Ductidad Global	
		δx	δy	$\mu_{\Delta x}$	$\mu_{\Delta y}$
(CV+EO+NS)	Sent +	0.49	0.18	5.14	1.85
	Sent -	-0.50	-0.19	5.25	2.03
(CV+NS+EO)	Sent +	0.18	0.49	1.93	5.16
	Sent -	-0.20	-0.49	2.06	5.17
(CV+EO-NS)	Sent +	0.50	0.16	5.28	1.73
	Sent -	-0.51	-0.18	5.41	1.85
(CV+NS-EO)	Sent +	0.18	0.48	1.84	5.07
	Sent -	-0.17	-0.47	1.76	4.96

En la figura 5.1, que muestra, en un sistema de unidades compatibles, la superposición de la curva de respuesta del sistema de referencia de 1 GDL y la historia del cortante basal, normalizado respecto a la masa total del edificio, contra el desplazamiento de azotea para cada una de las evaluaciones, se observa la diferencia señalada respecto a la ductilidad global proveniente de los parámetros modales de diseño y del desplazamiento último de la estructura. Se observa, además, que la curva bilineal representa de manera satisfactoria el comportamiento recursivo global de la estructura.

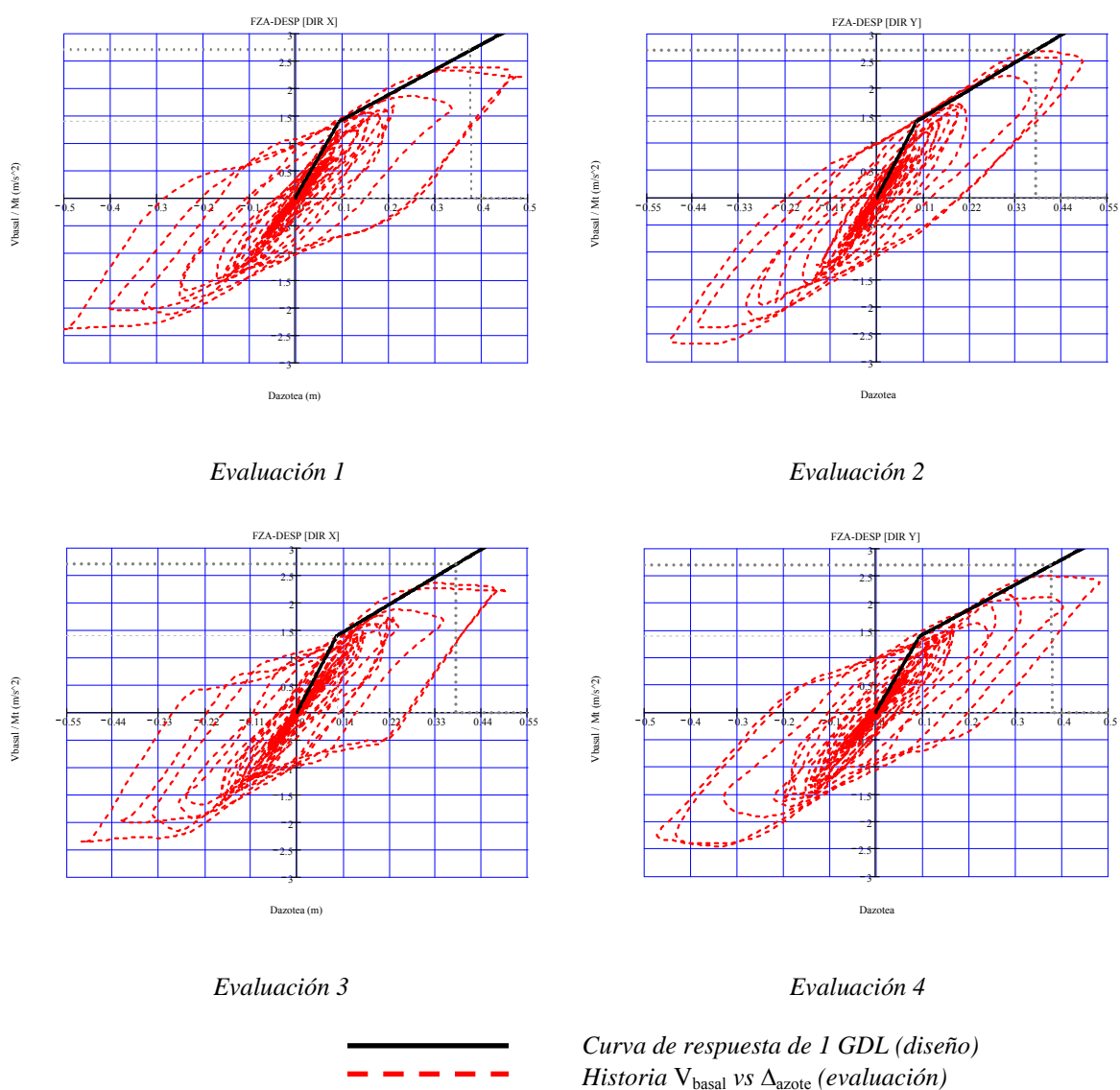


Figura 5.1 Superposición de la curva de respuesta y la historia de V_{basal} vs Δ_{azote} para cada evaluación.

Distorsiones de entrepiso

Un parámetro muy importante en la evaluación del desempeño de una edificación es la distorsión de entrepiso. Mediante este parámetro se puede inferir el daño que experimentan los elementos estructurales. La figura 5.1 muestra las distorsiones para cada nivel de la estructura para cada una de las evaluaciones realizadas, mientras que la figura 5.2 muestra las distorsiones máximas de entrepiso para cada marco de acuerdo a los ejes establecidos en la figura 4.1.

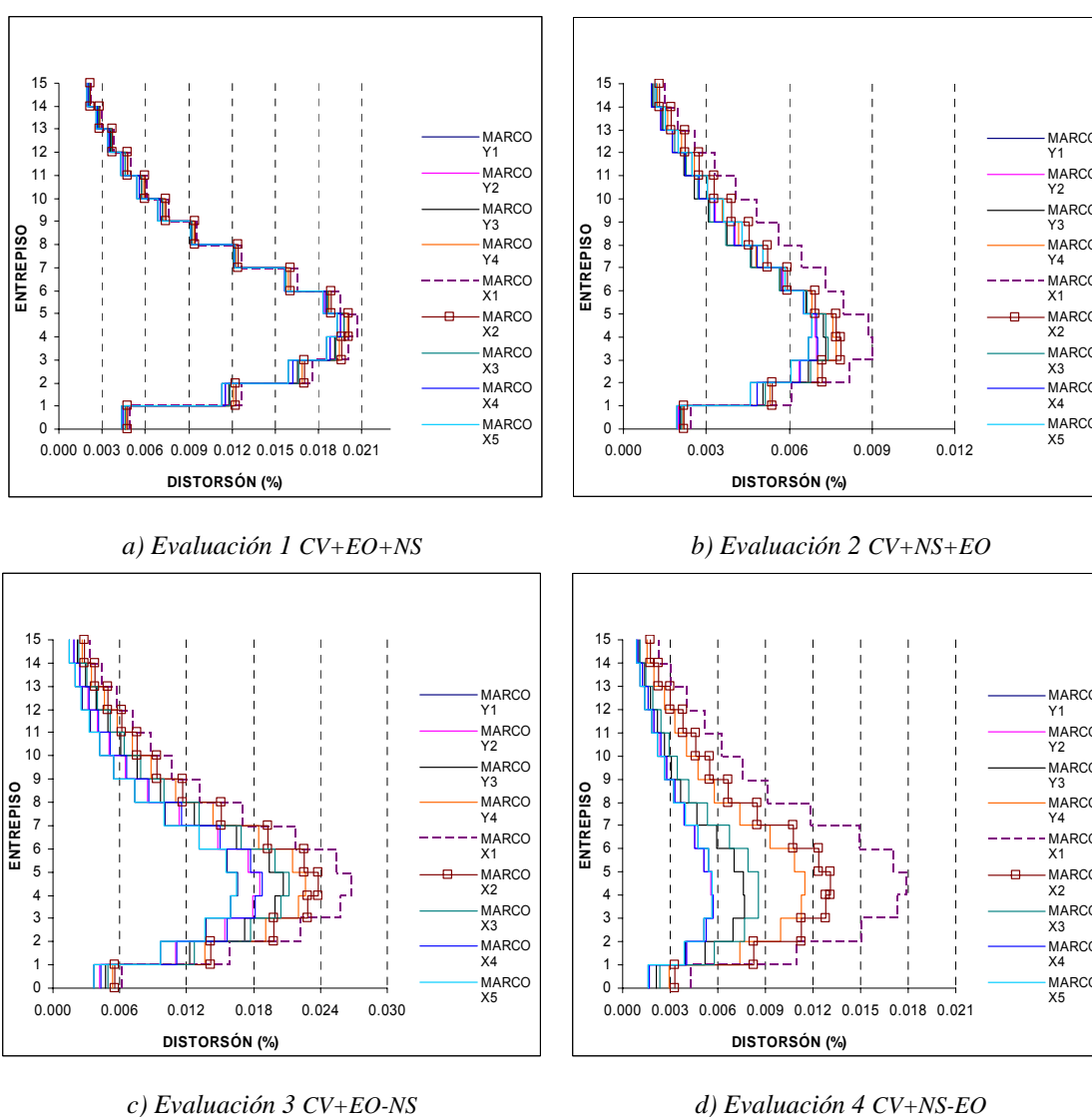


Figura 5.2 Distorsiones máximas de entrepiso para cada marco estructural.

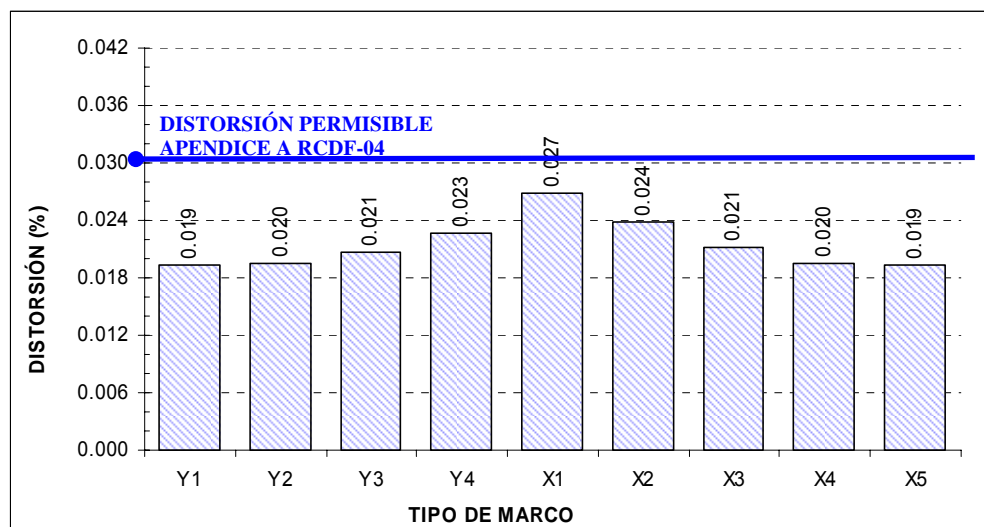


Figura 5.3 Distorsiones máximas para cada marco estructural.

De estas figuras, se infiere que el daño esperado en los marcos es moderado, ya que estos son menores que el valor de la distorsión de entrepiso permisible de 0.030 que para marcos dúctiles de concreto reforzado establece el apéndice A del RCDF-04.

Ductilidad local y distribución última del daño

Las demandas de ductilidad local en los elementos estructurales y la ubicación de articulaciones plásticas en el edificio, dependen principalmente de la distribución de daño propuesta y de la orientación en que se suponen los registros sísmicos al realizar las evaluaciones.

La figura 5.3 muestra, en cada nivel, las demandas de ductilidades en ambos extremos de las vigas y de las columnas, en dirección del eje local de interés dependiendo del tipo de elemento, obtenidas de las evaluaciones 1 y 2. De igual forma, la figura 5.4 muestra estos valores para las evaluaciones 2 y 3.

Se observan demandas de ductilidades de rotación en vigas con un valor máximo de ductilidad de rotación $\mu_{\phi} = 11.3$; y en columnas que no exceden una ductilidad de rotación

de $\mu_\phi = 2.2$. Es posible demostrar que estas demandas de ductilidades de rotación son posibles de lograr mediante un buen detallado sísmico, (Bazán, E. y Meli, R.,2004).

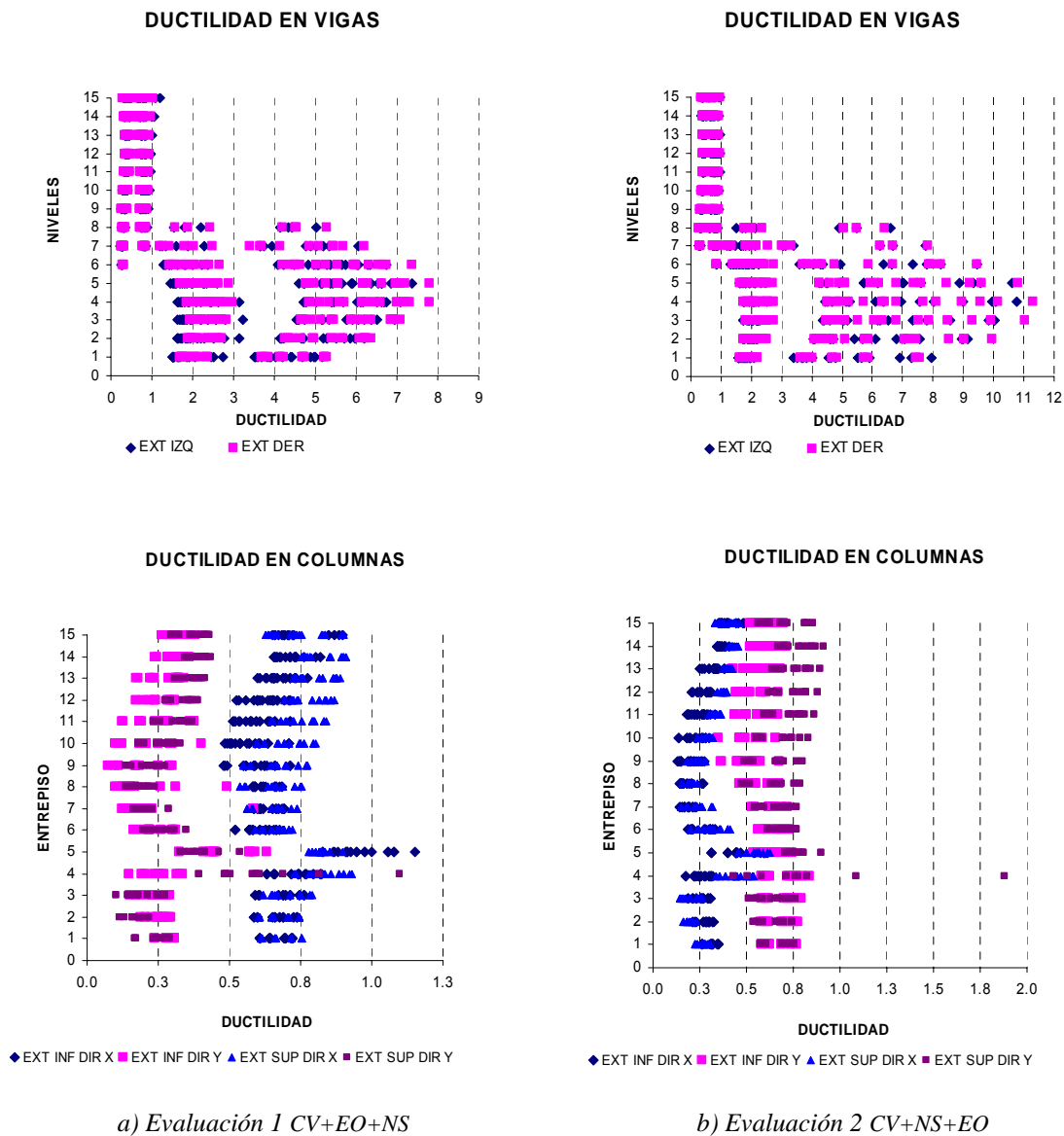
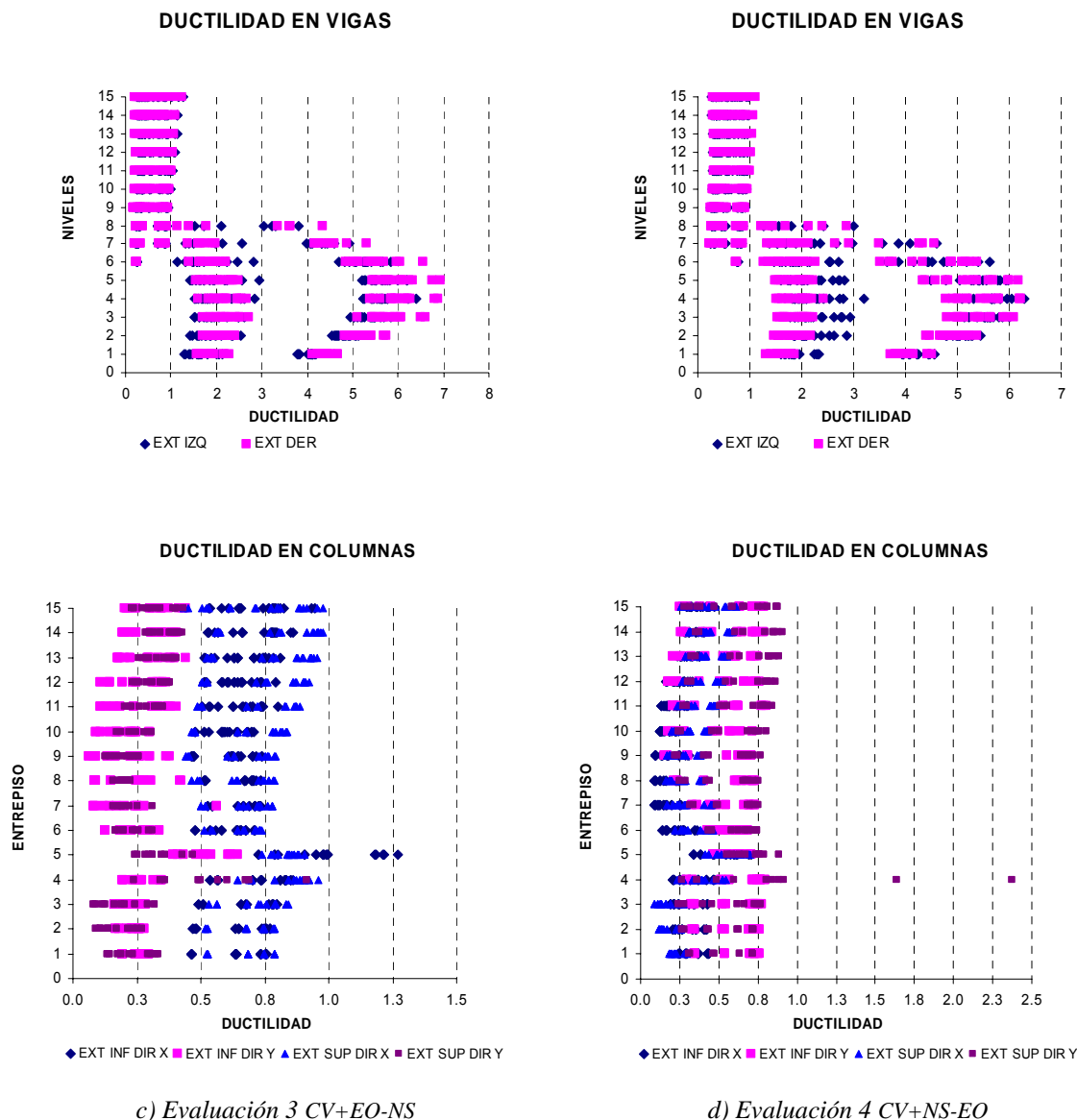


Figura 5.4 Demandas por nivel de ductilidad en los extremos de los elementos para las evaluaciones 1 y 2.



c) Evaluación 3 CV+EO-NS

d) Evaluación 4 CV+NS-EO

Figura 5.5 Demandas por nivel de ductilidad en los extremos de los elementos para las evaluaciones 3 y 4.

Se verifica la distribución de daño propuesta que se pretendía lograr en un principio en el diseño, para ello las figuras siguientes muestran las comparaciones entre la distribución de daño propuesta y la envolvente de la distribución última del daño resultante de las evaluaciones realizadas.

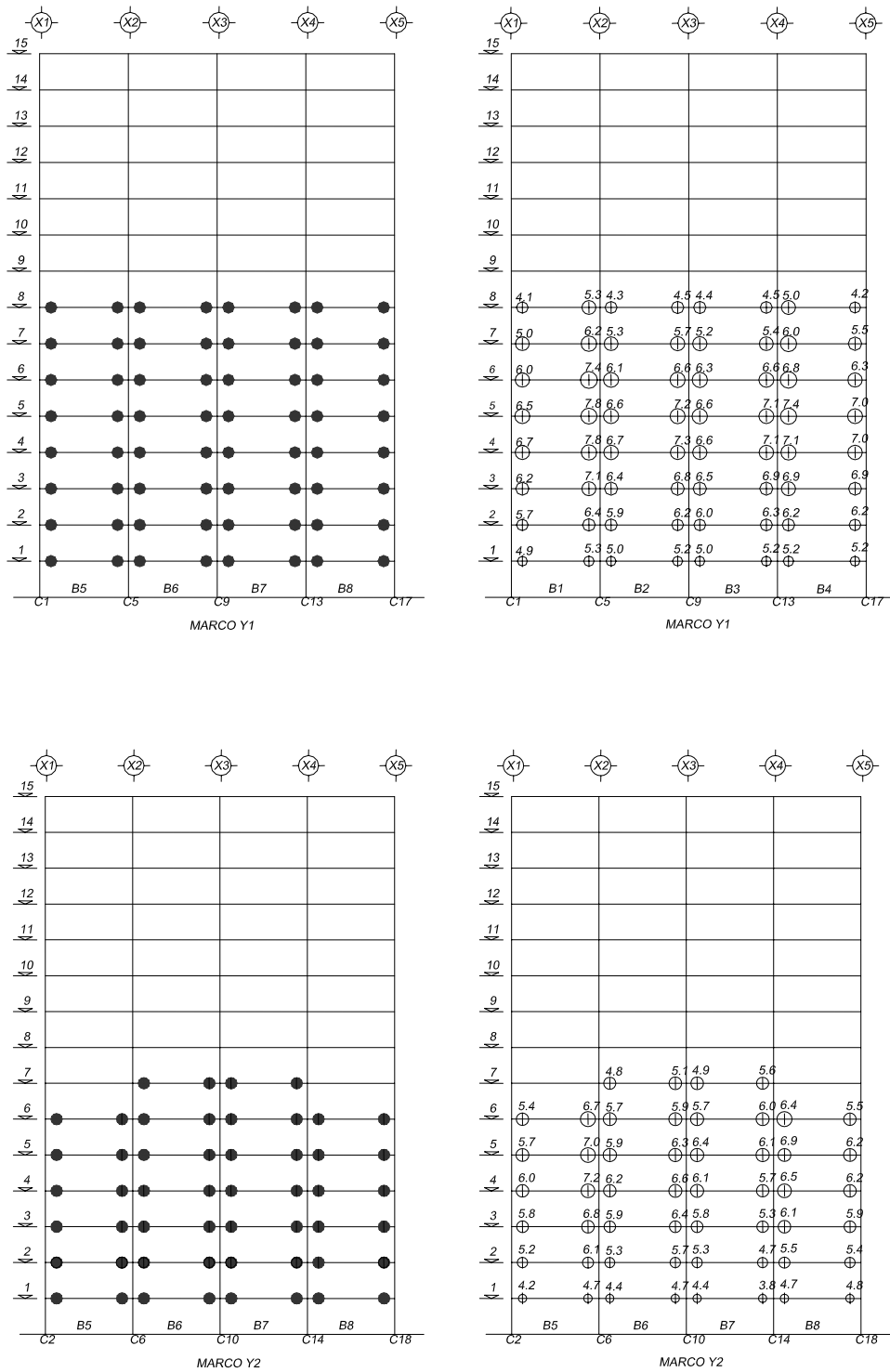


Figura 5.6 Daño propuesto y envolvente del daño resultante para los marcos Y1 y Y2

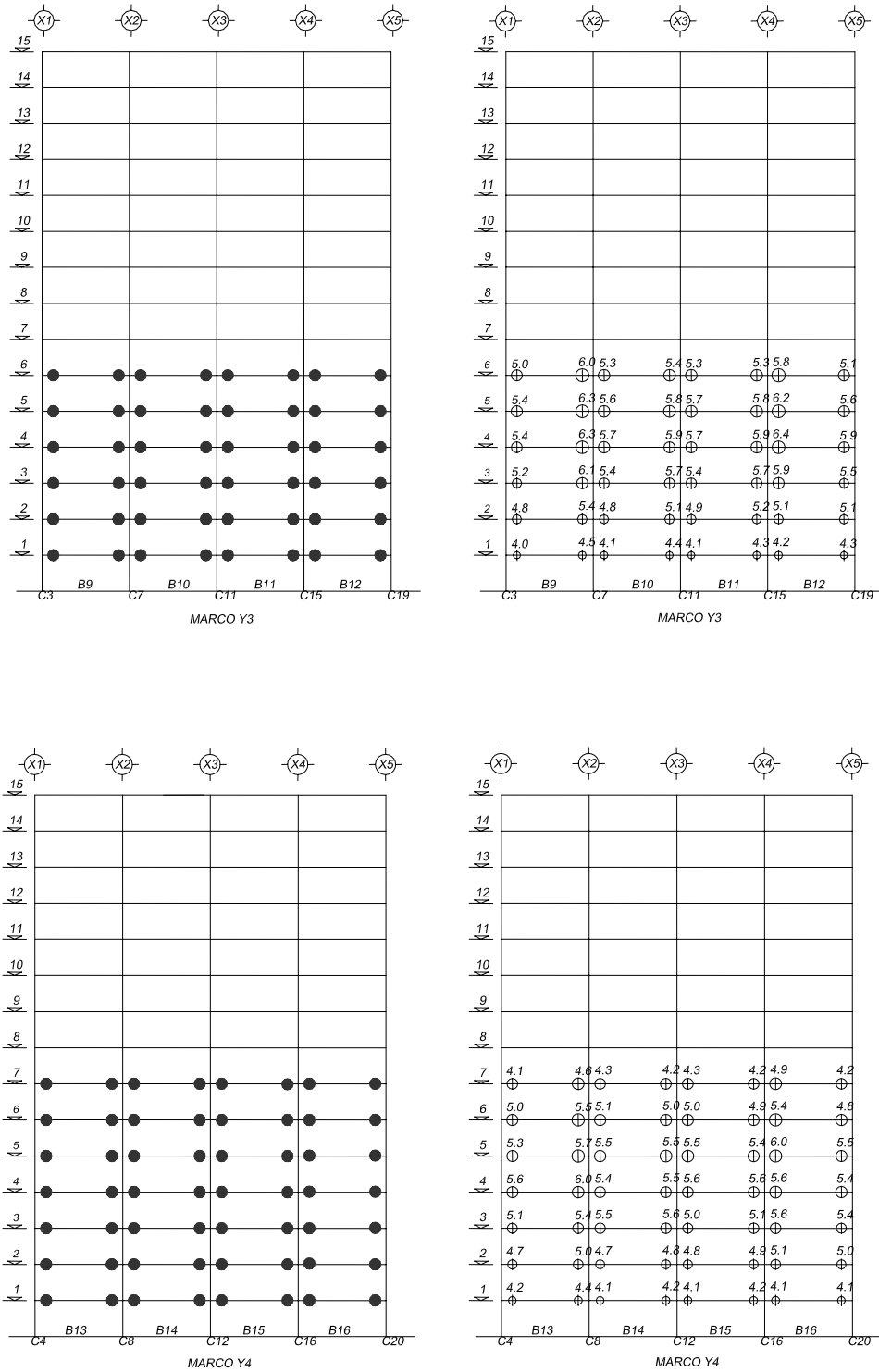


Figura 5.7 Daño propuesto y envoltorio del daño resultante para los marcos Y3 y Y4.

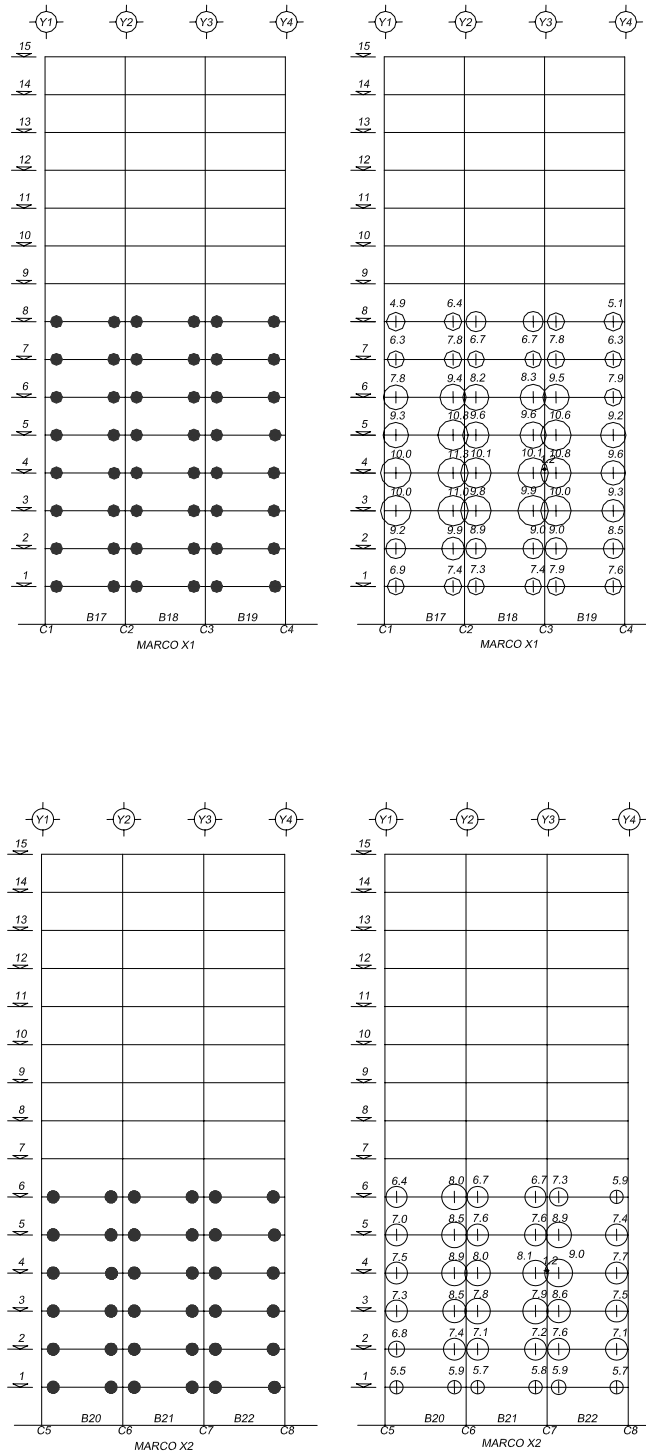


Figura 5.8 Daño propuesto y envolvente del daño resultante para los marcos X1 y X2.

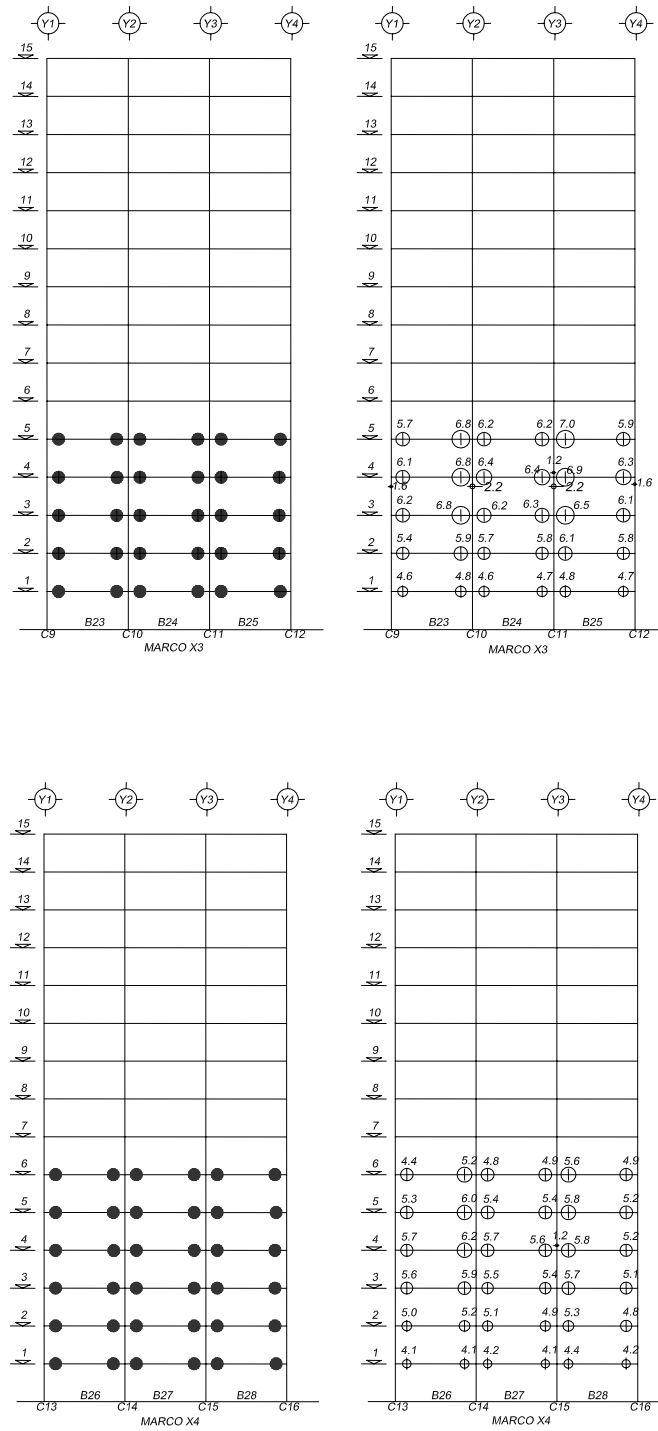


Figura 5.9 Daño propuesto y envolvente del daño resultante para los marcos X3 y X4.

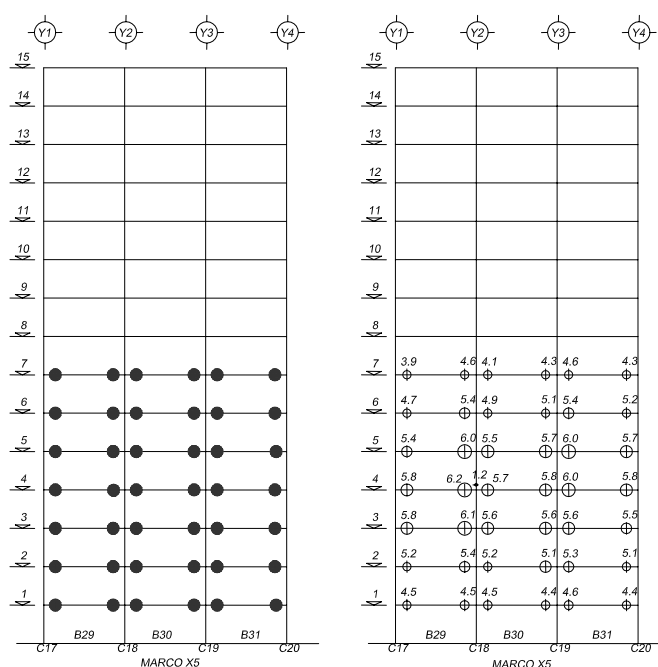


Figura 5.10 Daño propuesto y envolvente del daño resultante para los marcos X5.

Recordando que el método de diseño empleado es un método aproximado, al comparar la ubicación de las demandas de ductilidades máximas de rotación que resultan de la evaluación con la distribución de daño propuesta en el proceso de diseño, se observa que en las vigas las articulaciones plásticas se presentaron exactamente donde se propusieron y que se presentaron articulaciones plásticas en algunas columnas, pero con poca demanda de ductilidad de rotación. Estas últimas, se presentaron en los marcos estructurales, de menor rigidez lateral, más cercanos al centro de torsión del edificio (marcos transversales X3, X4 y X5) cuando la orientación del registro sísmico se supuso actuando en dirección y.

Al evaluar los valores de los parámetros de desempeño estudiados, se concluye que el desempeño estructural a nivel global y local es aceptable.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En esta tesis se validó una metodología para el diseño sísmico de edificios asimétricos propuesta por (Ayala,2001). De la descripción, aplicación y validación de la metodología propuesta se desprenden las siguientes conclusiones:

- Al comparar los resultados obtenidos de los análisis no lineales paso a paso con aquellos obtenidos con el procedimiento aproximado de **DSBD** propuesto en esta tesis, se concluye que se logró cumplir con el objetivo de diseño establecido para el ejemplo de aplicación, ya que, ante las evaluaciones realizadas, el edificio mostró gran capacidad de deformación y se tuvo control del daño, al mantenerse la estabilidad estructural mediante la formación del mecanismo estable de falla prescrito. Lo anterior resulta consistente con los requerimientos del nivel de desempeño de seguridad de vidas que se formuló como objetivo de diseño;
- El método obtiene resultados aceptables y suficientemente aproximados a los objetivos a pesar de que el comportamiento de la estructura incursiona de manera importante en el rango no lineal;
- Este método podría ser aplicado de forma iterativa para equilibrar los costos de construcción y reparación del daño en los edificios, inducido por las acciones sísmicas. Si el método es aplicado de esta forma, en caso de requerirse, se podría tener mayor aproximación en cuanto a la ductilidad modal objetivo y la ductilidad global del edificio al modificar las demandas de resistencias impuestas por el espectro de diseño empleado;

- 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;
- La metodología considera la contribución en la respuesta de los modos superiores de vibrar en la determinación de los elementos mecánicos de diseño;
- Es aplicable a estructuras tanto regulares como irregulares, aunque, estrictamente, las estructuras regulares presenta problemas de torsión accidental, convirtiéndolas en estructuras irregulares;
- Se toma en cuenta una la no linealidad simplificada mediante el agrietamiento de los elementos estructurales;
- El método utiliza un espectro de peligro uniforme correspondiente a un evento sísmico de gran magnitud, sismo extraordinario, característico del peligro sísmico de la Ciudad de México y caracterizado por una función de tipo $R/m(T, \beta, \mu, \nu)$, el cual proporciona, en función del periodo de vibración, la resistencia requerida para alcanzar el nivel de desempeño considerado, tomando en cuenta la relación de la rigidez de pos-fluencia a la rigidez inicial de la estructura, un índice de desempeño definido y la tasa de excedencia del nivel de desempeño;
- La definición de la curva de respuesta del sistema de referencia de 1 GDL depende de una distribución particular del daño estructural incluida en el modelo mediante articulaciones plásticas en los extremos de los elementos;
- Una ventaja en la aplicación del procedimiento de diseño es el considerar dos etapas del comportamiento estructural, la etapa inicial o elástica y la etapa que representa la estructura dañada. Además, toma en cuenta la rigidez de pos-fluencia de la estructura

aportada por los elementos estructurales que permanecen sin daño hasta alcanzarse la capacidad última.

Es importante mencionar, que aunque en esta tesis se ha descrito y validado la metodología, 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 diseño sísmico;
- Incluir en la metodología los efectos de segundo orden ($P-\Delta$ e interacción suelo estructura);
- Es importante incursionar en los criterios para uniformizar los elementos mecánicos de diseño que no modifiquen las condiciones de desempeño establecidas;
- Se deben realizar las investigaciones de lugar con las cuales se puedan elaborar guías para proponer la distribución del daño, al momento de construir la curva de respuesta del sistema de referencia de 1 GDL;
- Acorde con la filosofía del diseño sísmico basado en desempeño, que busca el cumplimiento de varios objetivos de diseño, como primer paso podría verificarse si el diseño obtenido para el nivel de desempeño fijado en esta tesis (**estado límite seguridad de vidas**) satisface otros niveles de desempeño ante los niveles de diseño sísmicos correspondientes y como segundo paso, se podría trabajar en la definición de índices de desempeño adecuados al nivel de desempeño para el que se desea diseñar.

REFERENCIAS

[Avelar, 2002]

Avelar, C. (2002). *Determinación de espectros de diseño de utilidad en el diseño sísmico basado en desempeño*, Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), Posgrado en Ingeniería, UNAM, México.

[Ayala,2001]

Ayala, G. (2001). *Evaluación del desempeño sísmico de estructuras, un nuevo enfoque*, Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, Vol. 17, pp. 285-303.

[Ayala, G. y Sandoval,1999]

Ayala, G. y Sandoval, P. (1999). *Procedimiento de diseño sísmico por desempeño*, Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Morelia, Michoacán, pp.1136-1145.

[Ayala, G. y Basilio,2002]

Ayala, G. y Basilio, I. (2002). *Diseño sísmico por desempeño de marcos de edificios altos*, Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, Jalisco, en CD.

[Ayala,G. y Tavera, 2002]

Ayala, G. y Tavera, E. (2002). *Método simplificado de evaluación sísmica de edificios asimétricos*, Revista Mexicana de Ingeniería Sísmica Núm. 67 1-23.

[Bazán, E. y Meli, R. 2004]

Bazán, E. y Meli, R. (2004). *Diseño Sísmico de Edificios*, Editorial LIMUSA, México, D.F.

[Chopra, A. 2000]

Chopra, A. (2000). *Dynamics of structures: theory and applications to Earthquake engineering*, Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, Nueva Jersey.

[Chopra y Goel, 1999]

Chopra. A. K. y Goel. R. K. (1999). *Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of structures: SDF system*. Report PEER-1999/02, Pacific earthquake engineering research center, College of Engineering, University of California, Berkeley.

[Fajfar, 1999]

Fajfar, P. (1999). *Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 28, pp 979-993.

[Fajfar, 2000]

Fajfar. P. (2000). *A nonlinear analysis method for performance-based seismic design*. Earthquake Spectra. pp 573-592.

[FEMA 273]

FEMA 273. (1997). *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C., Federal Emergency Management agency.

[FEMA 274]

FEMA 274. (1997). *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C., Federal Emergency Management agency.

[Freeman, 1995]

Freeman. S. A. (1995). *Recommended methodology for seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings*. Applied Technology Council (ATC-40).

[Islas, 2003]

Islas Hernández A. (2003). *Efectos de la variación de la distribución en planta de las resistencias en la respuesta sísmica inelástica de edificios torsionalmente acoplados*. Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), Posgrado en Ingeniería, UNAM, México.

[Li, K. N. 1996]

Li, K. N. (1996). *CANNY-E. and User's Manual, Three-dimensional nonlinear dynamic structural analysis computer program package*, Canny Consultants PTE. LTD, Singapore.

[Moehle, 1992]

Moehle, J.P. (1992), *Displacement Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes*. Earthquake Spectra, 8 (3), pp. 403-428.

[Niño, 2003]

Niño Lázaro M. P. (2003). *Aplicación de espectros de peligro uniforme en el diseño sísmico de edificios basado en desempeño*. Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), Posgrado en Ingeniería, UNAM, México.

[Paulay, 1996]

Paulay, T. (1996). *Seismic design of concrete structures the present needs of societies*. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, No.2001.

[Priestley, 2000]

Priestley M. (2000) "Performance Based Seismic Design" Memorias de la 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, Nueva Zelanda, febrero.

[Quiroz, 2004]

Quiroz A. (2004). *Espectros de diseño coherentes con la filosofía de diseño sísmico basados en desempeño*. Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), Posgrado en Ingeniería, UNAM, México.

[RCDF, 2004]

RCDF. (2004). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo RCDF y NTC*.

[Reyes, 1999]

Reyes, J. C. (1999). *El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios*, Tesis doctoral en Ingeniería (Estructuras), Posgrado en Ingeniería, UNAM, México.

[Rosenblueth y Contreras, 1977]

Rosenblueth, E. y Contreras, H. (1977). *Approximate Design for Multicomponent Earthquake*. Journal of the Engineering Mechanics Division, 103 No. EM5, pp. 881-893.

[SEAOC, 1995]

SEAOC, 1995. *Vision 2000. Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. Structural Engineers Association of California, Sacramento, Cal.

[Sandoval, 2000]

Sandoval, P. (2000). *Procedimiento de Diseño Sísmico por Desempeño, basado en un Método Simplificado de Análisis No Lineal*. Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), DEPI, UNAM, México.

[Tavera, 2001]

Tavera, E. A. (2001). *Análisis sísmico no-lineal simplificado de edificios asimétricos*. Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), Posgrado en ingeniería, UNAM, México.

[Terán, 2002]

Terán, G. (2002). *Diseño por desempeño: Antecedentes*. Conceptos generales y perspectivas. VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuernavaca Morelos, México.

[Torres, 2003]

Torres, L. (2003). *Procedimiento de diseño sísmico basado en desempeño de edificios asimétricos*. Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), Posgrado de ingeniería, UNAM, México.

[Wilson, Suharwardy y Habibullah 1995]

Wilson, E.L., Suharwardy, I. y Habibullah, A. (1995), A Clarification of the Orthogonal Effects in a Three-Dimensional Seismic Analysis. *Earthquake Spectra*, 11 (4), pp. 659-666.

[Valdés, 2004]

Valdés, J. (2004). *Análisis de efectos sísmicos ortogonales horizontales en terreno blando de la ciudad de México*. Tesis Doctoral en Ingeniería (Estructuras), Posgrado de ingeniería, UNAM, México.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1	Objetivos de diseño sísmico basados en desempeño (Visión 2000, SEAOC1995)	9
Figura 3.1	Pendientes de las ramas elástica e inelástica de la curva de respuesta	16
Figura 3.2	Obtención de la resistencia de fluencia	17
Figura 3.3	Curva de respuesta completa	18
Figura 3.4	Determinación de los elementos mecánicos de diseño	20
Figura 3.5	Determinación del factor de escala F_e	21
Figura 3.6	Determinación del factor de escala F_i	21
Figura 4.1	Vista en planta del edificio	27
Figura 4.2	Vista en elevación del edificio	27
Figura 4.3	Daño propuesto en marcos X1 al X5	31
Figura 4.4	Daño propuesto en marcos Y1 al Y4	32
Figura 4.5	Variación del parámetro β para los modos de vibrar del edificio	33
Figura 4.6	Primeras tres formas modales del modelo inicial y el modelo con daño	34
Figura 4.7	Ramas de la curva de respuesta del sistema de referencia de 1GDL	35
Figura 4.8	Espectro de peligro uniforme para $\mu=4$ y $\beta=0.30$	35
Figura 4.9	Obtención de la resistencia de fluencia	36
Figura 4.10	Curva de respuesta completa del sistema de referencia	37
Figura 4.11	Espectro elástico de diseño de peligro uniforme y espectro reducido por F_e	38
Figura 4.12	Espectro elástico de diseño de peligro uniforme y espectro reducido por F_i	38
Figura 5.1	Superposición de la curva de respuesta y la historia de V_{basal} vs Δ_{azote} para cada evaluación	45
Figura 5.2	Distorsiones máximas de entrepiso para cada marco estructural	46
Figura 5.3	Distorsiones máximas para cada marco estructural	47
Figura 5.4	Demandas por nivel de ductilidad en los extremos de los elementos para las evaluaciones 1 y 2	48
Figura 5.5	Demandas por nivel de ductilidad en los extremos de los elementos para las evaluaciones 3 y 4	49
Figura 5.6	Daño propuesto y envolvente del daño resultante para los marcos Y1 y Y2	50

Figura 5.7	Daño propuesto y envolvente del daño resultante para los marcos Y3 y Y4	51
Figura 5.8	Daño propuesto y envolvente del daño resultante para los marcos X1 y X2	52
Figura 5.9	Daño propuesto y envolvente del daño resultante para los marcos X3 y X4	53
Figura 5.10	Daño propuesto y envolvente del daño resultante para los marcos X5	54

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1	Propiedades efectivas en secciones de elementos de concreto reforzado [Paulay, 1996]	28
Tabla 4.2	Propiedades de los materiales	29
Tabla 4.3	Dimensiones de elementos estructurales	29
Tabla 4.4	Pesos y masas de los niveles del edificio	29
Tabla 4.5	Distribución del daño propuesto	30
Tabla 4.6	Elementos mecánicos a analizar en vigas y columnas	39
Tabla 4.7	Elementos mecánicos M3 en vigas B1 (T-m).	40
Tabla 4.8	Cálculo de elementos mecánicos de diseño M3 en vigas B1 (T-m)	41
Tabla 5.1	Valores máximos de desplazamientos y ductilidad global	44