



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – INGENIERÍA SÍSMICA

MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO MULTINIVEL
DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO
BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
DOCTOR EN INGENIERÍA

PRESENTA:
JOSÉ ERIBAN BARRADAS HERNÁNDEZ

TUTOR PRINCIPAL
AMADO GUSTAVO AYALA MILIÁN, INSTITUTO DE INGENIERÍA
COMITÉ TUTOR
DR. MARIO GUSTAVO ORDAZ SCHROEDER, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. OSCAR LÓPEZ BATIZ, CENAPRED
DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. DARIO RIVERA VARGAS, FES ACATLAN

MÉXICO, D. F. DICIEMBRE DE 2013

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Mario Ordaz Schroeder

Secretario: Dr. Oscar López Bátiz

1er. Vocal: Dr. A. Gustavo Ayala Milián

2do. Vocal: Dr. Orlando Javier Díaz López

3er. Vocal: Dr. Darío Rivera Vargas

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN

FIRMA

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología el apoyo económico recibido durante mis estudios de posgrado, así como el patrocinio del proyecto CONACyT # 82839 “Desarrollo del marco conceptual, modelos teóricos y métodos simplificados para la evaluación y el diseño sísmico de estructuras basado en desempeño” del que forma parte este trabajo.

Agradezco al Instituto de Ingeniería y a la Dirección General de Estudios de Posgrado de la Universidad Nacional Autónoma de México por todas las oportunidades y apoyos económicos otorgados para llevar a cabo este trabajo de investigación doctoral.

Agradezco al Dr. A. Gustavo Ayala Milián, director de esta tesis, por compartir su tiempo y conocimientos conmigo discutiendo los diversos temas académicos que me han formado como profesionalista.

Agradezco al Drs. Darío Rivera Vargas, Orlando Díaz López, Oscar López Batiz y Mario Ordaz Schroeder por la revisión minuciosa y los invaluable comentarios que enriquecieron el contenido de este trabajo.

Finalmente agradezco al grupo de trabajo del Dr. G. Ayala por las discusiones entabladas sobre los distintos temas académicos y por la retroalimentación obtenida de ellas.

RESUMEN

En esta tesis se discuten en primera instancia, algunas deficiencias que se presentan en la definición de las acciones sísmicas de diseño, así como en el procedimiento de diseño sísmico estipulado en el Apéndice A del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal del 2004. Con el propósito de salvar una de las deficiencias que presenta el procedimiento de diseño, que consiste en ignorar la correlación que existe entre la rigidez efectiva a flexión y la resistencia de fluencia de los elementos que forman parte de estructuras de concreto reforzado; se propone un procedimiento iterativo para incluir dicha correlación.

Con la finalidad de ofrecer una definición alterna de las acciones sísmicas de diseño correspondientes a los estados límite de servicio y de falla o de prevención del colapso estipuladas en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal del 2004; en esta tesis se calculan espectros de peligro uniforme correspondientes a niveles de desempeño definidos por demandas de ductilidad constante e iguales a uno y a cuatro, los cuales corresponden a los estados límite de prevención del colapso y de servicio, respectivamente. Las demandas sísmicas de diseño definidas por estos espectros son más congruentes con la actual filosofía del diseño sísmico basado en desempeño. Para el cálculo de estos espectros se utilizan registros acelerográficos sintéticos correspondientes a sismos de diferentes magnitudes, que se obtienen con un método de simulación sísmica que emplea registros de sismos pequeños como funciones de Green empíricas.

Existe la posibilidad de que las mejoras propuestas en esta tesis al procedimiento de diseño sísmico estipulado en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal del 2004, no sean suficientes para garantizar cabalmente los parámetros de desempeño establecidos en el estado límite de prevención del colapso, ya que se necesita de un conocimiento suficientemente preciso de la capacidad dúctil y de la sobrerresistencia de la estructura a diseñar, los cuales varían significativamente con las características de la estructura. Por otra parte, la mayoría de los métodos de diseño sísmico basados en desempeño disponibles en la actualidad, o no consideran explícitamente en el diseño el cumplimiento del estado límite de servicio, o son de una complejidad tal que se dificulta su implementación en la práctica del diseño sísmico. Debido a la necesidad de disponer de procedimientos de diseño sísmicos alternos, que sean capaces de garantizar razonablemente los parámetros de desempeño establecidos para los estados límite de diseño, y que además sean fáciles de implementar en práctica del diseño sísmico; en la parte final de esta tesis se desarrolla y valida un procedimiento de diseño sísmico de estructuras reticulares basado en desplazamientos, que permite considerar explícitamente los dos estados límite de diseño estipulados en los reglamentos y sus correspondientes niveles de diseño sísmico. Este método se fundamenta en conceptos básicos de la dinámica estructural y considera, de manera aproximada, la contribución de los modos superiores al desempeño de la estructura mediante el uso de análisis modales espectrales; por lo que puede implementarse fácilmente en la práctica del diseño mediante herramientas de cómputo de análisis estructural, disponibles comercialmente.

En esta tesis se concluye que las mejoras hechas al procedimiento de diseño sísmico estipulado en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal del 2004, permiten considerar adecuadamente la correlación entre la rigidez efectiva a flexión y la resistencia de fluencia de elementos que forman parte de estructuras de concreto reforzado. Se concluye también que la definición de la demanda sísmica mediante espectros de peligro uniforme, representa una mejora en la forma de cómo se han definido hasta el

momento estas demandas, esto es, considerando tasas de excedencias de un índice de desempeño y no tasas de excedencia de intensidades sísmicas.

Finalmente, de la aplicación y validación del método de diseño sísmico propuesto, se concluye que es posible obtener resultados aceptables, similares a los obtenidos de análisis dinámicos no lineales paso a paso para un conjunto de registros acelerográficos.

Palabras clave: diseño sísmico basado en desplazamientos; comportamiento no lineal, curva de capacidad, sistema de referencia de un oscilador de un grado de libertad, análisis modal espectral.

ABSTRACT

In this thesis are discussed in the first instance, some deficiencies that arise in defining design seismic actions, as well as seismic design procedure specified in the Appendix A of the México City building code. In order to overcome the shortcomings of the design procedure, which ignores the correlation between effective flexure stiffness and yield's moment of the elements that are part of reinforced concrete structures; we propose a iterative procedure to include this correlation.

In order to provide an alternative definition of the design seismic action corresponding to the serviceability and collapse prevention limit states specified in the Appendix A of the México City building code, in this thesis are calculated uniform hazard spectra corresponding performance levels defined by ductility demands constant and equal to one and four, which correspond to serviceability and collapse prevention limit states, respectively. Seismic demands defined by these spectra are consistent with the current philosophy of seismic design performance-based. For the calculation of these spectra are used synthetic records corresponding to earthquakes of different magnitudes, which are obtained with a simulation method that uses seismic records small earthquakes as empirical Green's functions.

There is the possibility that the improvements to the seismic design procedure proposed in this thesis, are not sufficient to fully guarantee the performance parameters established in the collapse prevention limit states, because a knowledge accurate enough of the ductile capacity and overstrength's structure are required, which varies significantly with the characteristics of the structure. Moreover, most seismic design performance-based methods available today, or not explicitly considered in the design compliance for service limit state, or are of such complexity that hampers their implementation in practice seismic design. Due to the need for seismic design procedures alternative, which are able to reasonably ensure established performance parameters for limit state design, and also that are easy to implement in seismic design practice; at this thesis it is developed and validated a procedure for seismic design of frame structures based on displacement, which allows explicitly consider both limit states stipulated in the code and corresponding seismic design levels. This method is based on basic concepts of structural dynamics and considered, approximately, higher modes contribution to the performance of the structure by using modal spectral analysis, so it can be easily implemented into design practice using structural analysis software commercially available.

In this thesis it is concluded that the improvements made to the seismic design procedure stipulated in the México City building code, allow adequately consider the correlation between effective flexure stiffness and yield's moment of elements that are part of reinforced concrete structures. It was also concluded that the definition of the seismic demand by uniform hazard spectra, represents an improvement in the defined how these demands have been defined, that is, considering rates of exceedence of a performance index and not of intensities.

Finally, from the implementation and validation of the proposed seismic design method, it is concluded that it is possible to obtain acceptable results similar to those obtained from step by step nonlinear dynamic analysis to a set of seismic records.

Keywords: displacement based seismic design, nonlinear behavior, capacity curve, reference system single degree of freedom oscillator, modal spectral analysis.

ÍNDICE GENERAL

1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1.	Antecedentes	1
1.2.	Planteamiento del problema	2
1.3.	Objetivos del trabajo.....	3
2.	MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN FUERZAS.....	4
2.1.	Descripción.....	4
2.2.	Aspectos adicionales que influyen en el insatisfactorio desempeño de estructuras diseñadas de acuerdo a los lineamientos de las NTCDS-2004, y solución propuesta.....	7
2.3.	Mejoras al procedimiento incorporando la correlación entre la rigidez efectiva a flexión y la resistencia de elementos de estructuras formadas por marcos rígidos de concreto reforzado.....	10
2.3.1.	Revisión de la literatura técnica sobre los estudios más relevantes para la determinación del momento de inercia efectivo de columnas y vigas de concreto reforzado	12
2.3.2.	Rigidez efectiva de columnas que forman parte de marcos dúctiles.....	16
2.3.3.	Selección de expresiones para el cálculo del momento de inercia efectivo de los elementos estructurales.....	17
2.3.4.	Criterios y procedimiento propuesto para incorporar la correlación entre la rigidez efectiva y la resistencia de los elementos en el procedimiento de diseño.....	22
2.3.5.	Ejemplos de aplicación	24
3.	DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO.....	32
3.1.	Generalidades	32
3.2.	Estados límite o niveles de desempeño.....	32
3.3.	Sismos de diseño o niveles de diseño sísmico	33
3.4.	Objetivos de diseño u objetivos de desempeño	34
3.5.	Cualidades de los métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos y/o deformaciones	35
3.6.	Descripción de los métodos de diseño sísmico multinivel basados en deformaciones más relevantes y sus limitantes	37
3.6.1.	Método de diseño propuesto por Panagiotakos y Fardis	37

3.6.2.	Método de diseño propuesto por Kappos et al.....	38
4.	MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO MULTINIVEL BASADO EN DESPLAZAMIENTOS..	42
4.1.	Fundamentos.....	42
4.1.1.	Hipótesis de trabajo	42
4.2.	Resumen del procedimiento de análisis y diseño sísmico propuesto	43
4.3.	Consideraciones e hipótesis adicionales para la aplicación del procedimiento de diseño propuesto.....	46
4.3.1.	Modelación simplificada del daño estructural.....	46
4.3.2.	Postulación de una distribución de daño aceptable para el estado límite de prevención del colapso y determinación de las resistencias de diseño de las columnas	46
4.3.3.	Resistencia y ductilidad de desplazamiento de los modos superiores.....	48
4.3.4.	Propiedades de secciones de concreto reforzado	50
4.4.	Niveles de diseño sísmico.....	54
4.4.1.	Obtención de un espectro de diseño asociado al estado límite de servicio con tasa uniforme de exceder una ductilidad de desplazamiento de uno, considerando las incertidumbres en las propiedades mecánicas del sistema estructural.....	55
4.4.2.	Obtención de espectros inelásticos de diseño asociados al estado límite de prevención del colapso con tasa uniforme de exceder distintas ductilidades de desplazamiento, considerando las incertidumbres en las propiedades mecánicas del sistema estructural	74
4.5.	Descripción del procedimiento.....	77
4.5.1.	Diseño para el Estado Límite de Servicio	77
4.5.2.	Caracterización del estado de fluencia estructural incipiente	77
4.5.3.	Diseño para el Estado Límite de Prevención del colapso.....	80
4.5.4.	Caracterización de la curva de capacidad de la estructura.....	81
4.6.	Ejemplos de aplicación.....	83
4.6.1.	Modelos estructurales considerados	83
4.6.2.	Acciones sísmicas de diseño	84
4.6.3.	Aplicación del procedimiento de análisis y diseño sísmico.....	86
4.7.	Validación del procedimiento	89
4.7.1.	Registros acelerográficos considerados	90

4.7.2.	Modelos matemáticos de las estructuras para los análisis dinámicos inelásticos paso a paso	90
4.7.3.	Presentación y discusión de resultados	91
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	94
5.1.	Conclusiones.....	94
5.2.	Recomendaciones	99

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Respuesta cortante basal normalizado-distorsión en la azotea de una estructura (adaptada de Uang, 1991)	5
Figura 2.2: Relación entre la rigidez efectiva y la resistencia a flexión de secciones de concreto reforzado con el mismo peralte.	6
Figura 2.3: Diagrama de flujo del procedimiento de diseño sísmico basado en fuerzas.....	7
Figura 2.4: Comparativa de los espectros de diseño indicados en el apéndice A de las NTCDS-2004 para los estados límite de falla y de servicio en algunos sitios del valle de México	8
Figura 2.5: Valor de Q' para $Q=4$ y diversos valores de T_s (tomada de Ordaz et al., 2003)	9
Figura 2.6: Representación gráfica del procedimiento de análisis y diseño por tanteos e iterativo, necesario para considerar la correlación entre la resistencia a flexión y la rigidez efectiva de los miembros estructurales, adecuada para cumplir la distorsión permisible de diseño	11
Figura 2.7: Representación gráfica del procedimiento de análisis por tanteos, necesario para determinar la rigidez efectiva de los miembros adecuada para cumplir la distorsión permisible de diseño.	11
Figura 2.8: Variación de las relaciones EI_{flex}/EI_g y EI_{eff}/EI_g , con la relación de carga axial, para diferentes propiedades de los materiales y/o parámetros de la sección transversal	16
Figura 2.9: Propiedades de la sección transversal de un miembro de concreto reforzado.	19
Figura 2.10: Relaciones esfuerzo-deformación de los materiales considerados.....	20
Figura 2.11: Graficas de las diferentes ecuaciones para el cálculo de la relación EI_{eff}/EI_g	22
Figura 2.12: Diagrama de flujo del procedimiento iterativo de análisis y diseño sísmico basado en fuerzas	23
Figura 2.13: Configuraciones en planta y elevación del edificio que contiene al marco estructural que se estudia (dimensiones en metros).....	25
Figura 2.14: Acciones sísmicas correspondientes a los estados límite de diseño	25
Figura 2.15: Relaciones I_{eff}/I_g obtenidas en cada una de las iteraciones requeridas en el procedimiento iterativo.	28
Figura 2.16: Armados requeridos para proporcionar las resistencias de diseño a los miembros de los marcos en estudio	30
Figura 2.17: Distorsiones de entrepiso en los estados límite de diseño de los marcos en estudio.....	31
Figura 3.1: Niveles de desempeño y rango de magnitudes del daño estructural asociado.	33

Figura 3.2: Matriz de objetivos de desempeño planteada por el Comité Visión 2000.....	34
Figura 3.3:Relación entre los desplazamientos laterales relativos de los niveles de una estructura reticular y el daño en sus elementos estructurales y no estructurales, debido a las deformaciones angulares.	36
Figura 3.4: Respuesta carga-desplazamiento lateral de un muro de concreto reforzado (adaptada defib 2003).....	37
Figura 3.5: Definición de la pendiente del diagrama $M-\theta_{inel}$ y de α para vigas	39
Figura 4.1: Curva de comportamiento de un oscilador bilineal de un grado de libertad.....	42
Figura 4.2:Representación gráfica del procedimiento para caracterizar la curva de capacidad de una estructura.	45
Figura 4.3:Modelos elásticos aproximados para representar la inelasticidad en: a). Las secciones críticas de los elementos, b). Las estructura (Distribución de daño representativa de la formación del mecanismo de colapso columna fuerte-viga débil, y c). Condición para la cual las vigas de un entrepiso dado no deben presentar daño.....	47
Figura 4.4: Factores que influyen en el valor de la ductilidad de desplazamiento desarrollada por osciladores de 1GDL.....	49
Figura 4.5: Variación del parámetro α en las secciones de vigas	51
Figura 4.6: Variación del parámetro α en la sección de columna C5	52
Figura 4.7: Estimación de la curvatura de fluencia de diseño en vigas y error relativo asociado	53
Figura 4.8:Estimación de la curvatura de fluencia de diseño en columnas y error relativo asociado.....	54
Figura 4.9: Comparación del espectro de respuesta observado con el espectro promedio de los correspondientes a los registros simulados en las estaciones consideradas.	61
Figura 4.10: Ubicación de las estaciones acelerográficas consideradas.....	62
Figura 4.11: Funciones de densidad de probabilidad de resistencias, obtenidas de los espectros de un conjunto de acelerogramas simulados correspondientes a un sismo de magnitud $M_w = 8.1$	65
Figura 4.12: Función de densidad de probabilidad de resistencias correspondiente a un periodo de 2 seg.65	
Figura 4.13:Evaluación de la probabilidad condicional de exceder el nivel de desempeño preestablecido	65
Figura 4.14: Superficie de curvas de tasas de excedencia de una ductilidad de cuatro.....	66
Figura 4.15:Representación esquemática de la evaluación de las tasas de excedencia tomando en cuenta la incertidumbre del periodo de vibrar.....	67
Figura 4.16:Representación esquemática de la evaluación de las tasas de excedencia tomando en cuenta la incertidumbre en la resistencia	68

Figura 4.17: Ponderación de cada punto de la superficie de η (R, T) por la densidad de probabilidad conjunta.....	70
Figura 4.18: Ubicación y esquema de la fuente sísmica Gro-Mich nuevo, y descripción de sus parámetros sísmicos.....	71
Figura 4.19: Curva de excedencias de magnitudes de la fuente sísmica Gro-Mich nuevo.	71
Figura 4.20: Espectros de respuesta elásticos promedio de los registros simulados en la estación SCT-2, para cada una de las magnitudes consideradas.	72
Figura 4.21: Comparación del espectro de diseño con tasa uniforme de 1/10 años de exceder un valor de $\mu=1$, con algunos espectros asociados al diseño para el estado límite de servicio.....	74
Figura 4.22: Espectros inelásticos de diseño asociados al estado límite de falla, con tasa uniforme de: a). 1/100 años y b). 1/150 años, de exceder un valor de ductilidad $\mu=4$, para distintos valores de α	76
Figura 4.23: Comparación de espectros inelásticos asociados al estado límite de falla, con tasa uniforme de 1/500 años de exceder un valor de ductilidad $\mu=4$, para distintos valores de α ; con el espectro inelástico de diseño para un valor del factor de comportamiento sísmico $Q=4$	76
Figura 4.24: Espectros inelásticos de resistencias de diseño para una ductilidad de 3, y sus correspondientes espectros de desplazamientos de fluencia para algunos sitios del valle de México.	79
Figura 4.25: Modelo de la estructura y nivel de diseño sísmico para determinar la respuesta correspondiente a su fluencia incipiente.	82
Figura 4.26: Análisis estáticos para la determinación de las contribuciones modales a la respuesta inelástica máxima de la estructura.	82
Figura 4.27: Configuraciones geométricas de los marcos a diseñar	83
Figura 4.28: Registros acelerográficos y correspondientes espectros de respuesta elásticos de los niveles de diseño sísmico considerados en la estación SCT del Valle de México	85
Figura 4.29: Registros acelerográficos escalados y correspondientes espectros de respuesta elásticos de los niveles de diseño sísmico considerados en el sitio El centro.....	86
Figura 4.30: Curvas de comportamiento de los sistemas de referencia de los marcos diseñados	88
Figura 4.31: Distorsiones de entrepiso modales de diseño correspondientes a los estados límite de fluencia incipiente y de prevención del colapso	89
Figura 4.32: Espectros de respuesta elásticos de pseudoaceleración de los registros acelerográficos ajustados usados para validar el procedimiento de diseño	90
Figura 4.33: Comparación de la distribución de daño propuesta para cada marco con la representativa de las desarrolladas ante el sismo de diseño asociado al ELPC	91

Figura 4.34: Comparación de los desplazamientos laterales de diseño de los niveles para ELPC con los máximos demandados ante el nivel de diseño sísmico asociado	92
Figura 4.35: Comparación de las distorsiones de entrepiso de diseño para ambos estados límite con las máximas demandas ante sus correspondientes niveles de diseño sísmico.	92
Figura 4.36: Comparación de las curva de capacidad de diseño de los marcos con su respuesta en el tiempo cortante basal- desplazamiento de azotea obtenida de los análisis inelásticos.....	93

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Variación de la EI_{eff} de columnas debida a la variación simultánea de los diferentes parámetros que influyen su valor.	16
Tabla 2.2: Geometría de las secciones transversales consideradas.....	19
Tabla 2.3: Cuantías de refuerzo consideradas	19
Tabla 2.4: Cargas gravitacionales consideradas	25
Tabla 2.5: Dimensiones de las secciones transversales requeridas para los miembros de los marcos en estudio.	29
Tabla 2.6: Periodos fundamentales de vibrar de los marcos en estudio.	31
Tabla 4.1: Geometría de las secciones transversales de columnas usadas en el estudio paramétrico.....	50
Tabla 4.2: Cuantías de refuerzo de las secciones de columnas usadas en el estudio paramétrico.....	51
Tabla 4.3: Parámetros sísmicos de los sismos cuyos acelerogramas se usan en el proceso de simulación.	59
Tabla 4.4: Dimensiones de las secciones transversales de los miembros de los marcos diseñados	86
Tabla 4.5: Propiedades dinámicas y parámetros de diseño de los marcos diseñados	87
Tabla 4.6: Propiedades y parámetros de respuesta modales y globales de las estructuras estudiadas.	87

Capítulo 1

Introducción

1.1. Antecedentes

La filosofía de diseño sísmico adoptada en los reglamentos de la mayoría de los países del mundo establece que una estructura y sus componentes no estructurales deben presentar un bajo o nulo nivel de daño y preservar de esta forma su funcionalidad, ante sismos de baja intensidad de frecuente ocurrencia; además de no colapsar ante sismos de mayor intensidad con una baja probabilidad de ocurrencia, protegiendo así la vida de los ocupantes. En algunos reglamentos, como en el Apéndice A del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal del 2004 (RCDF, 2004), al primer estado de daño usualmente se le denomina estado límite de servicio (ELS) y al segundo, estado límite de falla (ELF) o de prevención del colapso (ELPC). El cumplimiento simultáneo de ambos estados límite, o niveles de desempeño, requeridos ante sus correspondientes sismos, denominados también niveles de diseño sísmico; definen el objetivo de diseño o de desempeño (OD), y a este criterio de diseño se le denomina diseño sísmico multinivel.

Eventos sísmicos de baja, moderada y gran intensidad ocurridos en las últimas tres décadas en varios países del mundo, han puesto en evidencia que la aplicación de los lineamientos indicados en los reglamentos para la definición de las acciones sísmicas de diseño y el análisis y diseño sísmico de estructuras, no garantiza el cumplimiento cabal del OD. Este hecho se debe a dos razones principales:

(1). Comúnmente el espectro de diseño asociado al ELS se define como una fracción del correspondiente al ELPC. Recientemente se ha señalado (Reyes, 1999), que este espectro puede no caracterizar adecuadamente las máximas ordenadas y la forma de los espectros de sismos de baja y/o moderada intensidad, ya que los registros acelerográficos de éstos últimos tienen un contenido de frecuencias diferente a los correspondientes de sismos de gran intensidad.

(2). Considerando que una estructura diseñada adecuadamente puede desarrollar cierta ductilidad y posee determinada reserva de resistencia, el criterio de diseño para el ELPC acepta que las estructuras presenten comportamiento inelástico ante la acción sísmica asociada a este estado límite, lo que permite reducir la magnitud del cortante basal de diseño por medio de un factor de reducción de fuerzas que trata de tomar en cuenta las propiedades de la estructura anteriormente mencionadas, obteniendo de esta forma un diseño más económico. Lo anterior a costa de que se presente una demanda global de ductilidad de desplazamiento que sea, aproximadamente, igual a la capacidad dúctil de la estructura; cuyo valor se prescribe de acuerdo al tipo de sistema estructural, sus características geométricas, distribución de masa y rigidez y detallado sísmico. Sin embargo, es conocido y aceptado que los valores prescritos del factor de reducción de fuerzas indicados en los reglamentos son de naturaleza empírica y están basados en el juicio ingenieril y en el desempeño, cualitativo más que cuantitativo, observado en estructuras durante sismos pasados, y por tanto no están plenamente justificados, (Uang, 1991).

De lo anterior, se observa que para que mediante el uso del procedimiento de análisis y diseño sísmico sugerido en los reglamentos, conocido como basado en fuerzas o resistencias, se pueda estimar razonablemente la respuesta inelástica máxima de la estructura y de esta forma garantizar cabalmente los parámetros de desempeño establecidos en el ELPC ; se necesita de un conocimiento apropiado de la capacidad dúctil y de la sobrerresistencia de la estructura a diseñar, propiedades que varían significativamente en función del tipo de sistema estructural, grado de redundancia estructural, configuración geométrica y dimensiones, tanto de la estructura como de sus miembros, nivel de resistencia asignada, detallado sísmico de sus miembros, entre otras. Lo anterior lleva a la conclusión que ni usando valores representativos de estos parámetros en estructuras con características semejantes, se podría garantizar plenamente el cumplimiento de los parámetros de diseño, y que lo más apropiado es determinar dichas propiedades para cada estructura particular, tarea que requiere el uso de análisis inelásticos, lo cual es no es factible de implementar en la práctica del diseño sísmico.

Los hechos mencionados han motivado la búsqueda y desarrollo de procedimientos de análisis y diseño sísmico alternos que garanticen el cumplimiento del OD, los cuales han recibido el adjetivo genérico de basados en desempeño. Actualmente existe una variedad de métodos de diseño sísmico basados en desempeño, clasificados de acuerdo al índice de desempeño para los que se diseña la estructura y de entre los cuales han destacado los llamados basados en desplazamientos, debido a la transparencia y sencillez de su planteamiento, así como a la eficacia obtenida de su uso para controlar la magnitud del daño en elementos estructurales y no estructurales; ya que se ha observado experimentalmente (Moehle, 1992, Priestley, 1998), que existe una buena correlación entre los desplazamientos laterales y/o distorsiones de entrepiso de una estructura, las deformaciones angulares de sus miembros y la magnitud del daño que se presenta en éstos.

A pesar del gran número de procedimientos de diseño sísmico basados en desempeño existentes en la actualidad, pocos de ellos plantean un esquema de diseño sísmico multinivel en el que se considere explícitamente ELS o estados límite equivalentes, y los procedimientos que lo consideran, o son conceptualmente complejos (Bertero, 2001), o se apoyan en herramientas de análisis inelástico sofisticadas (Kappos, 2001), que hacen que su aplicación sea justificable solo para el diseño sísmico de estructuras especiales o de vital importancia.

1.2. Planteamiento del problema

Los aspectos anteriormente discutidos ponen en evidencia la necesidad de disponer de métodos de diseño sísmico multinivel que contemplen explícitamente la satisfacción del ELS, que además se fundamenten en conceptos teóricos sencillos y hagan uso de métodos de análisis convencionales, sin que estas características demeriten su capacidad de garantizar razonablemente los parámetros de diseño; de tal forma se puedan implementar fácilmente en la práctica del diseño sísmico.

Paralelamente, es necesario definir adecuadamente las demandas sísmicas de diseño asociadas a cada estado límite. En este sentido, recientemente se ha reconocido (Ordaz, 2002), que una forma más racional de definir los niveles sísmicos de diseño es por medio de espectros con tasas uniformes de falla o tasas uniformes de exceder un índice de desempeño dado, (Niño, 2008).

1.3. Objetivos del trabajo

El objetivo principal de este trabajo es desarrollar y validar analíticamente un procedimiento de diseño sísmico multinivel para estructuras reticulares de concreto reforzado basado en desplazamientos, con el que se satisfacen simultáneamente los requerimientos de rigidez y resistencia para los estado límite de servicio y un estado límite auxiliar, denominado de fluencia incipiente; además de la capacidad de deformación inelástica requerida para el estado límite de prevención del colapso. El procedimiento se fundamenta en conceptos básicos de la dinámica estructural y hace uso de análisis modales espectrales como herramienta de análisis, de tal forma que se puede ejecutar con el uso de programas comerciales de análisis estructural; siendo de esta forma viable su implementación en la práctica del diseño.

Un segundo objetivo consiste en desarrollar espectros de diseño asociados al estado límite de servicio con tasa uniforme de exceder un valor de ductilidad de uno, de acuerdo a la metodología propuesta por (Niño, 2008). Estos espectros complementarán a los desarrollados por dicho autor los cuales se asocian al estado límite de prevención del colapso, y en conjunto definen el escenario sísmico a considerar para el diseño sísmico de estructuras desplantadas en la estación SCT del Valle de México.

Capítulo 2

Método de diseño sísmico basado en fuerzas

2.1. Descripción

En la sección 1.1 se describió el criterio de diseño general para el ELPC, cuya aplicación lleva a determinar valor del cortante basal de diseño mediante el cual se define la rigidez y resistencia de fluencia del sistema estructural necesarias para limitar la demanda de ductilidad global de desplazamiento a un valor prescrito supuesto de su capacidad dúctil. A continuación se discuten los conceptos mencionados.

Considérese la fig. 2.1 adaptada de Uang (1991), en la que se muestra un esquema de la curva de respuesta real global típica representativa de estructuras que pueden disipar energía de manera estable, y su curva bilineal idealizada como elastoplástica perfecta; Cortante basal normalizado por el peso de la masa reactiva, W , versus la demanda de deformación asociada, la cual usualmente se expresa en términos del desplazamiento lateral máximo de la azotea de la estructura relativo al de su base, normalizado respecto a su altura total, es decir; la distorsión global de la azotea. El factor de reducción de fuerzas R se define como el producto del factor de reducción de fuerzas por ductilidad, $R\mu$, (denominado Q' en el RCDF 2004), el cual es función del factor de ductilidad estructural, μ_s , (denominado factor de comportamiento sísmico, Q , en dichas normas), y se define como la relación del máximo cortante basal que desarrollaría la estructura si su respuesta permaneciera elástica, $V_e = C_e u W$, al cortante basal asociado al inicio ideal de la formación del mecanismo de colapso del sistema estructural, $V_y = C_y W$; por el factor de sobrerresistencia, Ω , (R en el RCDF, 2004), definido como la relación de V_y a V_s , donde $V_s = C_s W$ es el cortante basal de diseño y corresponde a la formación de la primera articulación plástica, es decir; $R = R\mu\Omega$. A V_s comúnmente se denomina “nivel de primera fluencia significativa”; nivel de fuerza más allá del cual la respuesta global de la estructura inicia a desviarse significativamente del comportamiento elástico lineal y por tanto, deja de ser válido el uso de un análisis elástico para calcularla. De acuerdo a Uang (1991), el nivel de fuerza definido por V_s es consistente con el proporcionado a los miembros por medio de los procedimientos simplificados indicados en los reglamentos para el cálculo de sus resistencias de diseño, los cuales se basan en las resistencias nominales o de diseño de los materiales. De la fig. 2.1 el factor μ_s se define como: Δ_{max}/Δ_y .

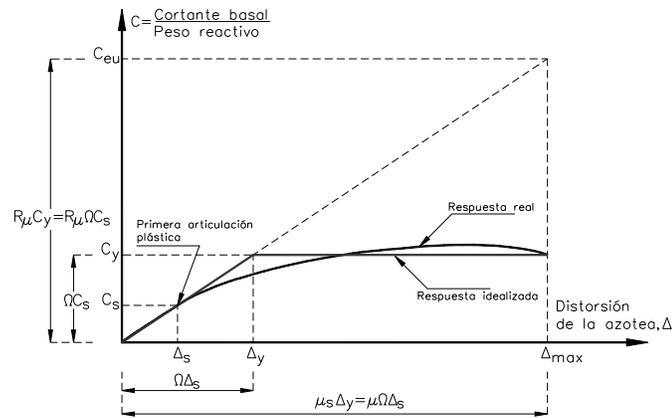
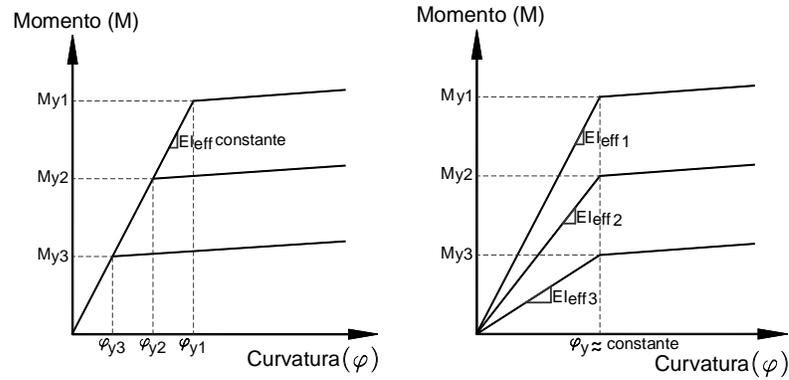


Figura 2.1: Respuesta cortante basal normalizado-distorsión en la azotea de una estructura (adaptada deUang, 1991)

El criterio de diseño para el ELS establece en esencia que la estructura no debe presentar daño, tanto estructural como no estructural. El control del daño no estructural se logra proporcionando a la estructura la rigidez lateral necesaria para que la máxima distorsión de entrepiso sea menor o igual a la permisible para este estado límite. El control del daño estructural se logra si la resistencia demandada en los miembros es menor a su resistencia de fluencia, lo cual en condiciones de servicio idealmente debe ocurrir.

El procedimiento es bien conocido y el diagrama de flujo de su aplicación se presenta en la fig. 2.3, solo cabe mencionar que con la finalidad de considerar la pérdida de rigidez debida al agrietamiento de los miembros de concreto reforzado en los análisis sísmicos para el cálculo de las distorsiones de entrepiso, la mayoría de los reglamentos indican que a los miembros se les asigne un momento de inercia efectivo, I_{eff} , definido como una fracción constante, k , del momento de inercia geométrico o grueso de su sección transversal, I_g , es decir: $I_{eff}=kI_g$. Lo anterior implica que la rigidez elástica efectiva a flexión de los miembros será constante y la curvatura de fluencia, ϕ_y , de su sección transversal y su momento resistente, M_y , proporcionales como se muestra en la fig. 2.2a. Resultados experimentales y numéricos (Priestley, 1998; Smith y Tso, 2002), muestran que en secciones en las que su peralte se mantiene constante y sus cuantías de refuerzo y niveles de carga axial dentro de cierto rango de valores, el valor de su curvatura de fluencia presenta una pequeña variación, lo que conduce a que su rigidez elástica efectiva sea proporcional a la resistencia demanda, como se muestra en la fig. 2.2b; comportamiento que contrasta radicalmente con el supuesto en el análisis.



- a). Hipótesis para el análisis: rigidez efectiva a flexión constante y curvatura de fluencia y resistencia proporcionales.
- b). Comportamiento real: curvatura de fluencia aproximadamente constante y rigidez efectiva a flexión y resistencia proporcionales.

Figura 2.2: Relación entre la rigidez efectiva y la resistencia a flexión de secciones de concreto reforzado con el mismo peralte.

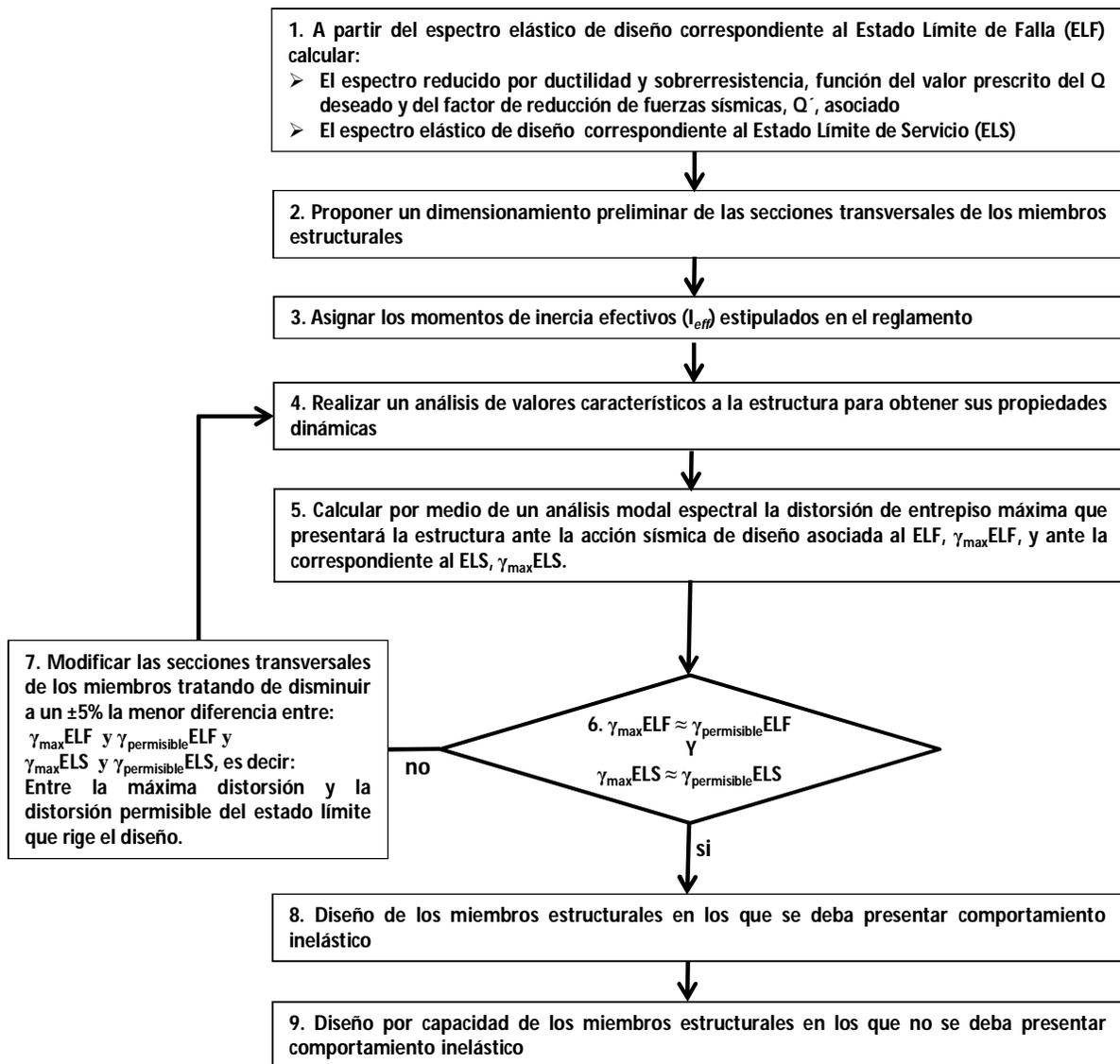


Figura 2.3: Diagrama de flujo del procedimiento de diseño sísmico basado en fuerzas

2.2. Aspectos adicionales que influyen en el insatisfactorio desempeño de estructuras diseñadas de acuerdo a los lineamientos de las NTCDS-2004, y solución propuesta.

En la sección anterior se mencionó que el control del daño estructural en el ELS se logra si la resistencia demandada en los miembros es menor a su resistencia de fluencia, lo cual en condiciones de servicio idealmente debe ocurrir. Sin embargo, de acuerdo a las magnitudes de las ordenadas del espectro elástico de diseño para ELS y del reducido por ductilidad y sobrerresistencia para el ELPC; esto no ocurrirá en algunos sitios del valle de México y para algunos valores de Q , como se discute a continuación.

En la fig. 2.4 se comparan los espectros de diseño para el ELF en distintos sitios del valle de México, reducidos por valores de $Q=2$, $Q=3$ y $Q=4$ y sobrerresistencia, con los espectros de diseño para el ELS. Se observa que en todos los sitios mostrados; salvo en la región de periodos muy cortos, las ordenadas de los espectros de diseño correspondientes a $Q=4$ son de moderada a considerablemente menores a las de los espectros para el ELS. En la misma figura se observa que en sitios cuyo periodo dominante del suelo, T_s , es igual o mayor a 1.4 s, las ordenadas espectrales ubicadas un poco antes de la meseta, en ésta y en la zona descendente de los espectros de diseño correspondientes a $Q=3$; son menores a las ordenadas del espectro de diseño para el ELS. Esto implica que estructuras diseñadas para estos valores de Q y con periodos de vibrar comprendidos en las regiones espectrales mencionadas, alcanzarán la distorsión de diseño para el ELS en su rango de comportamiento inelástico, presentándose por tanto daño en varios elementos estructurales. Este hecho usualmente no es percibido por la mayoría de los ingenieros, ya que solo se enfocan en el cálculo y cumplimiento de las distorsiones para los estados límite de diseño y no tienen el cuidado de verificar, por ejemplo, que los desplazamientos de fluencia sean mayores o cuando menos iguales a los de servicio. Una solución práctica, pero como se discutirá posteriormente poco deseable a esta situación, es tomar el espectro de servicio como el de diseño para ambos estados límite, aunque se debe tener presente que al hacer esto; la resistencia de fluencia proporcionada a la estructura será mayor a la requerida para desarrollar el valor del Q de diseño, lo que conducirá al desarrollo de un Q menor y por tanto a desplazamientos en el ELPC menores a los estimados en el diseño. Aunque este comportamiento estará del lado de la seguridad, no es deseable ignorar para qué parámetros se está diseñando.

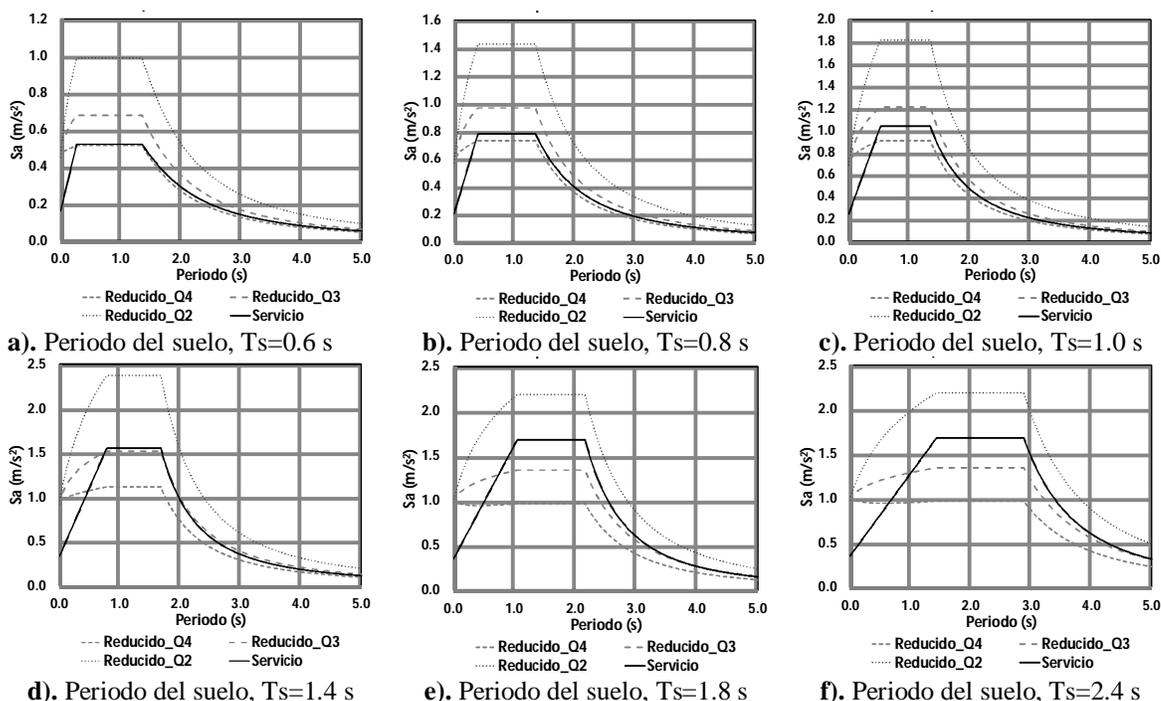


Figura 2.4: Comparativa de los espectros de diseño indicados en el apéndice A de las NTCDS-2004 para los estados límite de falla y de servicio en algunos sitios del valle de México

En la fig. 2.4 también se observa que conforme aumenta T_s , las ordenadas ubicadas en las regiones espectrales mencionadas de los espectros correspondientes al ELF se hacen progresivamente más pequeñas que las correspondientes a las del espectro asociado al ELS. Este hecho se debe a que si se considera la influencia de T_s , se incrementa progresivamente el factor de reducción de fuerzas por ductilidad, Q' , como se muestra en la fig. 2.5, en la que se comparan los valores de Q' para $Q=4$, correspondientes a diversos valores de T_s . Se observa en la figura que para $T_s > 1$ s, Q' es mayor a Q , en un rango considerable de periodos sin embargo, conforme el periodo se incrementa el valor de Q' tiende al de Q , de acuerdo a lo indicado por la regla de iguales desplazamientos.

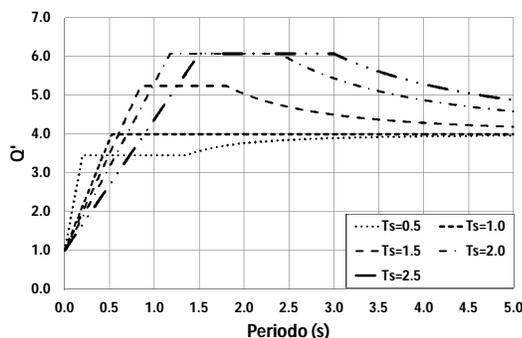


Figura 2.5: Valor de Q' para $Q=4$ y diversos valores de T_s (tomada de Ordaz et al., 2003)

La problemática discutida sugiere que las reducciones por ductilidad o por sobrerresistencia propuestas por las NTCDS-2004 son excesivas. En Ordaz et al. (2003) se discuten los fundamentos de la propuesta del apéndice A de las NTCDS-2004. Se expone detalladamente el procedimiento para definir los espectros elásticos de diseño correspondientes a los estados límite de servicio y falla, así como las consideraciones para efectuar las reducciones por ductilidad y sobrerresistencia a las ordenadas del espectro elástico asociado al ELPC. Se puede considerar que las ordenadas máximas de los espectros elásticos de diseño propuestos para ambos estados límite son justificables, aunque como señalan Ordaz et al. (2003), la forma del espectro de servicio no debería ser la misma que la del espectro correspondiente al ELPC; También, que la función que define la variación de Q' es adecuada y que los valores del factor de reducción por sobrerresistencia, R , propuestos están dentro del rango de valores reportados en la literatura técnica (Uang, 1991; Elnashai y Mwafy, 2002), aunque cercanos a un límite inferior. Considerando lo anterior y lo discutido en la sección 1.1 respecto a los valores del factor de reducción de fuerzas indicados en los reglamentos de diseño sísmico, se puede concluir que las reducciones por ductilidad obtenidas con el uso de $Q=3$ y $Q=4$ son excesivas, y que los máximos valores de este parámetro deberían ser tales que la ordenada máxima del espectro elástico de diseño asociado al ELPC reducido por ductilidad y sobrerresistencia, sea cuando menos igual a la máxima ordenada del espectro de servicio.

Una forma de obtener el valor del Q requerido es establecer una ecuación a partir de una igualdad entre las ordenadas ubicadas en la meseta del espectro de diseño correspondiente al ELS, con las ordenadas ubicadas en la misma región del espectro de diseño para el ELPC, y obtener de dicha ecuación el valor requerido de Q . Cabe mencionar que se elige la meseta de los espectros debido a que en esta región es

donde se presentan las máximas reducciones por ductilidad, de acuerdo a lo mostrado en la fig. 2.5. De esta forma, para un sitio con periodo $T_s=1.2$ s, el máximo valor de Q será (ec. 2.1):

$$\frac{S_{a_e}}{7} = \frac{S_{a_e}}{(1 + 1.11Q)R} \rightarrow Q = \left(\frac{6.30}{R} - 0.9 \right), \rightarrow \text{si } R = 2 \text{ entonces: } Q = 2.25 \quad (2.1)$$

Es importante notar que no se obtendrá el mismo valor de Q en todos los sitios y serán menores en los sitios con $T_s > 1$ s, ya que en éstos son progresivamente mayores las reducciones de fuerza por ductilidad.

Debido a que los valores de Q obtenidos serán considerablemente menores a los indicados por el RCDF 2004 para estructuras dúctiles, podría pensarse que al usarlos la estructura quedaría “sub-diseñada” para el ELPC, sin embargo, nótese que las distorsiones de fluencia obtenidas del análisis también serán considerablemente mayores, por lo que la máxima distorsión de las asociadas al ELPC tendrá valores del orden de la permisible para dicho estado límite. Finalmente, cabe mencionar que aunque se opte por usar valores de Q dentro del rango mencionado en el presente trabajo, deberían aplicarse los requisitos establecidos por el RCDF 2004 para el diseño y construcción de “estructuras dúctiles”, que son: diseño por capacidad de columnas y un adecuado detallado sísmico de las uniones entre los miembros y las zonas potenciales de formación de articulaciones plásticas; ya que como se conoce, existen grandes incertidumbres en la magnitud de las acciones sísmicas de diseño y no es posible garantizar que la estructura no estará sujeta a demandas de ductilidad mayores a la de diseño.

2.3. Mejoras al procedimiento incorporando la correlación entre la rigidez efectiva a flexión y la resistencia de elementos de estructuras formadas por marcos rígidos de concreto reforzado

Los valores constantes del I_{eff} sugeridos en los reglamentos se pueden considerar como valores promedios o representativos de los I_{eff} de miembros estructurales. Debido a esto, pueden no ser lo suficientemente aproximados para el amplio rango de valores de los parámetros geométricos y mecánicos (longitudes de los miembros, dimensiones y relaciones de aspecto de sus secciones transversales, cuantías de refuerzo, propiedades de los materiales, magnitudes de las acciones sísmicas, entre otros) que se presentan en estructuras convencionales, y menos aún en estructuras de características particulares. Por esta razón y para una evaluación más aproximada del I_{eff} de los miembros a considerarse en análisis sísmicos en los que se deseen estimar de manera más precisa los efectos de segundo orden, algunos reglamentos como el ACI-318-11 (ACI 318, 2011), sugieren el uso de expresiones (Kunthia y Ghosh, 2004), que son función de algunos de los parámetros que mayor influencia tienen sobre la I_{eff} de miembros de concreto reforzado, como son la cuantía de refuerzo, ρ , y la magnitud de la carga axial, P , entre otros. La estimación de los valores del I_{eff} en función de cualquiera de los parámetros mencionados o una combinación de ellos, conduce a que el procedimiento de análisis y diseño sísmico sea de naturaleza iterativa, ya que la rigidez efectiva de un miembro solo se puede determinar una vez conocido el valor de estos parámetros, por ejemplo; la cuantía de refuerzo necesaria para suministrarle la resistencia de diseño requerida, la cual a su vez se obtuvo de un análisis estructural en el que se supuso cierto valor de su rigidez efectiva. A continuación y con referencia a la fig. 2.6, se ilustra este procedimiento aplicado a una estructura en la

cual, por simplicidad de exposición, solo se considera la contribución del modo fundamental a su respuesta y el análisis y diseño para el ELF.

Se obtiene una primera estimación del periodo fundamental de la estructura, T_{f1} , mediante los I_{eff} indicados por el reglamento, y se realiza un análisis sísmico considerando el espectro de diseño para obtener una primera estimación de las resistencias de diseño a suministrar a los miembros estructurales. En función de las ρ de diseños requeridos y de los parámetros necesarios, se calcula el I_{eff} de cada miembro estructural, mediante los cuales se obtiene una segunda estimación del periodo, T_{f2} , que en este ejemplo se supone mayor a T_{f1} , lo cual no necesariamente ocurre. Se realiza un análisis sísmico y se revisa que la máxima distorsión de entrepiso en la estructura, γ_{max} , tenga una diferencia de $\pm 5\%$ respecto a la distorsión permisible de diseño, γ_{perm} . De cumplirse esta condición se calculan las resistencias de diseño de los miembros estructurales, las ρ requeridas y en función de éstas sus I_{eff} . Se revisa que los I_{eff} tengan una diferencia de $\pm 10\%$ respecto a los I_{eff} con los que se calculó T_{f2} . De cumplirse esta condición se da por terminado el proceso iterativo de análisis y diseño. De no cumplirse, se proponen otras dimensiones de las secciones transversales de los miembros, con las que se juzgue que para la misma cuantía de refuerzo se obtendrán valores de los I_{eff} similares a los usados para calcular T_{f2} . De no cumplirse la condición inicial de que γ_{max} , tenga una diferencia de $\pm 5\%$ respecto a γ_{perm} , se deberán proponer nuevas dimensiones de las secciones transversales de los miembros con las que se estime se cumplirá dicha condición. Este cambio de secciones puede conducir a un cambio significativo de la rigidez efectiva de los miembros, por lo que usualmente se requiere una tercera estimación del periodo T_{f3} . En esta etapa se repite el proceso descrito hasta que las diferencias entre γ_{max} y γ_{perm} , y de los I_{eff} calculados para las actuales resistencias de diseño respecto a los que definen el periodo de la iteración en cuestión, estén dentro de sus respectivos rangos de tolerancia mencionados.

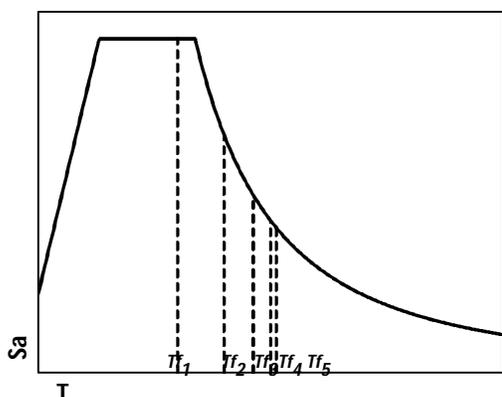


Figura 2.6: Representación gráfica del procedimiento de análisis y diseño por tanteos e iterativo, necesario para considerar la correlación entre la resistencia a flexión y la rigidez efectiva de los miembros estructurales, adecuada para cumplir la distorsión permisible de diseño

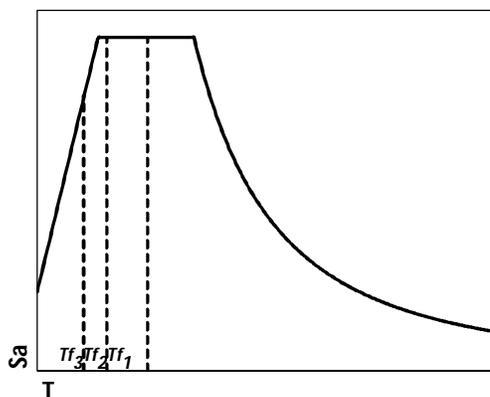


Figura 2.7: Representación gráfica del procedimiento de análisis por tanteos, necesario para determinar la rigidez efectiva de los miembros adecuada para cumplir la distorsión permisible de diseño.

El procedimiento discutido en el párrafo anterior muestra que al usar los valores constantes de los I_{eff} indicados en los reglamentos, se ignora la correlación entre la rigidez efectiva, EI_{eff} , y la resistencia a flexión, dada por el momento de fluencia nominal, M_{yn} , de las secciones de los miembros estructurales,

como han señalado algunos autores, (Smith y Tso, 2002; Priestley, 1998). Este hecho se ilustra a continuación de forma aún más clara con referencia a la fig. 2.7.

Supóngase que durante el proceso de diseño de una estructura ésta tiene un periodo fundamental, T_{f1} , y que la máxima distorsión resultante del análisis, γ_{max} , es mayor a la permisible, γ_{perm} . Puesto que el I_{eff} de los miembros se considera constante, para incrementar la rigidez lateral de la estructura y así disminuir el valor de γ_{max} , se deben incrementar las secciones transversales de los miembros, para lo cual es más eficiente incrementar en mayor proporción el peralte. Lo anterior conduce a una disminución del periodo fundamental de la estructura, que corresponde ahora a T_{f2} . Debido a que la ordenada espectral asociada a este periodo es la misma, las fuerzas sísmicas de diseño serán similares, y puesto que se incrementó el peralte de las secciones y por ende su brazo de palanca interno; las cuantías de refuerzo necesarias para proporcionar las resistencias de diseño serán menores de las que se hubieran requerido cuando las secciones tenían menor peralte. Considerando el hecho de que el I_{eff} es directamente proporcional a la cuantía de refuerzo, es evidente el error en el que se incurre al considerar el mismo valor del I_{eff} de los miembros en ambos análisis. El error se puede hacer más apreciable si al ir disminuyendo el periodo de la estructura éste cae en la zona descendiente del espectro de diseño, correspondiendo a T_{f3} , ya que además de que se incrementaron aún más los brazos de palanca internos de las secciones, las demandas de resistencia impuestas a los miembros serán menores. Evidentemente, la magnitud del error depende de qué tan buena es la aproximación por medio de un valor constante del I_{eff} .

De lo discutido en los párrafos anteriores se observa que al considerar los valores constantes del I_{eff} indicados en los reglamentos, siempre existe la incertidumbre si la rigidez lateral de estructura calculada por medio de éstos, es similar a la estimación más aproximada de su valor que puede obtenerse por medio de expresiones, y si dicha rigidez es la adecuada para no exceder el valor de γ_{perm} . El grado de incertidumbre depende de qué tan buena es la aproximación por medio de un valor constante del I_{eff} . De lo anterior es evidente la necesidad de considerar la correlación entre la rigidez efectiva y la resistencia de los miembros en el análisis y diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado.

2.3.1. Revisión de la literatura técnica sobre los estudios más relevantes para la determinación del momento de inercia efectivo de columnas y vigas de concreto reforzado

Las expresiones propuestas en el ACI para el cálculo de I_{eff} de miembros están basadas en el trabajo de Kunthia y ghosh (2004), el cual consiste en un estudio paramétrico realizado sobre diagramas momento-curvatura teóricos de un número limitado de secciones de vigas y columnas de concreto reforzado. Debido a esto, las tendencias de los valores del I_{eff} de columnas obtenidos con las expresiones resultantes mostraron una considerable dispersión (c.o.v. 41.8%-54.3%), cuando se compararon con resultados de una base de datos experimental con un número considerable de especímenes, (Elwood y Eberhard, 2009). De acuerdo a Kumar y Singh (2010), las tendencias de los valores del I_{eff} de vigas presentaron una dispersión aceptable, aunque no muestran sus valores.

En esta sección se realiza una revisión bibliográfica de los estudios más relevantes sobre la determinación de un valor representativo del momento de inercia efectivo de columnas y vigas de concreto reforzado que forman parte de estructuras a base de marcos rígidos sin contravientos sujetas a cargas gravitacionales y

laterales, para usarse en análisis sísmicos elásticos en los que se desee considerar la pérdida de rigidez debida al agrietamiento en los estados límite de servicio y de falla.

Actualmente existen en la literatura algunos estudios notables (Kunthia y Ghosh, 2004; Chan y Wang, 2006; Elwood y Eberhard, 2009; y Kumar y Singh, 2010), contemporáneos y posteriores a los citados, en los cuales, con base en resultados analíticos o de pruebas experimentales; se proponen expresiones para determinar los valores del I_{eff} de miembros estructurales de concreto reforzado en niveles de carga que induzcan en ellos tanto comportamiento elástico-lineal como asociado a su fluencia incipiente. A continuación se discuten solo las principales consideraciones y resultados más relevantes obtenidos de los estudios mencionados.

Kunthia y Ghosh (2004) investigaron la influencia de varios parámetros como la cuantía de refuerzo a tensión, ρ , y compresión, ρ' , de la sección, la magnitud, $P/Agf'c$, y relación de excentricidad, e/h , de la carga axial, P , aplicada, la resistencia a compresión del concreto, $f'c$, espesor del recubrimiento del concreto, r , distribución del acero de refuerzo, forma y relación de aspecto, b/h , de la sección transversal; sobre el I_{eff} de columnas y vigas de concreto reforzado. De los resultados de su estudio estos autores concluyen que los parámetros que mayor influencia tienen sobre el I_{eff} de columnas son: ρ , $P/Agf'c$ y e/h , y de vigas: ρ , b/h , $f'c$ y la forma de la sección transversal (viga rectangular o viga T). Los restantes parámetros tuvieron una influencia despreciable. Las expresiones propuestas por estos autores para calcular el I_{eff} de columnas son aplicables cuando éstas se encuentran tanto en su rango de comportamiento elástico-lineal como en el asociado a su fluencia incipiente, definido este último por la primera fluencia del refuerzo a tensión, aunque señalan que para comportamiento elástico-lineal los I_{eff} predichos son menos aproximados. Las expresiones propuestas para vigas son aplicables solo cuando éstas se encuentran en su estado de fluencia incipiente.

Chan y Wang (2006) proponen expresiones para calcular el I_{eff} de columnas y vigas de concreto reforzado de sección rectangular, en función de la magnitud de la carga axial actuante, la resistencia a compresión del concreto, $f'c$, el momento de agrietamiento, Mcr , y la magnitud de los momentos actuantes, M y M_s , en las secciones críticas de los miembros estructurales. Se observa que dentro del parámetro Mcr están implícitas las influencias de la cuantía de refuerzo y la relación de aspecto de la sección transversal de los miembros. Dado que las expresiones propuestas por estos autores están en función de la magnitud de los momentos actuantes, se pueden utilizar para el análisis sísmico de sistemas estructurales bajo cualquier magnitud de carga que induzcan en ellos comportamiento elástico lineal y elástico no lineal. Estos autores señalan que los resultados obtenidos con la aplicación de sus expresiones se validaron con resultados experimentales, sin embargo, debido a que no se muestran las estadísticas, no es posible saber el grado de aproximación que con ellas se obtiene.

Basados en resultados de un estudio paramétrico sobre una base de datos experimental que contiene 329 especímenes de columnas de concreto reforzado de secciones circulares y rectangulares, Elwood y Eberhard, (2009) y Kumar y Singh (2010) proponen expresiones para calcular el I_{eff} de columnas correspondiente a la primera fluencia del refuerzo a tensión. De manera similar que Kunthia y Ghosh (2004), estos autores investigaron la influencia que sobre los valores del I_{eff} de columnas tienen diferentes parámetros como: $P/Agf'c$, ρ , $f'c$, la relación claro de cortante, a , a diámetro o peralte de la sección transversal, D , a/D , la relación db/D , donde db es el diámetro de la barra del refuerzo longitudinal, la

relación f_y/f_c , donde f_y es el esfuerzo de fluencia del refuerzo a tensión y la longitud del miembro estructural. Otra característica relevante que presentan estos estudios es que para el cálculo de la I_{eff} de columnas se consideraron además de las deformaciones por flexión, las debidas a cortante y las de deslizamiento del acero de refuerzo. De ambos estudios se derivaron expresiones similares para el cálculo del I_{eff} de columnas, solo que las tendencias de los valores obtenidos con las expresiones propuestas por Elwood y Eberhard (2009), mostraron una menor dispersión (c.o.v. 22.0%-25.4%), cuando se compararon con los resultados de la base de datos experimental. Por su parte, Kumar y Singh (2010) realizaron un análisis detallado de la influencia de las distintas variables consideradas sobre los valores del I_{eff} de columnas, el cual se presenta brevemente a continuación.

En este estudio se definen dos tipos de rigideces efectivas a flexión de los miembros estructurales, la rigidez en la que se consideran las deformaciones debidas solo a flexión, EI_{flex} , y la rigidez en la que se consideran además las debidas a cortante y deslizamiento del acero de refuerzo, I_{eff} . Es común que en estos estudios la rigidez efectiva a flexión se defina de manera similar a como se hace en los reglamentos, es decir; como el cociente obtenido de dividir I_{eff} entre la rigidez a flexión considerando el I_g de la sección transversal del miembro estructural.

En la fig. 2.8a se muestra la variación de las relaciones EI_{flex}/EI_g y EI_{eff}/EI_g , con la relación de carga axial, P/Agf_c , para diferentes cuantías de refuerzo longitudinal, ρ , de la columna. Se observa claramente que ambas rigideces presentan una fuerte dependencia de la cuantía de refuerzo longitudinal en todos los niveles de carga axial, lo cual se debe a que la capacidad a momento, M_n , de la sección es proporcional a la cuantía de refuerzo, y por lo tanto también los valores de $EI_{flex} = Mn/\phi_y$. Se observa también que los valores de EI_{flex} son mayores a los de I_{eff} , lo que indica que las componentes de la deformación debidas a cortante y deslizamiento del acero de refuerzo tienen una considerable influencia. En la gráfica se muestran valores de P/Agf_c comprendidos en un rango de 0 a 1, sin embargo, para fines de diseño de acuerdo a los lineamientos del RCDF 2004, solo interesan valores comprendidos entre 0.1 y 0.4.

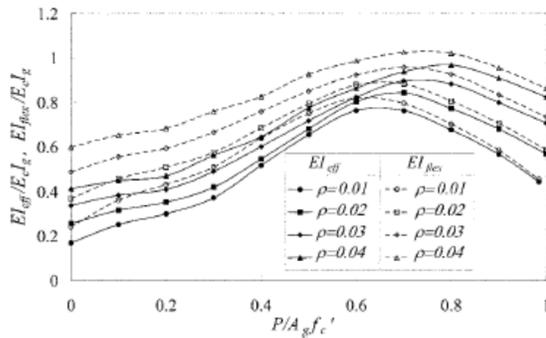
En la fig. 2.8b se muestra la variación de las relaciones EI_{flex}/EI_g y EI_{eff}/EI_g , con la relación de carga axial, P/Agf_c , para diferentes resistencias de fluencia del refuerzo longitudinal, f_y . Se observa que el grado del acero tiene cierta influencia sobre ambas rigideces hasta un valor de P/Agf_c de 0.3 y para niveles de carga axial mayores su efecto es insignificante. También se observa que ambas rigideces disminuyen conforme se incrementa la resistencia de fluencia del refuerzo. De acuerdo a estos autores esto sucede porque el incremento en la curvatura de fluencia, $\phi_y \approx 1.83\epsilon_y/hb$, es más grande que el incremento en la capacidad a momento, M_n , lo que conduce a que $EI_{flex} = Mn/\phi_y$ tienda a decrecer. Finalmente en esta figura también se puede apreciar cómo dentro del rango de la relación de carga axial de interés las deformaciones debidas a cortante y a deslizamiento del refuerzo tienen una notable influencia sobre los valores de EI_{eff} .

En la fig. 2.8c se muestra la variación de las relaciones EI_{flex}/EI_g y EI_{eff}/EI_g , con la relación de carga axial, P/Agf_c , para diferentes diámetros, db , de las barras de refuerzo longitudinal. Se aprecia un ligero incremento en EI_{flex} con un incremento en el diámetro, sin embargo, de acuerdo a Kumar y Singh (2010), este incremento se debe al cambio en la posición de colocación del refuerzo, la cual se entiende se aproximó a las caras de las secciones transversales, lo que condujo a un incremento en la capacidad resistente, M_n , y por lo tanto a un incremento en $EI_{flex} = Mn/\phi_y$. Sin embargo, el desplazamiento debido al deslizamiento del refuerzo se incrementa con el incremento de su diámetro, y este efecto contrarresta el

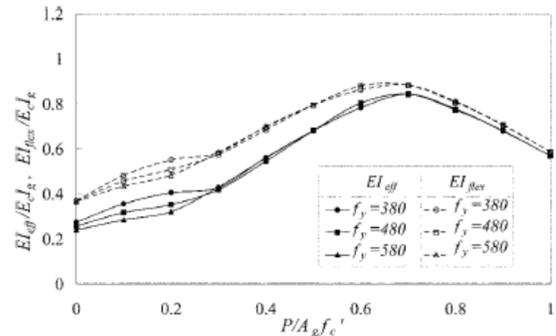
incremento de EI_{flex} debido al incremento en resistencia, resultando en un ligero decremento de I_{eff} con el incremento de db .

En la fig. 2.8d se muestra la variación de las relaciones EI_{flex}/EI_g y EI_{eff}/EI_g , con la relación de carga axial, P/Agf'_c , para diferentes diámetros longitudes del miembro. De acuerdo a estos autores, la contribución del deslizamiento del refuerzo a la deformación total es inversamente proporcional a la longitud, L , del miembro, mientras la contribución del cortante es inversamente proporcional a L^2 . De acuerdo a lo anterior, en columnas de pequeña longitud, 1m en fig. 2.8d, serán mucho mayores las contribuciones de las deformaciones debidas a deslizamiento del refuerzo y a cortante sin embargo, en la práctica no es común encontrar columnas de esta longitud, variando éstas entre 3 y 4m. En la fig. 2.8d. se observa que conforme se incrementa la longitud del miembro, la influencia de ésta sobre I_{eff} disminuye rápidamente, pudiendo inferir que dicha influencia será prácticamente nula para miembros de longitud mayor a 4m.

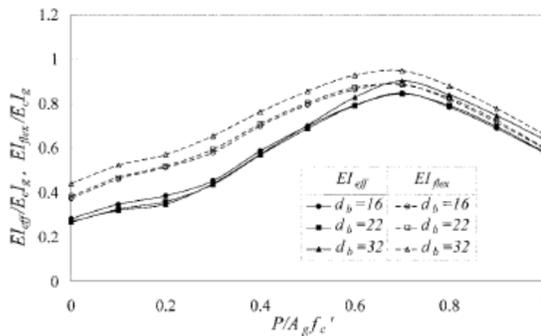
En la fig. 2.8e se muestra la variación de las relaciones EI_{flex}/EI_g y EI_{eff}/EI_g , con la relación de carga axial, P/Agf'_c , para diferentes peraltes de la sección transversal. Se observa que para el rango de relación de carga axial de interés, los valores de ambas rigideces prácticamente no varían con peralte de la columna. En la fig. 2.8f se muestra la variación de las relaciones EI_{flex}/EI_g y EI_{eff}/EI_g , con la relación de carga axial, P/Agf'_c , para diferentes resistencias a compresión del concreto, f'_c . Se observa que para el rango de relación de carga axial de interés, los valores de ambas relaciones de rigidez incrementan conforme se incrementa f'_c .



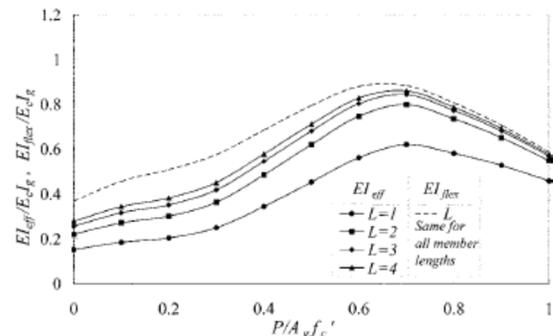
a). Para diferentes cuantías de refuerzo



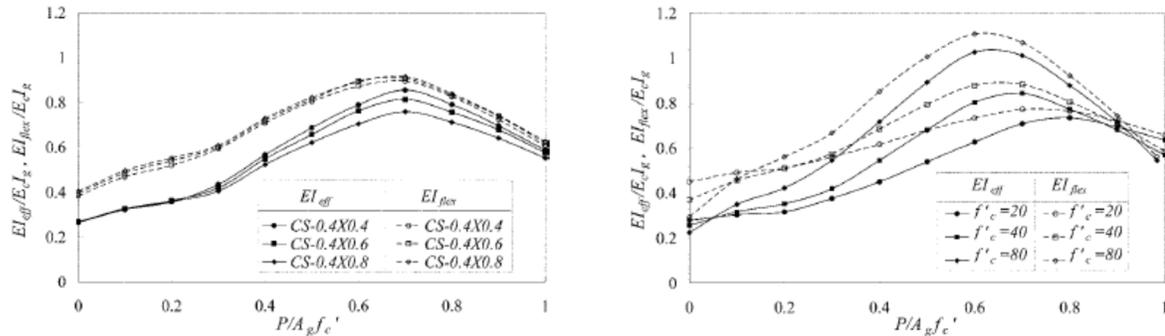
b). Para diferentes resistencias de fluencia del refuerzo longitudinal (f_y en MPa)



c). Para diferentes diámetros de las barras de refuerzo longitudinal (d_b en mm)



d). Para diferentes longitudes del miembro (L en m)



- e). Para diferentes peraltes de la sección de la columna (CS=Dimensiones de la sección transversal en m)
- f). Para diferentes resistencias a compresión del concreto (f'_c en MPa)

Figura 2.8: Variación de las relaciones EI_{flex}/EI_g y EI_{eff}/EI_g , con la relación de carga axial, para diferentes propiedades de los materiales y/o parámetros de la sección transversal (Kumar y Singh, 2010)

En los resultados mostrados en las figs. 2.8a a 2.8f, Kumar y Singh (2010) analizan por separado la influencia de los distintos parámetros considerados sobre los valores de la relación EI_{eff}/EI_g . En la tabla 2.1 tomada de la misma referencia, los autores muestran la variación de EI_{eff} debida a la variación simultánea de los diferentes parámetros. Los rangos de valores en que variaron estos parámetros son: P/Agf'_c de 0.1 a 0.4, ρ de 0.01 a 0.04, f_y de 380 a 580 MPa (3875 a 5915 kg/cm²), d_b de 16 a 32 mm (0.63 a 1.26 in), L de 1 a 4m, peralte de la sección transversal del miembro de 0.4 a 0.8 m y f'_c de 20 a 80 Mpa (204 a 816 kg/cm²). Cabe mencionar que el rango de valores de las relaciones de carga axial, cuantías de refuerzo, propiedades mecánicas de los materiales y relaciones de aspecto de las secciones transversales están dentro de los límites indicados por los reglamentos vigentes.

Tabla 2.1: Variación de la EI_{eff} de columnas debida a la variación simultánea de los diferentes parámetros que influyen su valor (Kumar y Singh, 2010)

P/Agf'_c	Máxima variación de la rigidez efectiva (%)					
	ρ	f_y	d_b	L	Sección transversal	f'_c
0.1	56.3	22.2	8.3	60.3	1.2	14.1
0.2	44.0	23.2	10.1	61.1	1.5	28.9
0.3	40.8	2.8	3.8	57.5	7.0	36.8
0.4	22.1	2.9	3.1	50.6	8.0	45.6

En la tabla 2.1 se observa claramente que los parámetros que mayor influencia tienen sobre los valores de EI_{eff} , además de la carga axial, son la cuantía de refuerzo, la longitud del miembro y la resistencia a compresión del concreto

2.3.2. Rigidez efectiva de columnas que forman parte de marcos dúctiles.

En el análisis estructural requerido para calcular la respuesta del sistema ante la acción sísmica asociada al ELF, la estructura se encuentra en su estado de fluencia incipiente; por lo que el I_{eff} de cada uno de los miembros a usarse debería ser en principio, el correspondiente a dicho estado. Es importante notar sin embargo, que en caso de que se desee que la estructura a diseñar sea dúctil, debido al criterio que

establecen el RCDF 2004 para este tipo de estructuras, que consiste en asignar a las columnas unas resistencias mínimas, mayores a las obtenidas del análisis, en todos sus nodos salvo los de la azotea y los de la base; se esperaría que solamente las columnas de la base y las de la azotea fluyeran, por lo que a las restantes se les debe asignar un I_{eff} acorde al nivel de fuerzas demandado, el cual es menor al asociado a su fluencia incipiente.

2.3.3. Selección de expresiones para el cálculo del momento de inercia efectivo de los elementos estructurales.

2.3.3.1. Análisis sísmico para el ELPC (fluencia estructural incipiente)

Para el cálculo de la I_{eff} de columnas se sección rectangular y circular que no fluirán, es recomendable usar la expresión propuesta por Kunthia y Ghosh (2004), ec. 2.2, ya que ésta es concebida para representar la I_{eff} de las columnas tanto en comportamiento elástico-lineal como en el asociado a su fluencia incipiente, aunque los autores señalan que para el primero las I_{eff} predichas son menos aproximadas.

$$EI_{eff} = EI_g (0.80 + 25\rho) \left(1 - \frac{e}{h} - 0.5 \frac{Pu}{Po}\right) \leq EI_g \geq 0.35EI_g \quad (2.2)$$

Dónde: E es el módulo de elasticidad del concreto, e es la excentricidad de la carga axial de diseño, Pu , h es el peralte de la sección transversal de la columna y Po es la carga axial a compresión pura. Los restantes parámetros ya se han definido. Para el cálculo de la I_{eff} de las columnas que fluirán se recomienda usar la expresión propuesta por Elwood y Eberhard (2009), ec. 2.3, ya que como se comentó, ofrecen una mejor aproximación.

$$EI_{eff} = EI_g \left[\frac{1.5 \left(0.2 + 1.3 \left(\frac{(P/AgEc)}{\varepsilon_0} \right) + \rho \right)}{1 + 110 \left(\frac{d_b}{D} \right) \left(\frac{D}{a} \right) \left[\frac{4}{3} - \frac{10}{3} \left(\frac{(P/AgEc)}{\varepsilon_0} \right) \right]} \right] \leq 0.6EI_g \text{ y } \geq 0.2EI_g \quad (2.3)$$

Dónde: db es el diámetro de la barra del refuerzo longitudinal, D es diámetro o peralte de la sección transversal de la columna, “ a ” es su claro de cortante, Ag es el área gruesa de su sección transversal y ε_0 es la deformación unitaria a compresión del concreto en su esfuerzo máximo. Los restantes parámetros ya se han definido. Para el cálculo de la I_{eff} de vigas rectangulares de concreto de resistencia normal 4000 psi (280 kgf/cm²), se recomienda usar la expresión propuesta por Kunthia y Ghosh (2004), ec. 2.4, ya que como se mencionó, ésta es concebida para representar la I_{eff} de las vigas en comportamiento asociado a su fluencia incipiente.

$$EI_{eff} = EI_g (0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b}{d}\right) \leq 0.6EI_g \quad (2.4)$$

Dónde: $(1.2-0.2b/d) \leq 1.0$, b y d son la base y el peralte efectivo de la sección transversal, respectivamente. Para el cálculo de la I_{eff} de vigas rectangulares de concreto de alta resistencia 12000 psi (840 kgf/cm²), se recomienda usar la expresión propuesta por Kunthia y Ghosh (2004), ec. 2.5.

$$EI_{eff} = EI_g (0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b}{d}\right) (1.15 - 0.00004 f'c) \leq 0.6 EI_g \quad (2.5)$$

donde: $(1.2-0.2b/d) \leq 1.0$. Para el cálculo de la I_{eff} de vigas de sección T, Kunthia y Ghosh (2004) proponen modificar la I_{eff} obtenida con las ecs. 2.4 ó 2.5, con el factor dado por la ec. 2.6.

$$EI_{effT} = EI_{eff} \left(1 + 2 \frac{tf}{h}\right) \leq 1.4 EI_{eff} \quad (2.6)$$

Dónde: EI_{effT} , es la rigidez a flexión efectiva de la viga T , tf y h son, respectivamente, el espesor del patín y el peralte total de la sección transversal. De esta ecuación se observa que el máximo incremento del I_{eff} de una sección T respecto al de una sección rectangular es de 1.4, valor muy por debajo de 2.0, que es el que implícitamente algunos ingenieros consideran al ignorar la pérdida de rigidez indicada en el RCDF (2004) para vigas.

2.3.3.2. Análisis sísmico para el ELS

Considerando lo discutido en referencia a la fig. 2.4, se observa que dependiendo del valor de Q elegido, las ordenadas del espectro de diseño reducido para el ELF serán similares en mayor o menor medida a las del espectro correspondiente al ELS. Lo anterior sugiere que la opción más general y viable para el cálculo del I_{eff} asociado a servicio es el uso de expresiones que sean función de la magnitud de los elementos mecánicos demandados en los miembros. Para el cálculo de la I_{eff} de las columnas se recomienda usar la ec. 2.2 propuesta por Kunthia y Ghosh (2004), ya que dicha expresión es función de la magnitud de la carga axial y el momento flexionante actuantes en la columna y como se mencionó, también es aplicable cuando la columna está sometida a demandas menores a las asociadas a su resistencia de fluencia. Para el cálculo de la I_{eff} de las vigas se recomienda usar la expresión propuesta por Chan y Wang (2006), ec. 2.7, dadas las consideraciones con las que fue obtenida.

$$EI_{eff} = \left(\frac{2Mcr^2}{Ma^2 + Mb^2} \right) I_{un-cr} + \left(1 - \frac{2Mcr^2}{Ma^2 + Mb^2} \right) I_{cr} \leq \text{cuando } Mcr \leq MayMb \quad (2.7)$$

Dónde: I_{un-cr} e I_{cr} son el momento de inercia no agrietado y agrietado de la sección transversal crítica del miembro considerando el acero de refuerzo y los restantes parámetros se definieron previamente. En la fig. 2.9, se muestra la definición gráfica de I_{un-cr} e I_{cr} . La aplicación práctica de la ec. 2.7 es tediosa ya que se deben calcular los valores de Mcr , I_{un-cr} e I_{cr} de la sección con alguno de los procedimientos conocidos. Para evitar esta labor numérica, los autores del presente trabajo aplicaron la ec. 2.7 a un conjunto de secciones de vigas de concreto reforzado con diferentes relaciones de aspecto y cuantías de refuerzo, con la finalidad de obtener una expresión análoga a la ec. 2.4, más sencilla de usar. En la aplicación de la ec. 2.7 al conjunto de secciones mencionado se consideró que $MayMb$ tienen el mismo valor, además de los valores: $Ma=0.75Myn$, $Ma=0.85Myn$ y $Ma=0.95Myn$, esto último con la finalidad de

cubrir un rango considerable de valores de los momentos flexionantes demandados en condiciones de servicio.

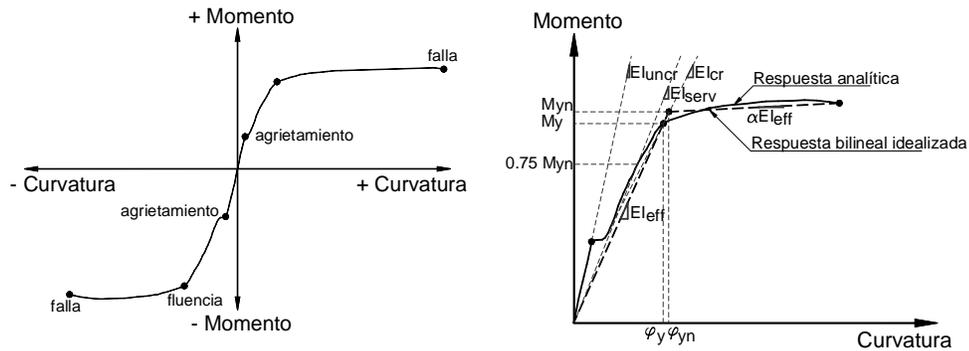


Figura 2.9: Propiedades de la sección transversal de un miembro de concreto reforzado

A continuación se describen las consideraciones hechas y las características del conjunto de secciones transversales de vigas usadas. Se usaron vigas de sección rectangular cuyas relaciones de aspecto, cuantías de refuerzo longitudinal y transversal están dentro de los límites especificados en el RCDF 2004, El refuerzo longitudinal se distribuyó en dos capas, una en el lecho superior de su sección transversal y otra en su lecho inferior. Las dimensiones y cuantías de refuerzo longitudinal a tensión, ρ , y a compresión, ρ' , de las secciones empleadas se muestran en las tablas 2.2 y 2.3. Para cada sección se consideraron 10 pares de valores de cuantías de refuerzo a tensión y compresión, cada uno de éstos cumple con una relación ρ'/ρ , cuyos valores son: 0.75, 0.85 y 0.95. Se utilizó concreto tipo I con resistencia a compresión $f'_c=250$ kgf/cm². Se consideró al concreto del núcleo de la sección como confinado y al del recubrimiento como no confinado y para modelar el comportamiento de éstos se usó el modelo de Kent y Park modificado y el de Hognestad, respectivamente, fig. 2.10a. El acero de refuerzo tiene un esfuerzo de fluencia $f_y=4200$ kgf/cm² y un módulo de elasticidad $E=2000,000$ kgf/cm², fig. 2.10b.

Tabla 2.2: Geometría de las secciones transversales consideradas

Sección	Geometría		Relación de aspecto (h/b)
	Ancho (mm)	Peralte (mm)	
b2	300	450	1.5
b3	300	600	2.0
b4	300	750	2.5
b5	300	900	3.0

Tabla 2.3: Cuantías de refuerzo consideradas

Sub-secciones	Cuantía de refuerzo a tensión (ρ)	Relación cuantía de refuerzo a compresión/ tensión (ρ'/ρ)		
		75%	85%	95%
1	0.00264	0.00190	0.00216	0.00248
2	0.00512	0.00369	0.00420	0.00482
3	0.00761	0.00548	0.00624	0.00715

4	0.01009	0.00727	0.00828	0.00949
5	0.01258	0.00906	0.01031	0.01182
6	0.01506	0.01084	0.01235	0.01416
7	0.01755	0.01263	0.01439	0.01649
8	0.02003	0.01442	0.01643	0.01883
9	0.02252	0.01621	0.01846	0.02116
10	0.02500	0.01800	0.02050	0.02350

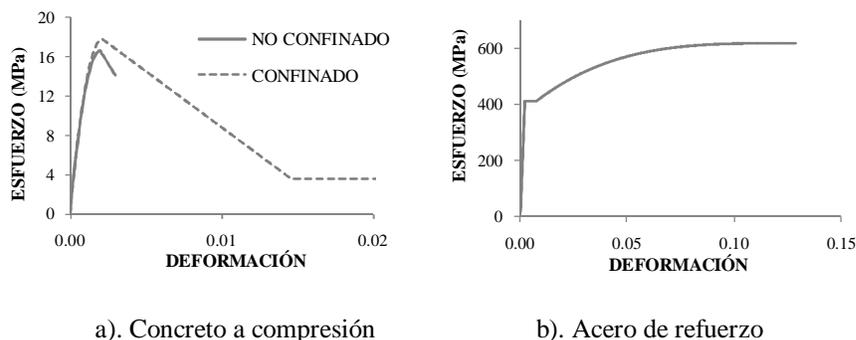


Figura 2.10: Relaciones esfuerzo-deformación de los materiales considerados

Por otra parte, dada la naturaleza reversible de las acciones que presentan las estructuras durante su respuesta ante un sismo, las cantidades de refuerzo que se colocan en los lechos superior e inferior de las vigas comúnmente son diferentes. Debido a esto las propiedades de la sección obtenidas a momento negativo y a momento positivo, por ejemplo de un diagrama momento-curvatura, $M-\phi$, serán diferentes, parte izquierda de la fig. 2.9. Considerando lo anterior, para obtener una caracterización más representativa de la I_{eff} de la sección se promediaron las I_{eff} , obtenidas de los diagramas $m-\phi$ idealizados de cada una de las sub-secciones a momento negativo y positivo. Los diagramas $m-\phi$ se calcularon con el programa Biax(Wallace y Moehle, 1989), y se idealizaron como una curva bilineal, usando el criterio de iguales energías, parte derecha de la fig. 2.9. Lo anterior con el propósito de obtener valores nominales de la resistencia, M_{yn} , y curvatura, ϕ_{yn} , asociados a la fluencia de la sección. Un criterio adicional para obtener los diagramas $M-\phi$, consiste en definir su punto final como el correspondiente a la deformación unitaria a compresión útil en el concreto, ϵ_c , cuyo valor es de 0.003.

Al analizar del conjunto de datos obtenidos las variables que mayor influencia tienen sobre el I_{eff} de las vigas se determinó, a diferencia de la ec. 2.4, que solo la cuantía de refuerzo a tensión, ρ , es relevante. Cabe mencionar sin embargo, que en el presente estudio solo se consideró un valor de $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ por lo que en principio, la ecuación resultante solo será aplicable para concretos que tengan una resistencia a compresión similar. Al realizar un análisis de regresión lineal para la variable ρ , sobre el conjunto de datos se obtuvieron las ecs. 2.8, 2.9 y 2.10, para los valores de $Ma=0.65M_{yn}$, $Ma=0.75M_{yn}$ y $Ma=0.85M_{yn}$, respectivamente. El coeficiente de variación asociado a las predicciones del I_{eff} obtenidas en las tres ecuaciones fueron aproximadamente de $\pm 12\%$.

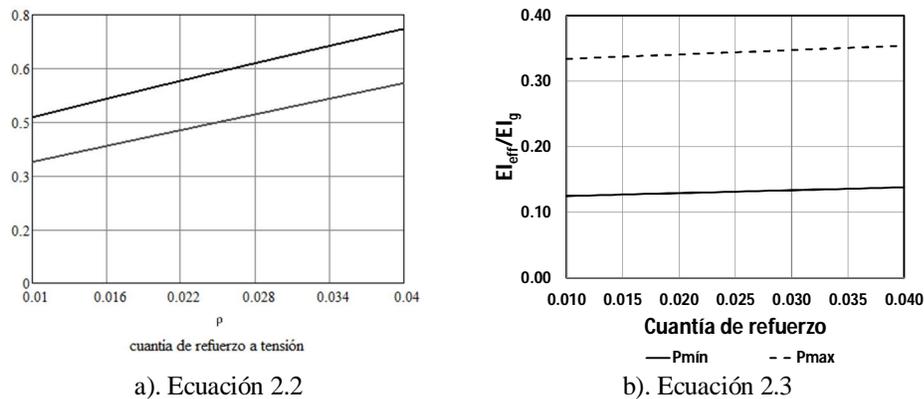
$$\text{Para } Ma=0.65M_{yn}: EI_{eff} = EI_g (0.213 + 38.20\rho) \leq 1.0EI_g \quad (2.8)$$

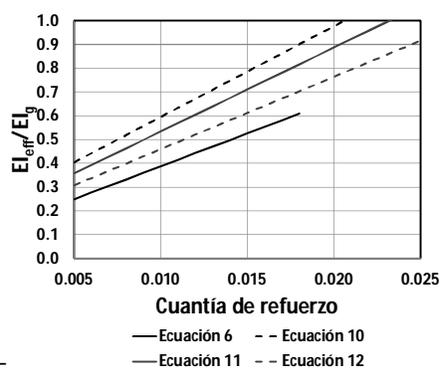
$$\text{Para } Ma=0.65Myn: EI_{eff} = EI_g (0.1813 + 35.34\rho) \leq 1.0EI_g \quad (2.9)$$

$$\text{Para } Ma=0.65Myn: EI_{eff} = EI_g (0.1548 + 30.46\rho) \leq 1.0EI_g \quad (2.10)$$

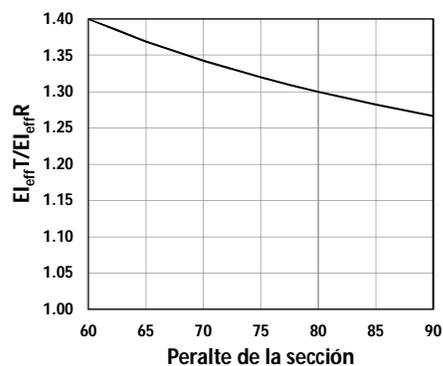
En la fig. 2.11 se muestran las gráficas de las ecs. 2.2, 2.3, 2.4, 2.6, 2.8, 2.9 y 2.10 para el cálculo de la relación EI_{eff}/EI_g . En la fig. 2.11b se grafica la ec. 2.3 para las cargas axiales mínima, P_{min} , y $P_{máxima}$, P_{max} , de la relación $P/Agf'c$ permisible por el RCDF 2004, cuyos valores son 0.1 y 0.4, y para el rango de cuantías de refuerzo indicado en las mismas normas que va del 1% al 4%; para una columna de 4m de longitud y con una sección transversal de 0.80x0.80 m, construida con concreto de un $f'c=250$ kg/cm² y reforzada con varillas de 1-1/2" de diámetro. Se observa que incluso para la máximas carga axial y cuantía de refuerzo permitidas, la relación EI_{eff}/EI_g es ≈ 0.36 , valor considerablemente inferior al indicado por dichas normas. En la fig. 2.11a se grafica una versión simplificada y menos precisa de la ec. 2.2, función de ρ y P , para el rango permisible de ρ y las P_{min} y P_{max} de la columna considerada en la fig. 2.11b. Se observa que de manera similar a la ec. 2.3, conforme aumenta la carga axial se incrementa la relación EI_{eff}/EI_g . La comparación entre las figs. 2.11a y 2.11b sugiere que mediante esta versión simplificada, y en general con la ec. 2.3, se sobrestiman los valores de EI_{eff}/EI_g , lo cual es de esperarse, ya que no considera las deformaciones por cortante y deslizamiento del refuerzo, sin embargo; dado que en el presente estudio esta ecuación se usa para calcular la EI_{eff}/EI_g de las columnas que no fluyen, se piensa que las deformaciones por deslizamiento del refuerzo no serán significativas.

En la fig. 2.11 se muestran la gráficas de la ecs. 2.5, 2.8, 2.9 y 2.10 en donde el límite inferior de EI_{eff}/EI_g está dado por una posible cuantía mínima de refuerzo a tensión de uso en la práctica del diseño, y el límite superior por la máxima cuantía indicada por el RCDF 2004. Se observa que para la cuantía media de las consideradas el valor correspondiente de EI_{eff}/EI_g en la ec. 2.5 es similar al recomendado por el RCDF 2004, pero que para cuantías bajas o altas las diferencias pueden ser considerables. También se observa que, como era de esperarse, para un mismo valor de ρ es mayor el valor de EI_{eff}/EI_g para condiciones de servicio que para fluencia incipiente. En la fig. 2.11 se muestra la gráfica de la ec. 2.6 para la sección transversal de una viga T, cuya dimensión de su base es de 30 cm y espesor de su patín de 12 cm. Se observa que el máximo valor del factor dado por la ec. 2.6 corresponde a una relación de aspecto $h/b=2$ de la sección transversal, y que conforme aumenta el peralte de la sección el valor del factor disminuye hasta a un mínimo de ≈ 1.25 , que corresponde a la máxima relación de aspecto, $h/b=3$, que una viga puede tener de acuerdo a las disposiciones del RCDF 2004 para marcos dúctiles.





c). Ecuaciones 2.5,2.8,2.9 y 2.10



d). Ecuación 2.6

Figura 2.11: Graficas de las diferentes ecuaciones para el cálculo de la relación EI_{eff}/EI_g

2.3.4. Criterios y procedimiento propuesto para incorporar la correlación entre la rigidez efectiva y la resistencia de los elementos en el procedimiento de diseño.

En esta sección se aplican los resultados obtenidos en la sección anterior, y se sugieren criterios y un procedimiento iterativo para incorporar la correlación entre la rigidez efectiva a flexión y la resistencia de columnas y vigas de concreto reforzado, en el procedimiento de análisis y diseño sísmico indicado en el RCDF 2004, conocido como basado en fuerzas o resistencias.

Sin embargo este procedimiento requiere una enorme cantidad de trabajo numérico, por lo que a partir de los resultados de su aplicación se buscará alguna tendencia en los valores de los momentos de inercia efectivos de los miembros estructurales, y de encontrarse, se evaluará su aproximación comparando el periodo fundamental de la estructura y la distribución y magnitud de las distorsiones de entrepiso obtenidas mediante aplicación, con las correspondientes obtenidas de la aplicación del procedimiento iterativo. Con base en la comparación del diseño sísmico de dos marcos de concreto reforzado aplicando los valores del momento de inercia efectivo indicados en el RCDF 2004 y los obtenidos considerando el procedimiento iterativo, se pretende mostrar el impacto de estimar de manera inadecuada la rigidez efectiva de los miembros sobre los diferentes parámetros de respuesta del sistema estructural.

En la fig. 2.12 se presenta el diagrama de flujo del procedimiento iterativo propuesto, mostrando las modificaciones necesarias para considerar la correlación entre la rigidez efectiva y la resistencia de los miembros estructurales. A continuación se sugieren algunos criterios para su implementación:

- El diseño de los miembros se debe realizar de acuerdo a lo indicado en el capítulo 7, (marcos dúctiles) del RCDF 2004.
- La rigidez efectiva de las columnas que fluirán, se tomará como el promedio de las calculadas con las envolventes mínima y máxima de las fuerzas de diseño.

- Para el cálculo de la rigidez efectiva de las columnas que no deben fluir, las envolventes mínima y máxima de las fuerzas serán las del análisis, ya que son las mayores demandas que actuarán sobre éstas.

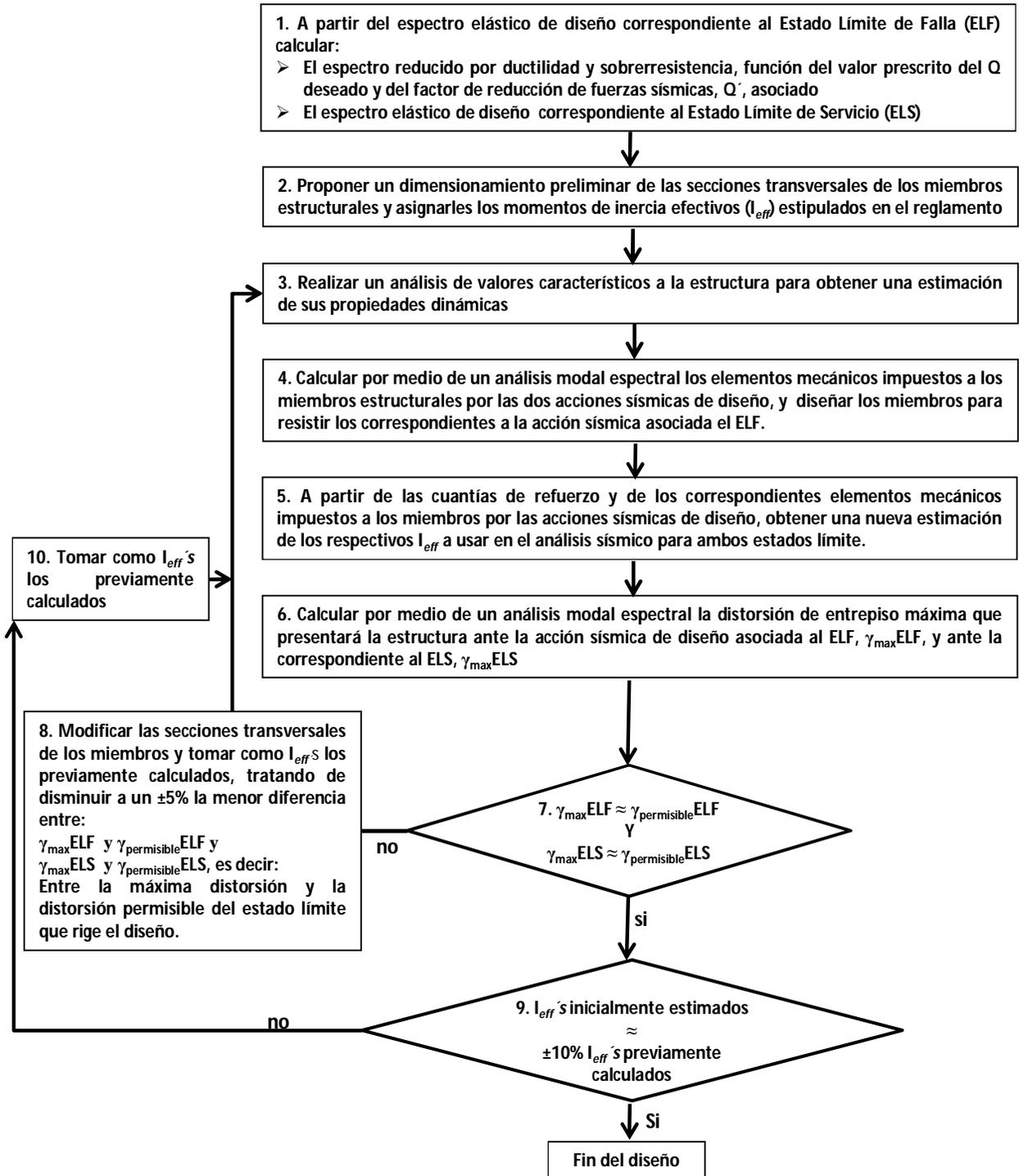


Figura 2.12: Diagrama de flujo del procedimiento iterativo de análisis y diseño sísmico basado en fuerzas

2.3.5. Ejemplos de aplicación

Ejemplo 1 (E1). Se diseña el marco ubicado en el eje C del edificio cuyas configuraciones en planta y elevación se muestran en la fig. 2.13. El sistema estructural del edificio es a base de marcos rígidos de concreto reforzado sin contravientos y se desplanta en un sitio con periodo dominante del suelo, $T_s=1.2$ s, ubicado en la zona sísmica IIIa del Distrito Federal. El uso del edificio es para oficinas y se eligió y determinó que era aplicable un factor de comportamiento sísmico $Q=3(1)$. En la fig. 2.14 se muestran los espectros de diseño correspondientes a ambos estados límite. El marco se analizó considerando efectos de segundo orden e ignorando la interacción suelo-estructura y se diseñó de acuerdo a los lineamientos del RCDF 2004. Las propiedades de los materiales usadas para el análisis y diseño de la estructura son, para el concreto: concreto tipo I con $f'_c=250$ kg/cm² y $E=221359$ kg/cm², y para el acero: $f_y=4200$ kg/cm². En la tabla 2.4 se muestran las cargas gravitacionales usadas en el análisis. Las distorsiones de entrepiso permisibles consideradas son: 0.4% para el ELS y 3% para el ELF. El análisis de la estructura y el diseño de sus miembros se realizaron con el programa ECO-GcW (Corona, 2003).

(1) De acuerdo a lo concluido en la sección 2.2, es razonable el uso de valores Q menores a 3 y diseñar la estructura de acuerdo a los requisitos del capítulo 7 de las NTCDC 2004(marcos dúctiles). Sin embargo, debido a la necesidad de apoyarse en el uso del programa ECO-GcW y dada una limitación que éste presenta (no diseña de acuerdo al capítulo 7 si se consideran valores de Q menores a 3), se optó por usar un valor unitario para el factor de sobrerresistencia, de tal forma que las reducciones al espectro elástico correspondiente al ELF no fueran excesivas, de acuerdo a lo discutido en dicha sección.

Cabe mencionar también, que se eligió un modelo estructural de características regulares y usuales con el propósito de facilitar la obtención de tendencias en los valores de las relaciones I_{eff}/I_g de los miembros estructurales; que de otra forma se dificultaría al considerar modelos tridimensionales de estructuras, regulares o irregulares en configuración geométrica y distribución de masas y rigideces, en planta y elevación, en los que además se tome en cuenta la interacción suelo-estructura, ya que el número de variables introducidas por estos aspectos puede ser muy grande. Además, tomar en cuenta debidamente dichas variables implica el desarrollo un inmenso estudio numérico, lo cual está fuera del alcance del presente trabajo.

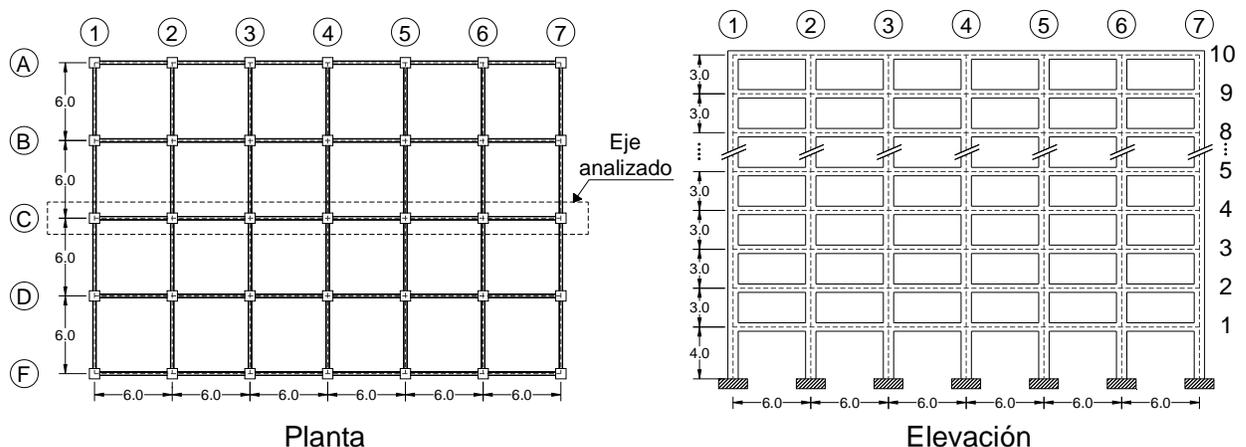


Figura 2.13: Configuraciones en planta y elevación del edificio que contiene al marco estructural que se estudia (dimensiones en m).

Tabla 2.4: Cargas gravitacionales consideradas

Cargas gravitacionales consideradas: (kg/m ²)	
Carga muerta en azotea=	500
Carga viva instantánea en azotea=	70
Carga muerta en entrepiso=	560
Carga viva instantánea en entrepiso=	180

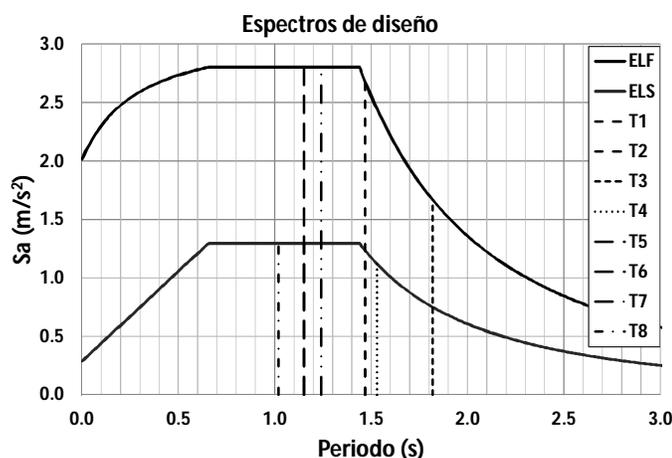


Figura 2.14: Acciones sísmicas correspondientes a los estados límite de diseño

Ejemplo 2 (E2). Se diseña el marco del ejemplo 1 pero considerando la correlación entre la rigidez y la resistencia de los miembros estructurales.

Ejemplo 3 (E3). Se diseña un marco similar al del ejemplo 1, pero de seis niveles, considerando los I_{eff} indicados en el RCDF 2004.

Ejemplo 4 (E4). Se diseña el marco del ejemplo 3, pero considerando la correlación entre la rigidez y la resistencia de los miembros de concreto reforzado.

Discusión de resultados

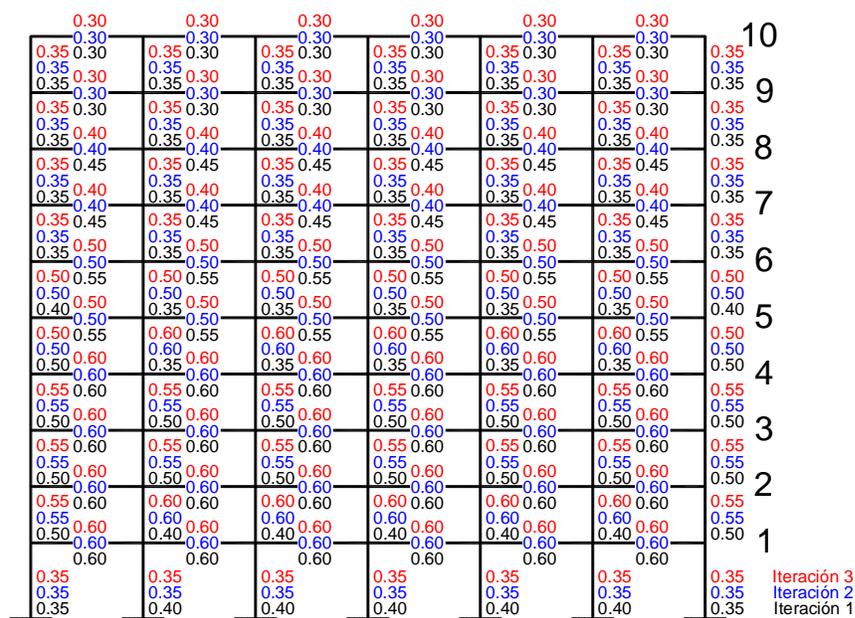
En la fig. 2.15 se muestran para los marcos en estudio, las relaciones I_{eff}/I_g de los miembros calculadas en cada una de las iteraciones requeridas para que converjan la rigidez y resistencia de cada uno de ellos a la tolerancia especificada. Se observan las siguientes tendencias generales:

- Las relaciones I_{eff}/I_g de las columnas en ambos estados límite son menores a la indicada (1.0), por el RCDF 2004. La relación I_{eff}/I_g de las columnas de la base son menores a las de las columnas de los niveles restantes, salvo las de los niveles superiores, cuyos valores usualmente corresponden al límite inferior de dicha relación debido a las bajas cargas axiales que actúan sobre éstas.

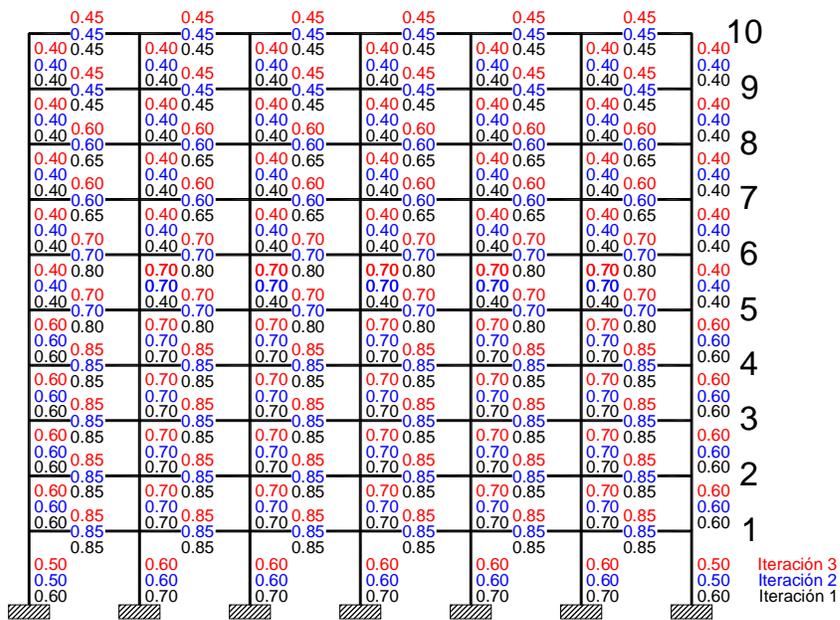
- Durante el proceso iterativo las relaciones I_{eff}/I_g de las columnas de la base tienden a decrecer, mientras que las de las columnas ubicadas en los entrepisos más demandados, que corresponden a los entrepisos donde se presenta la máxima distorsión y adyacentes, dicha relación tiende a crecer o a mantenerse aproximadamente constante. En las columnas de los niveles superiores esta relación se mantiene constante e igual a la mínima. En las columnas de la base y de los niveles superiores, la diferencia de la relación I_{eff}/I_g de la primera iteración y de la última usualmente es menor al 20%, mientras que dicha diferencia en las columnas de los entrepisos más demandados puede ser hasta del 70%. Lo anterior sugiere que para el cálculo de la I_{eff}/I_g del primer grupo de columnas puede bastar con realizar una iteración, más no así con las columnas de los entrepisos más demandados.
- En el ELF, las relaciones I_{eff}/I_g de las vigas de los entrepisos más demandados son mayores a la indicada (0.5), por el RCDF 2004, mientras que las de los entrepisos superiores son menores. En las vigas de los entrepisos más demandados, esta tendencia se debe a que como las columnas presentan una pérdida de rigidez significativa, la demanda de fuerza que dejan de tomar la reciben las vigas, incrementando así la cuantía de refuerzo requerida y por tanto su rigidez efectiva. En las vigas de los niveles superiores, a pesar de la gran pérdida de rigidez que también sufren las columnas, las fuerzas sísmicas actuantes en estos niveles son menores en comparación con las de los niveles inferiores, por lo que su cuantía de refuerzo y por tanto su rigidez efectiva son relativamente bajas. En el ELS las relaciones I_{eff}/I_g de las vigas de los entrepisos más demandados son considerablemente mayores a la indicada por el RCDF 2004, mientras que las de los entrepisos superiores son similares.
- Durante el proceso iterativo las relaciones I_{eff}/I_g de las vigas de los entrepisos más demandados tienden a crecer o a mantenerse aproximadamente constante, mientras que las de las vigas ubicadas en los entrepisos superiores dicha relación tiende a decrecer y/o a mantenerse constante a un valor mínimo. En vigas, la diferencia de la relación I_{eff}/I_g de la primera iteración y de la última varía del 0% al 60%. Lo anterior sugiere que para el cálculo de su I_{eff}/I_g se deben realizar al menos dos iteraciones.
- Un valor promedio de la relación I_{eff}/I_g en el ELF de todas las columnas de cada eje y de todas las vigas de cada crujía del marco E2 es: $I_{eff}/I_g \approx 0.5$. Dicho valor promedio en las columnas y vigas del marco E4 es: $I_{eff}/I_g \approx 0.44$. Estos valores son similares al aproximado deducido ($I_{eff}/I_g = 0.5$) mediante el cual se obtiene una razonable correlación con el periodo y los desplazamientos laterales obtenidos de pruebas experimentales en estructuras reticulares a escala cargadas hasta la fluencia, realizadas y/o reportadas en estudios desarrollados por Shimazaki y Sozen, (1985) y Lepage (1996). Es importante mencionar que las estructuras estudiadas en estos trabajos tienen características y se hicieron consideraciones similares a las que en el presente estudio se hacen: Se trata de estructuras planas regulares que se pueden considerar como de baja y mediana altura en las cuales no se toma en cuenta la interacción suelo- estructura y se usa la misma sección de vigas y columnas en toda su altura. La similitud entre los resultados experimentales y los obtenidos de la aplicación del procedimiento iterativo propuesto indica que las consideraciones hechas en éste son adecuadas.

- Para el ELS se observó que en las vigas del marco E2 la relación promedio $(I_{eff}/I_g-ELS)/(I_{eff}/I_g-ELF)$, es aproximadamente igual a 1.44 y en las columnas de 1.20. En las vigas del marco E4 se observó que dicha relación es aproximadamente igual a 1.48 y en las columnas de 1.40. Salvo en las columnas del marco E2, estos valores son similares al indicado por el ACI-318-11($1.25/0.875=1.43$) para estimar el I_{eff} de los miembros en el ELS. Es importante mencionar que en su estudio original Hage y Macgregor (1974) no justifican el valor de 1.25, así como también, que no es de esperarse el hecho de que en los miembros de ambos marcos el valor de la relación $(I_{eff}/I_g-ELS)/(I_{eff}/I_g-ELF)$ sea similar, ya que en el marco E2 el cociente de la ordenada espectral correspondiente a su periodo fundamental en el ELF, T3 en la fig. 2.14, entre la ordenada correspondiente al periodo en el ELS, T4 en la misma figura, es de 1.48; mientras que dicho cociente en el marco E4 es de 2.18.

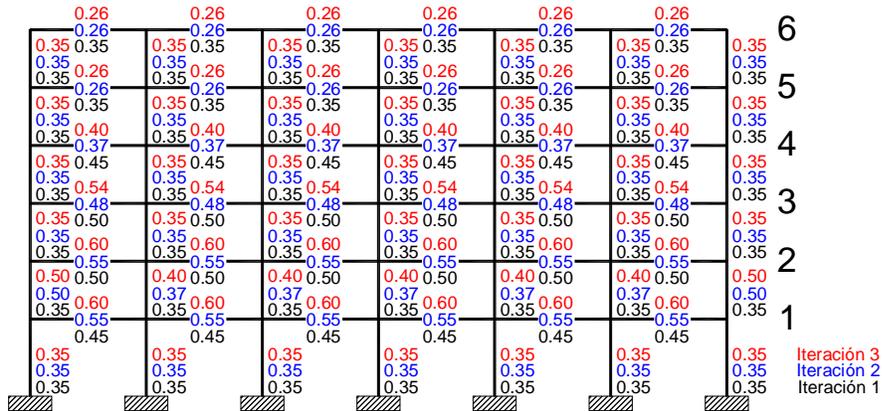
En la Tabla 2.5 se muestran las dimensiones de las secciones transversales requeridas para los miembros estructurales y en la fig. 2.16 los armados para proporcionarles las resistencias de diseño. Puesto que el periodo del marco E1 se ubica al inicio de la zona descendente de los espectros de diseño, fig. 2.14; al presentar las columnas del marco E2 una menor rigidez, figs. 2.15a y 2.15b, los periodos en ambos estados límite se incrementan, reduciéndose así las ordenadas espectrales de diseño; lo que conduce a que en el marco E2 se requieran columnas de menores secciones transversales y con cuantías de refuerzo menores respecto a las del marco E1. De forma similar, debido a que el periodo del marco E3 se ubica en la mitad de la meseta del espectro de diseño, fig. 2.14; al presentar las columnas del marco E4 una menor rigidez, el periodo en el ELF se incrementa sin embargo, las ordenadas espectrales de diseño siguen siendo las mismas, lo que conduce a que en el marco E4 no se requiera un cambio en la secciones de las columnas, un ligero incremento en el peralte de las vigas y por tanto menores cuantías de refuerzo en ambos tipos de miembros estructurales.



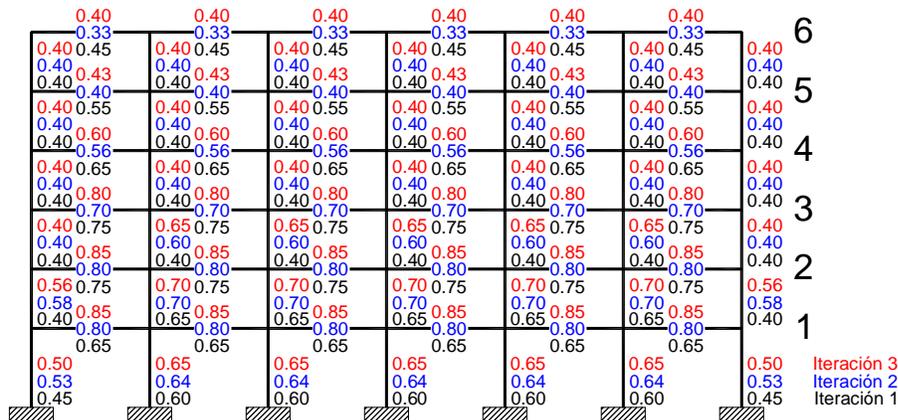
a). Marco E2 (ELF)



b). Marco E2 (ELS)



c). Marco E4 (ELF)

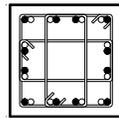


d). Marco E4 (ELS)

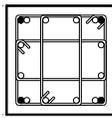
Figura 2.15: Relaciones I_{eff}/I_g obtenidas en cada una de las iteraciones requeridas en el procedimiento iterativo

Tabla 2.5: Dimensiones de las secciones transversales requeridas para los miembros de los marcos en estudio

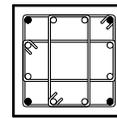
	Marco E1		Marco E2		Marco E3		Marco E4	
	Nivel	Dimensiones (m)						
Columnas	1 a 10	0.90 x 0.90	1 a 10	0.80 x 0.80	1 a 10	0.75 x 0.75	1 a 10	0.75 x 0.75
Vigas	1 a 10	0.35 x 0.70	1 a 10	0.30 x 0.70	1 a 10	0.30 x 0.60	1 a 10	0.30 x 0.65
Correspondientes a: $I_{eff}ELF=0.5I_g$ y $I_{eff}ELS=1.4I_{eff}ELF$								
Columnas	-----	-----	1 a 10	0.80 x 0.80	-----	-----	1 a 10	0.75 x 0.75
Vigas	-----	-----	1 a 10	0.30 x 0.70	-----	-----	1 a 10	0.30 x 0.75



Columnas nivel 1
Refuerzo longitudinal
12#12+12#10, $\rho_l=2.86\%$
Estribos
3E4r4r#4@10-20cm

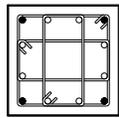


Columnas nivel 2
Refuerzo longitudinal
4#12+12#8, $\rho_l=1.31\%$
Estribos
3E4r4r#4@10-20cm

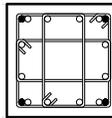


Columnas niveles 3 a 10
Refuerzo longitudinal
4#12+8#8, $\rho_l=1.06\%$
Estribos
3E4r4r#4@10-20cm

a). Columnas marco E1

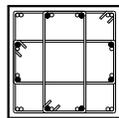


Columnas nivel 1
Refuerzo longitudinal
4#12+8#8, $\rho_l=1.34\%$
Estribos
3E4r4r#4@10-20cm

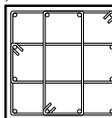


Columnas niveles 2 a 10
Refuerzo longitudinal
4#10+12#6, $\rho_l=1.03\%$
Estribos
3E4r4r#4@10-20cm

b). Columnas marco E2

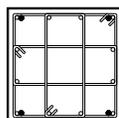


Columnas nivel 1
Refuerzo longitudinal
8#10+16#8, $\rho_l=2.57\%$
Estribos
3E4r4r#4@10-20cm

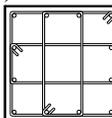


Columnas niveles 2 a 6
Refuerzo longitudinal
12#8, $\rho_l=1.08\%$
Estribos
3E4r4r#4@10-20cm

c). Columnas marco E3



Columnas nivel 1
Refuerzo longitudinal
12#8+4#10, $\rho_l=1.65\%$
Estribos
3E4r4r#4@10-20cm



d). Columnas marco E4

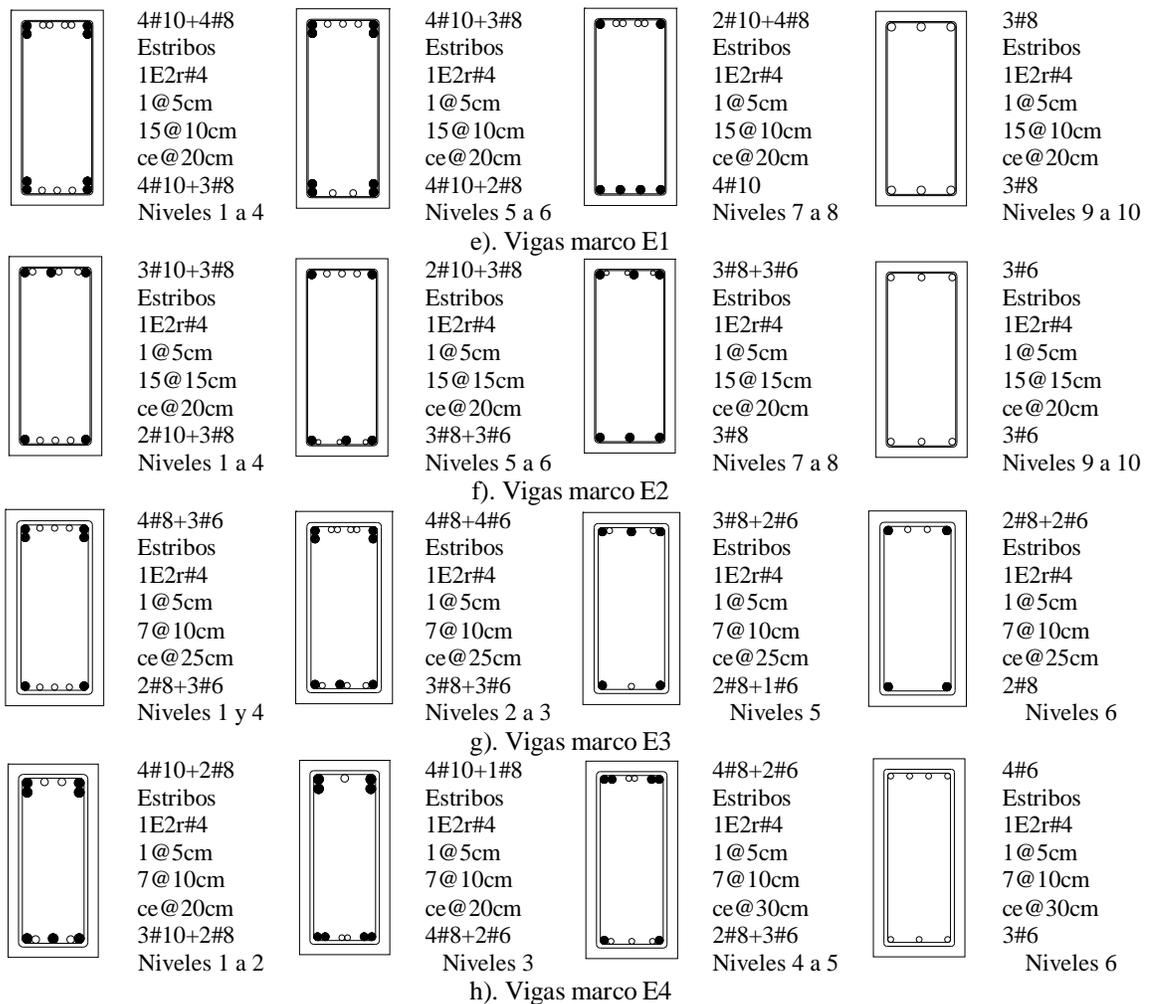


Figura 2.16: Armados requeridos para proporcionar las resistencias de diseño a los miembros de los marcos en estudio

En la Tabla 2.6 se muestran los periodos fundamentales de los marcos estudiados. Como resultado de la menor rigidez efectiva, fig. 14a, y secciones transversales de menores dimensiones, Tabla 2.5, que presentan las columnas del marco E2 en el ELF, respecto a las del marco E1; el periodo del primero es mayor en un 24% al del segundo. En el ELS el periodo de ambos marcos es similar, como resultado de la compensación de rigidez que se presenta al tener mayor rigidez efectiva la mayoría de las vigas del marco E2, fig. 14b, que las del marco E1, pero menor rigidez efectiva las columnas del primero que las del segundo. En los periodos de los marcos E3 y E4 se presentan una tendencia similar pero menos marcada, ya que como se mencionó, en éstos no se requirió un cambio en la sección transversal de las columnas y solo un ligero incremento en el peralte de las vigas del marco E4. Por ejemplo, el periodo del marco E4 en el ELF es solo 7% mayor al del marco E3, y por el contrario, en el ELS el periodo del primero es 11% menor al del segundo, como resultado de incremento importante en la I_{eff} de las vigas.

Tabla 2.6: Periodos fundamentales de vibrar de los marcos en estudio.

Periodo fundamental usando diferentes propuestas del I_{eff} , (seg)	Marco E1		Marco E2		Marco E3		Marco E4	
	ELF	ELS	ELF	ELS	ELF	ELS	ELF	ELS
	(T ₁)	(T ₂)	(T ₃)	(T ₄)	(T ₅)	(T ₆)	(T ₇)	(T ₈)
De reglamento y calculadas de acuerdo a las expresiones propuestas	1.47	1.47	1.82	1.53	1.15	1.15	1.24	1.02
Correspondientes a: $I_{eff}ELF=0.5I_g$ y $I_{eff}ELS=1.4I_{eff}ELF$	---	---	1.81	1.54	---	---	1.17	0.99

En la fig. 2.17 se comparan las distorsiones de entrepiso de diseño en los marcos estudiados para cada uno de los estados límite, con la máxima permisible indicada para dicho estados. Se observa que la rigidez lateral de los marcos E1 y E3 quedó regida por el ELS así como también la del marco E2, pero la del marco E4 quedó regida por ELF. Estos resultados se explican observando que a los periodos del marco E2 en ambos estados límite les corresponden ordenadas espectrales menores que a los periodos del marco E1, y que dicho decremento en las ordenadas fue significativamente mayor para ELF, fig. 2.14. Las ordenadas espectrales de diseño de los marcos E3 y E4 para ambos estados límite son las mismas, sin embargo, la rigidez efectiva de los miembros en el ELF del marco E4 fueron considerablemente menores que las de los miembros del marco E3.

De acuerdo a los dos últimos resultados discutidos en relación a la fig. 2.15, es de interés averiguar si se llega a un diseño similar a los obtenidos en los ejemplos E2 y E4, considerando para los análisis sísmicos en el ELF y en el ELS las respectivas relaciones aproximadas: $I_{eff}/I_g=0.5$ y $I_{eff}/I_g=1.4(0.5)$ en todos los miembros de los marcos. En la tabla 2.5 se comparan las dimensiones de las secciones transversales de los marcos de 10 niveles (E5) y de 6 niveles (E6) diseñados usando los I_{eff} aproximados, con las respectivas de los marcos E2 y E4. Se observa que se requirieron las mismas dimensiones. En la tabla 2.6 se comparan los periodos de los marcos E5 y E6 con los periodos de los marcos E2 y E4. Se observa que los periodos resultantes de ambos diseños para los dos estados límite son similares. En la fig. 2.17 se comparan las distorsiones de entrepiso de ambos diseños. Se observa que usando los I_{eff} aproximados las distorsiones en los entrepisos más demandados de los modelos E5 y E6 son hasta 10% mayores a las de los modelos E2 y E4, respectivamente. Una situación contraria se observa en los entrepisos superiores, en los que las distorsiones de los modelos E5 y E6, son menores a las respectivas de los modelos E2 y E4.

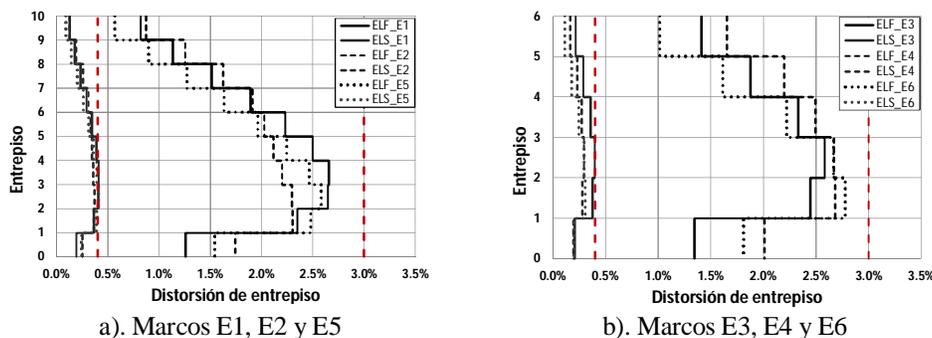


Figura 2.17: Distorsiones de entrepiso en los estados límite de diseño de los marcos en estudio.

Capítulo 3

Diseño sísmico basado en desempeño

3.1. Generalidades

El hecho de que estructuras diseñadas de acuerdo a los lineamientos de los reglamentos de diseño sísmico no hayan presentado el desempeño estructural establecido ante las acciones sísmicas de diseño, ha motivado a algunas agencias gubernamentales y asociaciones profesionales a llevar a cabo un replanteamiento de los criterios para definir más apropiadamente tanto las acciones sísmicas de diseño como los índices de desempeño más adecuados para medir y/o controlar el daño estructural y no estructural, así como al desarrollo de procedimientos de análisis y diseño sísmico que sean capaces de predecir con mayor aproximación la respuesta inelástica de las estructuras y de esta forma garanticen el cumplimiento del objetivo de diseño. El resultado de estas tareas ha conducido al desarrollo de la llamada filosofía del diseño sísmico basado en desempeño (FDSBD) la cual, de acuerdo al Comité Visión 2000 (SEAOC, 1995), se define como “la selección de los criterios de diseño, de los sistemas y configuraciones estructurales apropiados, del dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales, no estructurales y del contenido; de la garantía y el control de la calidad durante la construcción y el mantenimiento a largo plazo, de manera tal que para niveles especificados de movimiento del terreno y con niveles definidos de confiabilidad, la estructura no experimentará daños más allá de ciertos estados límite u otros estados de utilidad”. Uno de los principales objetivos perseguidos por la FDSBD es crear estructuras seguras, funcionando y económicas, en las cuales sea posible garantizar los parámetros de desempeño ante las cada una de las acciones sísmicas de diseño, de tal forma que se puedan establecer los costos e implicaciones que los niveles de daño aceptados tendrán para cada acción sísmica, minimizándose de esta forma las pérdidas económicas.

3.2. Estados límite o niveles de desempeño

Un estado límite o nivel de desempeño se define como un estado de daño determinado, tanto en la estructura y sus miembros estructurales como en elementos no estructurales. Durante su respuesta a las acciones sísmicas de diseño una estructura puede presentar un ancho rango de niveles de desempeño, variando desde poco o nulo daño en elementos estructurales y no estructurales, hasta el colapso local o global del sistema estructural. A continuación se definen los niveles de desempeño comúnmente considerados en el diseño de estructuras tipo edificación.

- Completamente funcional (servicio). Los elementos estructurales y no estructurales, así como las instalaciones y el equipo de un edificio en este nivel de desempeño presentaran poco o nulo daño. Después de un breve lapso de tiempo requerido para rehabilitaciones menores y limpieza, el edificio estará disponible para su ocupación y función.

- Funcional. Los elementos estructurales y no estructurales, y equipo de un edificio en este nivel de desempeño presentaran un menor y nulo nivel de daño, respetivamente. El edificio estará disponible para su ocupación y función después de un lapso de tiempo requerido para la rehabilitación de los elementos, limpieza y revisión del equipo.
- Seguridad de vidas. Un edificio en este nivel desempeño debe tener un conveniente margen de seguridad contra el colapso, para de esta forma garantizar completamente la vida de sus ocupantes. El nivel de daño en elementos estructurales y no estructurales será significativo pero en particular, debe evitarse la caída de los elementos no estructurales y equipos, que puedan poner en riesgo la vida de los ocupantes. Los costos de rehabilitación y reparación pueden ser excesivos por lo cual puede no ser económicamente factible reparar el edificio, teniéndose que pensar en la posibilidad de demolerlo.
- Prevención del colapso. Un edificio en este nivel de desempeño estará al borde del colapso, por lo cual, la seguridad de los ocupantes no estará garantizada. La reparación del edificio no será económicamente factible e inevitablemente se tendrá que demolerlo. Este nivel de desempeño puede ser dividido en dos sub-niveles; uno referido al inicio de un mecanismo de colapso local y otro referido inicio del colapso completo del sistema estructural. El colapso local se refiere a la pérdida de transmitir carga vertical de uno o más elementos, resultado del colapso de un entrepiso en una parte del edificio que no excede unas pocas crujiás. El colapso global del sistema se refiere a la condición donde se presenta una falla simultánea de varios entrepisos.

En la fig. 3.1 se muestra una curva de respuesta Cortante basal-Deformación lateral típica de una estructura tipo edificación, en la que se representan los cuatro niveles de desempeño definidos y sus magnitudes de daño asociado.

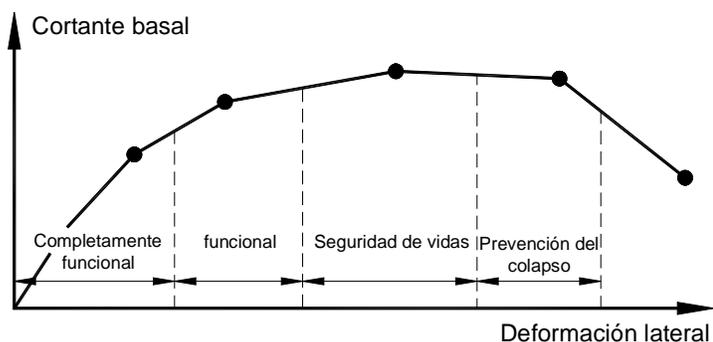


Figura 3.1: Niveles de desempeño y rango de magnitudes del daño estructural asociado

3.3. Sismos de diseño o niveles de diseño sísmico

De acuerdo a lo mencionado en la sección 1.1, los niveles de diseño sísmico son los sismos o acciones sísmicas para las cuales se desea diseñar la estructura. En la FDSBD la intensidad de los niveles de diseño sísmico se definen en términos del periodo de retorno, T_r o probabilidad de excedencia de la ocurrencia

de los sismos en un lapso de tiempo dado; aunque se ha señalado (fib, 2003), que sus intensidades deberían elegirse considerando además la función del edificio, los niveles de desempeño considerados, la vida útil esperada y sobre todo, la sismicidad del sitio. Para el caso particular del estado de California en los Estados Unidos de América, el Comité Visión 2000 clasifica los niveles de diseño sísmico como:

- Sismo de ocurrencia frecuente. $Tr=43$ años; Probabilidad de excedencia: $\approx 50\%$ en 20 años
- Sismo de ocurrencia ocasional. $Tr=72$ años; Probabilidad de excedencia: $\approx 50\%$ en 35 años
- Sismo de rara ocurrencia. $Tr=475$ años; Probabilidad de excedencia: $\approx 10\%$ en 50 años
- Sismo de muy rara ocurrencia. $Tr=970$ años; Probabilidad de excedencia: $\approx 10\%$ en 100 años

3.4. Objetivos de diseño u objetivos de desempeño

Un objetivo de diseño u objetivo de desempeño se define como el conjunto de parejas Nivel de desempeño-Nivel de diseño sísmico, para las cuales se diseña una estructura, es decir; son los estados de daño que se desea presente la estructura cuando esta se sujete a acciones sísmicas de determinadas intensidades. El objetivo de desempeño se selecciona de acuerdo a la función del inmueble, a consideraciones económicas (costos de rehabilitación y reparación), a las pérdidas ocasionadas por prescindir de su función, así como al valor que puede tener la construcción por considerarla patrimonio histórico o cultural para la sociedad. En la fig. 3.2 se muestra la matriz de objetivos de desempeño planteada por el Comité Visión 2000, en la que las líneas diagonales representan los objetivos desempeño propuestos por dicho comité para estructuras desplantadas en el estado de California de los Estados Unidos de América.

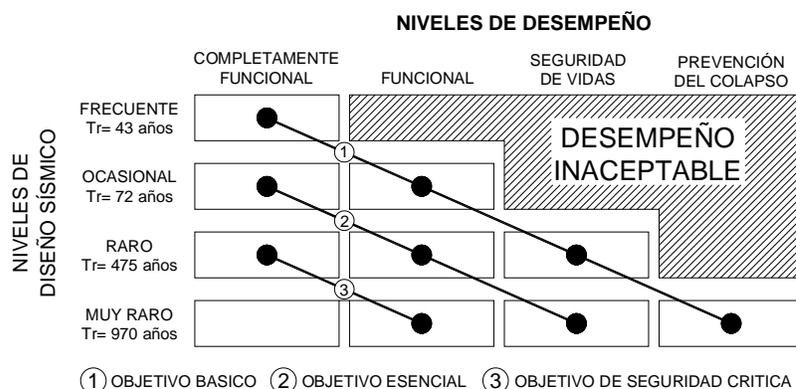


Figura 3.2: Matriz de objetivos de desempeño planteada por el Comité Visión 2000.

Se definen los siguientes tres objetivos de desempeño:

- Objetivo básico. Se aplica a edificios de ocupación y uso normal (oficinas y casa habitación).

- **Objetivo esencial/riesgo.** Objetivo de desempeño mínimo aceptable para estructuras cuya operación es indispensable: hospitales, estaciones de bomberos, centrales de comunicación, centros de control de emergencias o estaciones de policía, etc., y estructuras que almacenan materiales peligrosos, donde en caso de colapso la liberación de dichos materiales afectaría solamente los alrededores del inmueble, provocando que el impacto a la población sea mínimo.
- **Objetivo de seguridad crítica.** Objetivo de desempeño mínimo aceptable para estructuras de vital importancia, como plantas de energía eléctrica, o estructuras que contienen grandes cantidades de materiales peligrosos, cuya liberación resulta de gran peligro para una amplia porción de la sociedad.

De acuerdo a estos objetivos, se observa que conforme aumenta la importancia de las estructuras, se requiere que presenten niveles de desempeño que involucren menor daño para los mismos niveles de diseño sísmico.

3.5. Ventajas de los métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos y/o deformaciones

De acuerdo a lo discutido en las secciones 1.1 y 1.3., el hecho de que con la aplicación del procedimiento de análisis y diseño sísmico basado en fuerzas no ha sido posible garantizar plenamente el cumplimiento de los parámetros de desempeño establecidos para el ELPC, ha motivado el desarrollo de procedimientos de análisis y diseño sísmico alternos que sean capaces de predecir con mayor aproximación la respuesta inelástica de las estructuras y de esta forma garantizar el cumplimiento del objetivo de diseño o desempeño.

Actualmente existe una variedad de estos procedimientos alternos, los cuales han recibido el adjetivo genérico de basados en desempeño, pero que comúnmente se clasifican de acuerdo al índice o índices de desempeño para los que se diseña la estructura; y de entre los cuales han destacado los llamados basados en desplazamientos y/o deformaciones, debido a la transparencia y sencillez de su planteamiento, así como a la eficacia obtenida de su uso para controlar la magnitud del daño en elementos estructurales y no estructurales; ya que se ha observado experimentalmente (Moehle, 1992; Priestley, 1998), que existe una buena correlación entre los desplazamiento laterales relativos de una estructura, las deformaciones angulares de sus miembros y la magnitud del daño que se presenta en éstos. En la fig. 3.3 se presentan dos esquemas tomados de Moehle, (1992), en los que se muestra gráficamente el daño en los elementos no estructurales, fig. 3.3a, debido al desplazamiento lateral relativo del entrepiso, y la relación geométrica, fig. 3.3b, entre la rotación del nodo y el desplazamiento lateral relativo de los niveles de una estructura reticular en las que sus columnas son más resistentes que sus vigas. Algunos investigadores (Bertero, 2001), han sugerido usar esta última relación en conjunto con los valores permisibles de la rotación plástica de vigas recomendados por algunos reglamentos como el FEMA 273 (1997), para definir valores más racionales de las máximas distorsiones de entrepiso permisibles.

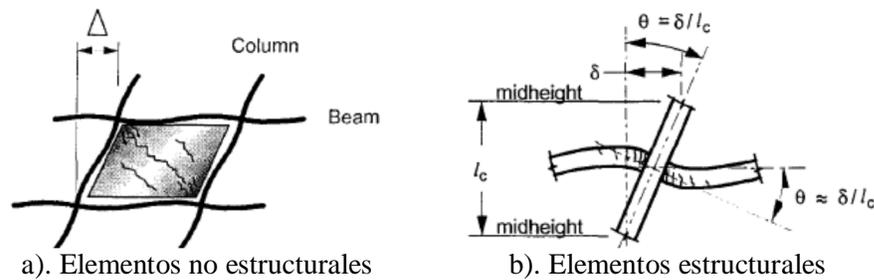


Figura 3.3: Relación entre los desplazamientos laterales relativos de los niveles de una estructura reticular y el daño en sus elementos estructurales y no estructurales, debido a las deformaciones angulares.

Los métodos de análisis y diseño sísmico basados en desplazamientos son más racionales y eficaces que el método basado en fuerzas, ya que con ellos no se diseña para un valor prescrito supuesto de la capacidad dúctil de la estructura, sino que ésta pasa a ser un parámetro de diseño secundario que se calcula a partir de los desplazamientos laterales de fluencia y último permisible de la estructura. Para ejemplificar lo anterior, supóngase que se tiene un muro de concreto reforzado de dimensiones dadas y desea calcular la mínima resistencia que se le debe asignar para que desarrolle la máxima demanda de ductilidad, cumpliendo además el requisito del máximo desplazamiento permisible en su extremo superior. El procedimiento de diseño de acuerdo al método basado en fuerzas iniciaría eligiendo el máximo valor prescrito recomendado por el reglamento de la capacidad dúctil del muro, valores que como se mencionó en la sección 1.1, son estimados y no tienen solida justificación empírica o analítica. Con base en este valor, se hacen las reducciones de fuerzas al espectro elástico de diseño y con estas fuerzas reducidas se obtiene la resistencia de fluencia del muro, V_y , su correspondiente desplazamiento de fluencia en su extremo superior, Δy , y con éste último y la ductilidad de diseño, su desplazamiento inelástico máximo, Δu , fig. 3.4. Suponiendo que este desplazamiento es menor o igual al permisible, se daría por concluido el diseño. Debido a que no se tiene certeza si la capacidad dúctil prescrita del muro es la que realmente presentará, es muy recomendable realizar un análisis inelástico al muro y verificarla, lo cual raras veces se hace en la práctica del diseño sísmico. Si la capacidad dúctil calculada es similar a la prescrita, el diseño se puede considerar satisfactorio; de lo contrario se recomienda realizar un segundo diseño considerando como capacidad dúctil la calculada del análisis inelástico, conduciendo a un inevitable proceso iterativo.

Si se optara por usar un procedimiento de diseño basado en desplazamientos, se iniciaría calculado una estimación preliminar del desplazamiento de fluencia, Δy , y último, Δu , fig. 3.4, y por tanto de la capacidad dúctil del muro, por medio de relaciones semi-empíricas calibradas con resultados de pruebas experimentales, las cuales son función de las propiedades que mayor relevancia tienen en el comportamiento inelástico de las secciones de concreto reforzado, como son geometría, deformación unitaria de fluencia del refuerzo, longitud de la articulación plástica entre otras. Comúnmente, el valor de la capacidad dúctil así obtenido será suficientemente aproximado para fines de diseño y solo se requerirán algunas iteraciones para refinar el valor del periodo efectivo. De lo anterior se observa que con el uso del procedimiento basado en desplazamientos, se obtiene desde la primera iteración una estimación suficientemente aproximada de la capacidad dúctil del muro y por tanto no se requeriría de un análisis inelástico para verificarla, lo cual conduce a que el proceso de diseño sea más rápido y sencillo que con el uso del método basado en fuerzas.

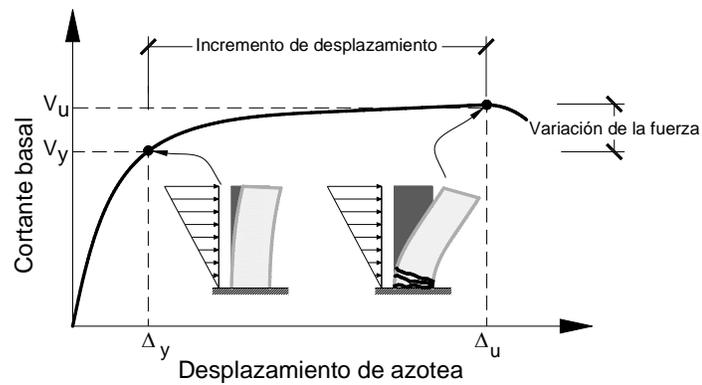


Figura 3.4: Respuesta carga-desplazamiento lateral de un muro de concreto reforzado (adaptada de fib 2003)

3.6. Descripción de los métodos de diseño sísmico multinivel basados en deformaciones más relevantes y sus limitantes

A pesar del gran número de procedimientos de diseño sísmico basados en desempeño existentes en la actualidad, pocos de ellos plantean un esquema de diseño sísmico multinivel en el que se considere explícitamente el ELS o estados límite equivalentes. A continuación se describen dos de los más relevantes procedimientos de diseño sísmico multinivel basados en desplazamientos y/o deformaciones que consideran explícitamente el ELS o un estado equivalente.

3.6.1. Método de diseño propuesto por Panagiotakos y Fardis

Panagiotakos y Fardis (1999) proponen un método de diseño en el que se definen las características de la estructura mediante la obtención y control de las deformaciones, usando la rigidez inicial y espectros de diseño elásticos. Para implementar este método de diseño, se deben seguir los siguientes pasos:

1. Proporcionar el acero de refuerzo longitudinal en las zonas en donde se pueden presentar articulaciones plásticas, es decir, extremos de vigas, base de las columnas del primer entrepiso y/o bases de los muros. A partir de los resultados obtenidos de análisis elásticos de la estructura sujeta a acciones no sísmicas y a sismos frecuentes asociados al estado límite de servicio, las demandas sísmicas se caracterizan mediante espectros elásticos. En la construcción del modelo se deben usar secciones no agrietadas.
2. Proporcionar el acero de refuerzo longitudinal en los elementos en los cuales no se acepta la formación de articulaciones plásticas, es decir, en todas las columnas y muros superiores al primer entrepiso; de acuerdo con el diseño obtenido en el paso anterior y usando criterios del diseño por capacidad.
3. Proporcionar el acero de refuerzo transversal en todos los elementos (diseño ante fuerzas cortantes), a partir de los resultados obtenidos en el análisis y las condiciones de cargas indicadas en el paso 1. Se deben usar criterios de diseño por capacidad.
4. Estimar las demandas de rotación inelástica en los elementos asociadas a la demanda sísmica del estado límite de seguridad de vidas; mediante análisis elásticos, utilizando espectros elásticos con un

amortiguamiento del 5% y caracterizando a los miembros con una rigidez secante al punto de fluencia de ambos extremos en flexión no simétrica.

Posteriormente, se amplifican estas demandas de rotación, para estimar los probables valores máximos de dichas demandas. Los factores de amplificación son proporcionados por los autores de este método, los cuales fueron deducidos a partir de estudio estadístico exhaustivo de la respuesta estructural empleando análisis dinámicos no lineales paso a paso.

5. Verificar que las demandas de rotación sean aceptables, en caso contrario, se debe modificar el acero longitudinal y/o el transversal.

6. Verificar y proporcionar la cantidad y separación de los estribos en las uniones vigas- columna usando criterios de diseño por capacidad, de tal manera que se logre desarrollar adecuadamente los niveles de rotación inelástica en los elementos diseñados para ello.

3.6.2. Método de diseño propuesto por Kappos et al.

Kappos et al. (2001) presentan un método de diseño sísmico basado en deformaciones directas aplicable a edificios conformados por marcos reticulares regulares e irregulares, muros de cortante, sistemas duales (marcos reticulares y muros). Para estimar las respuestas del sistema estructural se usan análisis dinámicos no lineales paso a paso para un conjunto de registros escalados adecuadamente de acuerdo a dos estados. El fundamento por el cual se utilizan análisis dinámico no lineal paso a paso, es que son la herramienta, actualmente disponible, más sofisticada puesto que posee una base matemática y física rigurosa. Los pasos que se deben seguir para implementar este método de diseño son los siguientes:

1. Diseñar a flexión las zonas en donde se acepta la ocurrencia de articulaciones plásticas, basándose en los requerimientos del estado límite de servicio. Se establece un nivel básico de resistencia, mediante el cual se garantice que la estructura permanecerá en condiciones de servicio después de un sismo con altas probabilidades de excedencia. Se seleccionan como zonas de disipación de energía a los extremos de todas las vigas y la base de las columnas de planta baja, utilizando el mecanismo de columna fuerte-viga débil. Se lleva a cabo un análisis elástico, del modelo derivado de un dimensionamiento preliminar, usando como demanda un registro escalado de acuerdo al nivel de desempeño de ocupación inmediata (servicio). Se modifica dicho registro por un factor menor a la unidad a fin de tomar en cuenta el posible sobrediseño debido a cuantías mínimas estipuladas en los reglamentos. Para este modelo se debe utilizar una rigidez efectiva en las vigas del $0.5EI_g$ y en las columnas una rigidez de EI_g además se deben usar valores medios en las resistencias de los materiales.

En el método se requiere definir un factor de reducción α , a partir del cual se controlan las deformaciones actuantes en las vigas, dicho factor se obtiene al relacionar las rotaciones elásticas con las correspondientes inelásticas, como se muestra en la fig. 3.5.

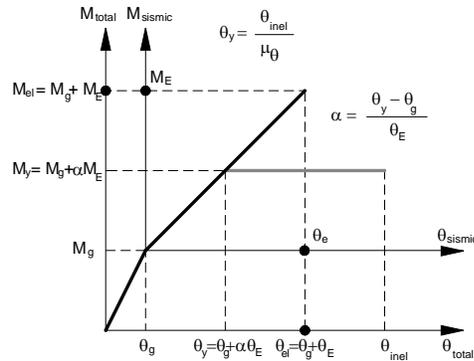


Figura 3.5: Definición de la pendiente del diagrama $M-\theta_{inel}$ y de α para vigas

De acuerdo con la fig. 3.5, proponiendo el factor de ductilidad de rotación objetivo (μ_θ) y la máxima rotación inelástica (θ_{inel}), de la θ_E encontrada en el análisis elástico, se calcula la rotación de fluencia (θ_y) para cada elemento estructural. Por simplicidad se puede asumir que la respuesta $M-\theta$ es elasto-plástica perfecta y que la pendiente del diagrama $M-\theta$ elástica y elasto-plástica es la misma. Los momentos y rotaciones debidos a las cargas permanentes (gravedad y viva reducida) se consideran primero, y se mantienen constantes (θ_g , M_g); cualquier reducción de la fuerza elástica (M_E) es debida a las cargas sísmicas, las cuales se toman en cuenta después que las cargas permanentes; posteriormente, se calcula el momento de fluencia (M_y) con la ec. 3.1.

$$M_y = M_g + \alpha M_E \quad (3.1)$$

donde, el factor de reducción α , que es el mismo para momentos y rotaciones, se obtiene mediante la ec. 3.2.

$$\alpha = \frac{\theta_y - \theta_g}{\theta_E} \quad (3.2)$$

Finalmente, se determinan las fuerzas de diseño reducidas para cada viga, las cuales están directamente relacionadas con la ductilidad rotacional objetivo para el nivel de desempeño de servicio. La demanda de refuerzo longitudinal para vigas se calcula a través de métodos convencionales de diseño a flexión y considerando los requerimientos mínimos de acuerdo a las normas. En caso de que la demanda de acero longitudinal resulte menor a los requerimientos mínimos, se debe hacer una reducción de la sección transversal, para que las deformaciones sean iguales a las permisibles de acuerdo al nivel de desempeño, a fin de lograr que exista un balance entre desempeño y economía.

2. Seleccionar las acciones sísmicas. Para los análisis dinámicos no lineales paso a paso requeridos en el método es necesario definir registros escalados apropiadamente de acuerdo con el estado límite. Se deben seleccionar un conjunto de acelerogramas que sean representativos del peligro sísmico de lugar en donde se edificará la estructura.

3. Establecer un modelo parcialmente inelástico. Se establece un modelo de la estructura “parcialmente inelástico” (PIM, por sus siglas en inglés), en el cual las vigas y la base de las columnas de la planta baja son modelados como elementos que fluyen, con una resistencia calculada a partir de las fuerzas reducidas de acuerdo con las deformaciones inelásticas permitidas para el estado límite de servicio; mientras que las columnas restantes se modelan como elementos elásticos.

4. Verificar el estado límite de servicio. Se lleva a cabo un análisis dinámico no lineal paso a paso del modelo descrito en el paso anterior, con el registro escalado para la intensidad asociada al estado límite de servicio. Se verifica que los valores máximos de distorsiones de entrepiso y rotaciones de articulaciones plásticas estén dentro de los valores permisibles para este estado límite. Se revisa el desempeño inelástico del sistema estructural y se comprueba que el factor de ductilidad rotacional, obtenido para vigas y las bases de las columnas de planta baja, sea consistente con el valor asumido durante el diseño.

5. Diseño del refuerzo longitudinal en columnas (y/o muros) para el estado límite de seguridad de vidas. Para el diseño de elementos considerados como elásticos (columnas y/o muros) en el modelo parcialmente inelástico, se utilizan los resultados del análisis dinámico no lineal paso a paso, para el registro sísmico escalado para la intensidad asociada al estado límite de seguridad de vidas, en este análisis se deben de considerar los valores de diseño de las resistencias de los materiales. Este análisis proporciona la combinación de momento crítico (M) y su correspondiente carga axial (N) de cada columna y/o muro. Para columnas sujetas a carga biaxial se deben considerar tres combinaciones: $\max(M_y)$ con su correspondiente M_z y N ; $\max(M_z)$ y su correspondiente M_y y N ; $\min(N)$ compresión o $\max(N)$ tensión y su correspondiente M_y y M_z ; mientras que para columnas sujetas a carga uniaxial se deben usar dos combinaciones.

En las conexiones viga-columna se presenta una variación en la resistencia, que si no se toma en cuenta conlleva a que durante el diseño se sobreestime el acero de refuerzo longitudinal; para evitar esto, se recomienda que se aumenten los momento y las fuerza axial mediante un factor de 1.26, a fin de garantizar el cumplimiento del objetivo de desempeño y evitar que las columnas fluyan; para base de las columnas de la planta baja no es necesario usar este factor ya que estas se diseñaron con el valor medio de la resistencia de los materiales.

6. Diseñar por cortante. Las fuerzas de cortante de diseño corresponden a las acciones inducidas por un sismo asociado con el nivel de desempeño de prevención al colapso. Sin embargo, para simplificar el método de diseño, el detallado y diseño por cortante se lleva a cabo usando las fuerzas por cortante, calculadas en el análisis dinámico no lineal paso a paso para la acción sísmica asociada al nivel de desempeño de seguridad de vida, modificándolas 1.20 veces para las vigas y 1.15 veces para las columnas.

7. Detallado de los elementos. El detallado de todos los elementos debe hacerse para cumplir con longitudes de desarrollo, anclaje y confinamiento de acuerdo al nivel de inelasticidad considerado y al nivel de ductilidad.

De acuerdo a los autores, sus respectivos métodos de diseño pueden garantizar razonablemente bien los parámetros de desempeño establecidos en el diseño, sin embargo, de la breve descripción dada de ambos métodos se observa que el propuesto por Panagiotakos y Fardis, (1999), resulta conceptualmente complejo

y el propuesto por Kappos et al., (2001), se apoya en el uso de análisis inelásticos paso a paso, los cuales tienen como inconvenientes la incertidumbre en la selección de los registros adecuados y la sensibilidad de la respuesta a las reglas y parámetros de comportamiento que son requeridos. Estas limitantes hacen que la aplicación de estos métodos sea justificable solo para el diseño sísmico de estructuras especiales o de vital importancia. Lo anterior pone en evidencia la necesidad de disponer de métodos de diseño sísmico multinivel que se fundamenten en conceptos teóricos sencillos y hagan uso de herramientas de análisis habituales, de tal forma se puedan implementar fácilmente en la práctica del diseño sísmico.

Capítulo 4

Método de diseño sísmico multinivel basado en desplazamientos

4.1. Fundamentos

Las propiedades de un oscilador de un grado de libertad, 1GDL, con comportamiento inelástico idealizado como bilineal son: su frecuencia elástica, ω_E , resistencia de fluencia por unidad de masa, R_y/m , y frecuencia de posfluencia, $\alpha\omega_E$, donde α , para el caso en el que el oscilador no presente una significativa degradación de rigidez por efectos $P-\Delta$, es la relación de rigidez de posfluencia a rigidez inicial. Dadas estas propiedades, el oscilador desarrollará ante una acción sísmica dada un desplazamiento elástico máximo o de fluencia, S_{dy} , una demanda de ductilidad, μ , un desplazamiento inelástico máximo, S_{dmax} y una correspondiente resistencia máxima por unidad de masa, R_{max}/m . Las propiedades y respuesta de este oscilador se pueden representar en un espacio espectral pseudoaceleración, S_a , - desplazamiento, S_d , como una curva bilineal, fig. 4.1, denominada en este trabajo curva de comportamiento del oscilador inelástico de 1GDL. El idealizar como bilineal la respuesta del oscilador, permite que su respuesta máxima se pueda aproximar sumando su respuesta elástica máxima y su respuesta inelástica adicional, denominada en este trabajo como respuesta complementaria, (R_{comp}/m , S_{dcomp}).

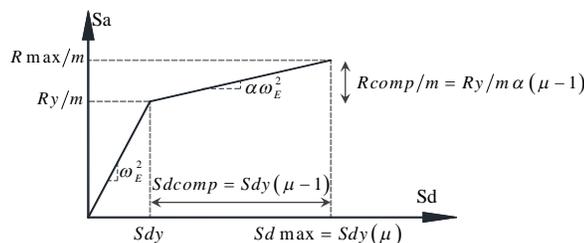


Figura 4.1: Curva de comportamiento de un oscilador bilineal de un grado de libertad

4.1.1. Hipótesis de trabajo

La principal hipótesis en que se basa el procedimiento de diseño propuesto considera que la respuesta bilineal idealizada del oscilador inelástico de 1GDL cuyas propiedades dinámicas corresponden al modo de mayor contribución a la respuesta de la estructura, denominado Sistema de Referencia, SR; se puede extrapolar, por medio de análisis modales espectrales, a la también idealizada respuesta carga-desplazamiento lateral (curva de capacidad), de una estructura de Múltiples Grados de Libertad, MGD, que presenta cierta rigidez de posfluencia.

La segunda hipótesis consiste en aceptar como válida la aplicación del análisis modal espectral (AME) para determinar la respuesta inelástica máxima de una estructura de MGD. Las simplificaciones y/o

aproximaciones que hacen posible la aplicación del AME a sistemas inelásticos de MGDL son: (1) ignorar el acoplamiento de las respuestas de los “osciladores modales” debido a la fluencia de la estructura y (2) considerar aplicable el uso de una regla de combinación modal para, de manera equivalente, superponer las “contribuciones modales” y obtener la respuesta total; operaciones rigurosamente válidas solo para sistemas con comportamiento elástico lineal. La aproximación del AME para estimar la respuesta inelástica de estructuras de MGDL es incierta y difícil de evaluar, ya que por ser solo una herramienta de análisis, dentro de los resultados obtenidos está implícita también la aproximación propia del método de diseño o evaluación sísmica para representar el comportamiento inelástico de la estructura. Es de esperarse sin embargo, que se estimen los diferentes parámetros de la respuesta inelástica de una estructura con una precisión menor a la que se observa en la respuesta de sistemas elásticos (hasta $\pm 10\%$), (Chopra, 2005). Una revisión de la literatura (fib, 2003), sobre métodos aproximados de diseño y evaluación sísmica de estructuras que se apoyan en esta herramienta de análisis, indica que errores dentro de un rango de valores de hasta $\pm 20\%$ se consideran aceptables.

4.2. Resumen del procedimiento de análisis y diseño sísmico propuesto

El procedimiento de diseño consiste en construir la curva de capacidad (CC) de la estructura para la cual se satisface el OD considerado. La rama elástica inicial, fig. 4.2d, es función de las propiedades de rigidez y resistencia lateral requeridas para que los componentes estructurales y no estructurales del edificio no presenten daño ante el nivel de diseño sísmico asociado al ELS. La ductilidad global de desplazamiento de la estructura es la requerida para que, dadas su resistencia de fluencia y rigidez de posfluencia correspondiente a un estado de daño postulado para el ELPC, la estructura desarrolle una distorsión de entrepiso máxima menor o igual a la permisible para este estado límite.

El procedimiento de análisis sísmico es de tipo incremental por etapas, cada una de las cuales corresponde a una rama de la curva de capacidad de la estructura. El final de la primera etapa representa la condición en la que la estructura alcanza su respuesta elástica máxima o de fluencia y el final de la segunda, su respuesta de desplazamiento inelástico máximo. Para ser consistente con los principios del AME, el procedimiento de análisis consiste en calcular primero una curva de capacidad para cada modo por etapas, y posteriormente determinar cada rama de la curva de capacidad total, aplicando el AME sobre todas las contribuciones modales al final de cada etapa, figs. 4.2c y 4.2d.

Con base en la principal hipótesis de trabajo el procedimiento inicia calculando las propiedades de rigidez, resistencia de fluencia y ductilidad requeridas para el SR1GDL, fig. 4.2a. Posteriormente, en función de las propiedades del SR1GDL y de la acción sísmica con la que se define su resistencia de fluencia, se calculan las propiedades y parámetros de respuesta de los osciladores de los modos superiores, fig. 4.2b, necesarias para que al combinar las contribuciones de todos los modos se obtenga justamente la CC de la estructura que satisface el OD. La contribución del “*j-ésimo*” modo a determinados parámetros de la respuesta elástica máxima de una estructura, por ejemplo el cortante basal de fluencia, V_{by_j} , y el desplazamiento en la azotea asociado, Δy_j^{azotea} ; se obtienen de un análisis a la estructura en su estado elástico inicial sujeta al patrón de fuerzas laterales estáticas equivalentes asociadas a dicho modo, definida por el siguiente vector, ec. 4.1, como se muestra en la fig. 4.2c.

$$\{F_{jE}\} = \Gamma_{jE}\{\varphi_{jE}\}[m]Ry/m_j \quad (4.1)$$

donde: Γ_{jE} , $\{\varphi_{jE}\}$ y Ry/m_j son respectivamente, el factor de participación, el vector de forma y la resistencia de fluencia por unidad de masa del modo j de la estructura en su estado elástico. $[m]$ es la matriz de masa de la estructura.

De forma similar, la contribución del “ j -ésimo” a dichos parámetros de la respuesta complementaria de la estructura: cortante basal complementario, Vb_{comp_j} , y su desplazamiento en la azotea asociado, $\Delta_{comp_j}^{azotea}$, se obtienen de un análisis a la estructura, en la cual se presenta el estado de daño postulado; ante el patrón de fuerzas laterales estáticas equivalentes definida por el siguiente vector, ec. 4.2, como se muestra en la fig. 4.2c.

$$\{F_{jD}\} = \Gamma_{jD}\{\phi_{jD}\}[m]R_{comp}/m_j \quad (4.2)$$

donde: Γ_{jD} y $\{\phi_{jD}\}$ son respectivamente, el factor de participación y el vector de forma del modo j de la estructura en su estado dañado y R_{comp}/m_j es la resistencia complementaria por unidad de masa de dicho modo.

La contribución del “ j -ésimo” a estos parámetros de la respuesta inelástica máxima de la estructura: cortante basal máximo, Vb_{max_j} , y desplazamiento en la azotea asociado, $\Delta_{max_j}^{azotea}$ se obtienen sumando las contribuciones obtenidas en los dos análisis estructurales anteriores, fig. 4.2c. Finalmente, los parámetros de la respuesta elástica de la estructura: cortante basal de fluencia, Vby , y desplazamiento en la azotea asociado, Δy^{azotea} , e inelástica máxima: cortante basal máximo, $Vmax$ y su correspondiente desplazamiento en la azotea, Δ_{max}^{azotea} , se obtienen superponiendo, mediante una regla de combinación modal apropiada, las contribuciones de todos los modos, fig. 4.2d. El criterio para elegir la regla de combinación modal a usar para obtener los parámetros de la respuesta elástica máxima de la estructura es el grado de acoplamiento de sus modos en su estado elástico. Para obtener los parámetros de la respuesta inelástica máxima de la estructura, por razones de homogeneidad, se recomienda usar la misma regla de combinación modal.



Figura 4.2: Representación gráfica del procedimiento para caracterizar la curva de capacidad de una estructura

4.3. Consideraciones e hipótesis adicionales para la aplicación del procedimiento de diseño propuesto

4.3.1. Modelación simplificada del daño estructural

En este trabajo el daño se define por la formación de una articulación plástica en las secciones críticas de un miembro estructural. Se considera que el daño tanto en columnas como en vigas se puede presentar en sus secciones extremas, fig. 4.3b, las cuales, en el caso de las vigas, son sus secciones críticas ante acciones sísmicas cuando éstas predominan sobre las acciones gravitacionales. Una articulación plástica se modela considerando que presenta cierta longitud equivalente de plastificación, l_p , cuyo valor se puede tomar de manera conservadora para un diseño preliminar como $h/2$, donde h es el peralte total de la sección, y determinada rigidez de posfluencia, EI_{pos} efectiva a flexión; expresada en función de una fracción, β , de la rigidez a flexión efectiva inicial, EI_{eff} , del elemento estructural, es decir: $EI_{pos} = \beta EI_{eff}$. En las expresiones anteriores, E es el módulo de elasticidad del concreto, I_{eff} es el momento de inercia efectivo inicial del elemento estructural e I_{pos} es el momento de inercia efectivo a lo largo de l_p . En la fig. 4.3a se muestra un esquema del modelo daño elástico simplificado propuesto. De acuerdo a un estudio paramétrico en secciones de vigas y columnas de concreto reforzado realizado por los autores, el valor de β definido a partir de los diagramas momento-curvatura de las secciones varía entre un 1% y 4% de EI_{eff} . La limitación inherente del modelo elástico aproximado propuesto para representar más adecuadamente el comportamiento inelástico de secciones de concreto reforzado ante acciones sísmicas, es el no poder considerar su típico comportamiento cíclico con degradación rigidez y en ciertas condiciones con degradación de resistencia. Es importante notar sin embargo que esta es una limitación inherente de todos los procedimientos de análisis sísmico elástico de tipo pseudo-dinámico como el análisis modal espectral.

Los valores sugeridos de l_p y β pueden ser suficientemente aproximados para fines prácticos, sin embargo, es evidente que en la implementación del procedimiento se pueden usar valores que se consideren más adecuados.

4.3.2. Postulación de una distribución de daño aceptable para el estado límite de prevención del colapso y determinación de las resistencias de diseño de las columnas

Para el análisis y diseño en el ELPC se postula una distribución de daño en la estructura congruente con un estado de daño representativo de este estado límite. Una posible y deseable distribución de daño con esta característica, la cual se muestra en la fig. 4.3b, es la que se presenta cuando idealmente se inicia el desarrollo del mecanismo de colapso que buscan inducir los reglamentos de diseño sísmico mediante los criterios de diseño por capacidad, conocido como mecanismo de columna fuerte-viga débil. Resultados de análisis dinámicos paso a paso (Park y Paulay, 1975), muestran que en la respuesta inelástica de estructuras reticulares de baja altura, en las cuales comúnmente rige la contribución del modo fundamental, puede haber instantes en que todas las articulaciones plásticas en las vigas se desarrollen simultáneamente, mientras que en estructuras de mayor altura, debido a la mayor contribución de los modos superiores; las articulaciones plásticas en vigas se desarrollan simultáneamente en grupos de 3 a 5 entrepisos. Sin embargo, el desarrollo de las articulaciones plásticas en todas las vigas de un entrepiso

dado solo será posible si en la respuesta de la estructura, las distorsiones de dicho entrepiso son mayores a la distorsión asociada a su fluencia incipiente, $\gamma_{fluencia}$, la cual; estudios recientes (Priestley, 1998), muestran que su valor depende de las propiedades del acero de refuerzo y de la longitud y peralte de las vigas, ec. 4.30; por lo que se puede considerar como una propiedad estructural. En la fig. 4.3c se muestra la típica configuración de distorsiones de entrepiso inelásticas máximas de estructuras reticulares regulares en elevación, en la que se ilustra la situación mencionada.

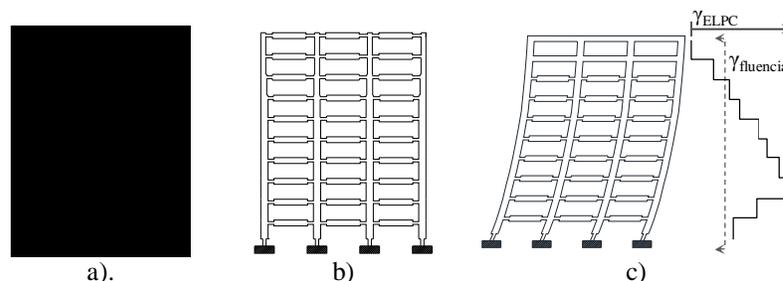


Figura 4.3: Modelos elásticos aproximados para representar la inelasticidad en: a). Las secciones críticas de los elementos, b). Las estructura (Distribución de daño representativa de la formación del mecanismo de colapso columna fuerte-viga débil, y c). Condición para la cual las vigas de un entrepiso dado no deben presentar daño

Los aspectos discutidos indican que el desarrollo de una distribución de daño asociada a la formación del mecanismo de colapso columna fuerte-viga débil es mayormente factible en estructuras de baja altura, siempre que en su respuesta inelástica, las distorsiones de todos sus entrepisos sean mayores a las correspondientes a su fluencia incipiente. Además, siempre que se cumpla la distribución de daño, este estado de daño caracterizará la mínima rigidez lateral posible que presentará la estructura en su respuesta inelástica; por lo que es posible corresponda a su máxima respuesta de desplazamiento.

En este trabajo se establece la hipótesis de que en estructuras a base de marcos rígidos de concreto reforzado será posible el desarrollo de una distribución o estado de daño asociado a la formación del mecanismo de colapso columna fuerte-viga débil; siempre que en la respuesta inelástica de la estructura, las distorsiones de todos sus entrepisos sean mayores a las correspondientes a su fluencia incipiente. Esta aproximación permite caracterizar un modelo de la estructura para determinar su máxima respuesta de desplazamiento.

Es posible que la consideración de esta distribución de daño en estructuras reticulares de baja altura, en las que existe mayor posibilidad de que se desarrollen simultáneamente la mayoría de las articulaciones plásticas requeridas; proporcione una caracterización adecuada de su rigidez lateral en máxima respuesta de desplazamiento. En estructuras hasta de moderada altura, para las cuales se ha observado que aún es económicamente factible el uso de este tipo de sistema estructural en zonas de alta sismicidad (García et al., 1996), se espera que la consideración de esta distribución de daño proporcione un límite inferior razonable de la rigidez lateral de la estructura en máxima respuesta de desplazamiento, con lo que se espera obtener un límite superior aceptable de sus deformaciones laterales máximas.

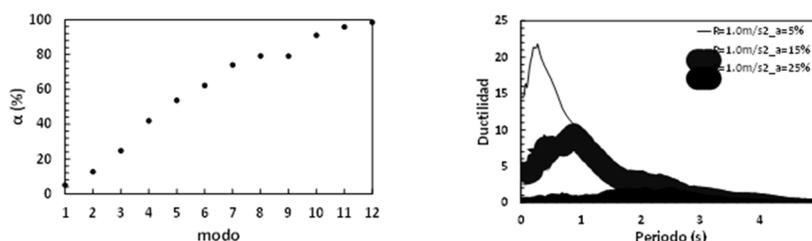
De los análisis estructurales realizados, fig. 4.2c, al modelo elástico aproximado resultante de implementar

la distribución de daño mostrada en la fig. 4.3b; se esperaría obtener la parte complementaria de las resistencias de diseño mínimas necesarias en las columnas para que no presenten daño ante la acción sísmica correspondiente al ELPC. Sin embargo, teniendo en cuenta que este modelo caracteriza de manera aproximada una magnitud y distribución de la rigidez lateral de una estructura que solo se presentará en algunos instantes de su respuesta; no es de esperarse que dicho modelo sea adecuado para determinar las resistencias de diseño complementarias de las columnas, con la posible salvedad de las columnas de estructuras de baja altura.

En estructuras reticulares de mayor altura, al desarrollarse gradualmente por grupos de entrepisos las articulaciones plásticas en las vigas, habrá un cambio progresivo en las propiedades dinámicas de la estructura, y por tanto una distribución y magnitud variante de las fuerzas de inercia. Este comportamiento es imposible de tomar en cuenta con el modelo de daño aproximado propuesto, en el cual se considera que se desarrollan simultáneamente todas las articulaciones plásticas requeridas. Cabe mencionar que estos fenómenos afectarán principalmente a las fuerzas internas de las columnas y vigas que no deban fluir, ya que las vigas que presentarán daño, al tener su resistencia de fluencia definida en la primera etapa del análisis, solo serán capaces de tomar una muy pequeña demanda de fuerza adicional dada por su rigidez de posfluencia; la cual se considera en el modelo elástico aproximado de las secciones críticas de los elementos. Por las razones anteriores las fuerzas actuantes en las columnas serán, en general, mayores a las estimadas con el modelo elástico aproximado. Para reducir la posibilidad de que se desarrollen articulaciones plásticas en las columnas, sus resistencias mínimas de diseño se deben calcular aplicando alguno de los procedimientos de diseño por capacidad que indican los reglamentos de diseño estructural. Teniendo en cuenta que dichos procedimientos se han desarrollado para su implementación en el procedimiento de diseño sísmico basado en fuerzas, el cual considera que el comportamiento global de una estructura es elastoplástico, las fuerzas internas de las columnas que deberán considerarse para aplicar el diseño por capacidad deberán ser las obtenidas de la primera etapa del análisis.

4.3.3. Resistencia y ductilidad de desplazamiento de los modos superiores.

En la fig. 4.2b se observa que al definir las propiedades y parámetros de respuesta del SRIGDL, paralelamente se definen los correspondientes de los modos superiores. Uno de dichos parámetros es la ductilidad de desplazamiento μ , la cual es función de su relación de rigidez de posfluencia a rigidez inicial, α , y de su resistencia de fluencia, R_y/m . En la fig. 4.4a se muestra la típica tendencia creciente del parámetro α con los modos de vibrar de una estructura reticular en la cual se propuso una distribución de daño como la mostrada en la fig. 4.3b. La tendencia del parámetro α indica que los modos superiores presentan una mayor rigidez de posfluencia que el modo fundamental.



a). Variación típica del parámetro α en los modos de vibrar. b). Espectros de resistencia constante

Figura 4.4: Factores que influyen en el valor de la ductilidad de desplazamiento desarrollada por osciladores de 1GDL

Por otra parte, actualmente se reconoce que durante la respuesta inelástica de estructuras sus “modos superiores” desarrollan menor inelasticidad que el “modo fundamental”. Este hecho se ha observado en la aplicación de algunos métodos aproximados de evaluación sísmica de estructuras (Chopra y Goel, 2001), y establecido empíricamente en procedimientos de diseño sísmico (Sullivan et al., 2008).

Durante el desarrollo y validación del procedimiento de diseño sísmico propuesto en el presente trabajo, también se ha determinado empíricamente que al inducir que los modos superiores de una estructura desarrollen ductilidades de desplazamientos menores a la del modo fundamental, se estiman con razonable aproximación las máximas demandas de deformaciones laterales inelásticas de una estructura. Para fomentar el mencionado comportamiento en los osciladores correspondientes a los modos superiores, sus R_y/m se definen como la requerida para desarrollar la ductilidad de desplazamiento del SR1GDL, es decir; la mínima resistencia correspondiente a la mayor demanda de ductilidad. Sin embargo, al presentar los modos superiores una mayor rigidez de posfluencia y dependiendo de la región espectral en la que se ubiquen sus periodos de vibración, desarrollarán ductilidades de desplazamiento considerablemente menores o incluso similares pero menores a la del modo fundamental. Estos hechos se ilustran en la fig. 4.4b, en la que se muestran espectros de resistencia constante e igual a 1.0 m/s^2 para tres valores de la relación α , obtenidos de un acelerograma registrado en un sitio de suelo blando del Valle de México. Cabe mencionar que aunque estos espectros corresponden a un acelerograma registrado en suelo blando, se presentan tendencias similares en suelos con distintos grados de firmeza.

En estructuras a base de marcos rígidos de concreto reforzado hasta de moderada altura, sus periodos fundamentales elásticos pueden presentar valores hasta de 2.5 seg, por lo que en espectros de diseño correspondientes a suelos con una gran variedad de grados de firmeza, los periodos de los modos superiores comúnmente se ubicarán en las regiones espectrales de periodos medianos y/o cortos; que comúnmente son las regiones en las que se presentan las mayores diferencias en las ductilidades desarrolladas por osciladores con distintos valores del parámetro α .

Es importante mencionar que las resistencias de fluencia de los modos superiores así definidas no son las que realmente presentarán, y por tanto sus correspondientes ductilidades de desplazamiento tampoco, sin embargo; conducen a valores de sus desplazamientos complementarios, $S_{dcomp} = S_d(\mu - 1) = (R_y/m/\omega^2)(\mu - 1)$, con los que se obtienen estimaciones satisfactorias de las máximas demandas inelásticas de deformación lateral de una estructura. Por esta razón se considera que el valor propuesto para la resistencia de fluencia de los modos superiores y sus correspondientes ductilidades son lo suficientemente aproximados a sus valores reales.

En la aplicación práctica del procedimiento de diseño propuesto, para calcular la ductilidad de desplazamiento de los modos superiores a partir de su resistencia de fluencia y parámetro α conocidos, se puede recurrir al uso de las relaciones de desplazamiento inelástico, C_R , desarrolladas por Ruiz-García y Miranda (2003 y 2006). Esta relación se define como la demanda de desplazamiento inelástico máximo, $\Delta_{inelastic}$ dividida entre la demanda de desplazamiento elástico máximo, S_d , de un oscilador de 1GDL con

el mismo periodo elástico cuando se sujeta a un movimiento sísmico dado, ec. 4.3:

$$C_R = \frac{\Delta_{inelastic}}{Sd} \quad (4.3)$$

En la ecuación anterior, $\Delta_{inelastic}$ es calculado en osciladores con relación constante, R , de resistencia requerida para mantener al oscilador elástico, mSa , a resistencia de fluencia, F_y , a es decir; ec. 4.4:

$$R = \frac{mSa}{F_y} \quad (4.4)$$

donde m y Sa son, respectivamente, la masa y la aceleración espectral elástica del oscilador.

Cabe mencionar que los estudios desarrollados por estos autores tienen una gran versatilidad para su uso en la práctica del diseño sísmico de estructuras, ya que se calcularon los valores de C_R para suelos de distintos grados de firmeza y algunos parámetros que definen el comportamiento inelástico de un oscilador, como son valores del parámetro α y modelos de comportamiento histerético.

Una vez calculado el valor de C_R en función de R con ayuda de las gráficas o ecuaciones que se presentan en Ruiz-García y Miranda (2003 y 2006), se puede conocer el valor de $\Delta_{inelastic}$ (Sd_{max}), y con el valor conocido de Δ_y ($Ry/m/\omega^2$), calcular la ductilidad de desplazamiento del oscilador.

4.3.4. Propiedades de secciones de concreto reforzado

En la aplicación del procedimiento de diseño propuesto se requiere de una estimación preliminar razonable de la rigidez de posfluencia y de la curvatura de fluencia de secciones de vigas y columnas de concreto reforzado. Para este fin, se realizó un estudio paramétrico sobre un conjunto de secciones de vigas y columnas de concreto reforzado, las cuales tienen diferentes dimensiones y relaciones de aspecto, cuantías de refuerzo y en el caso de columnas, diferentes niveles de carga axial. Las propiedades de los materiales, dimensiones, relaciones de aspecto y cuantías de refuerzo consideradas en las secciones de vigas son las mencionadas en la sección 2.3.3. En la tabla 4.1 se muestran las características geométricas y en tabla 4.2 las cuantías de refuerzo de las secciones de columnas consideradas.

Tabla 4.1: Geometría de las secciones transversales de columnas usadas en el estudio paramétrico

Sección	Geometría		Relación de aspecto (h/b)
	Ancho (mm)	Peralte (mm)	
C1	400	400	1.0
C2	800	800	1.0
C3	1200	1200	1.0
C4	400	600	1.5
C5	400	800	2.0
C6	400	1000	2.5

Tabla 4.2: Cuantías de refuerzo de las secciones de columnas usadas en el estudio paramétrico

Sub-secciones	Cuantía de refuerzo a tensión (ρ)
1	0.01000
2	0.01500
3	0.02000
4	0.02500
5	0.03000
6	0.03500
7	0.04000

4.3.4.1. Relación de rigidez de posfluencia a rigidez inicial

La rigidez efectiva de posfluencia, EI_{effpos} , de una sección se expresa como una fracción, α , de su rigidez efectiva a flexión inicial, EI_{eff} . Los valores de ambos parámetros se definen como las respectivas pendientes de la segunda y primera rama del diagrama momento-rotación de una sección idealizado como bilineal, fig. 2.9. En este trabajo se usó un procedimiento desarrollado por Bernal (1982), para obtener el diagrama momento rotación, $M-\theta$, adimensional a partir de su diagrama momento curvatura, $m-\phi$. Una vez obtenido el diagrama $M-\theta$ se idealiza como bilineal aplicando el criterio de iguales energías. En la fig. 4.5 se muestra la variación α para las cuatro secciones de vigas consideradas y para la relación $\rho'/\rho=0.95$. Se aprecia que los valores de α de la sección b2, cuyo uso es poco probable en la práctica del diseño, quedan muy por debajo de los correspondientes a las secciones restantes. Además se observa que para el rango de cuantías mencionado, el peralte de la sección también tiene un efecto poco significativo sobre los valores de α ya que el incremento que ésta presenta del promedio correspondiente al peralte mínimo, 3.3 %, al promedio del peralte máximo, 3.8%; es del 15%. Un valor promedio representativo del parámetro α es del orden del 3.5%

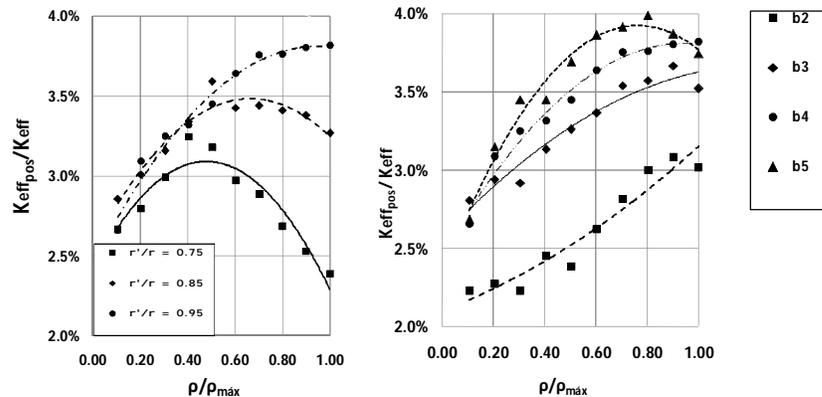


Figura 4.5: Variación del parámetro α en las secciones de vigas

En la fig. 4.6 se muestra la variación de α en función de $\rho/\rho_{m\acute{a}x}$ para la sección C5 y las dos relaciones $P/Agf'c$ mostradas, las cuales son típicas de encontrarse en columnas de edificaciones de concreto reforzado. Se aprecia que al incrementar la carga axial decrece el valor de α y que al incrementar la

cuantía de refuerzo se incrementa su valor. Se aprecia también que para el rango de cuantías de interés mencionado, la variación de α no es significativa y que un valor del 3% se podría considerar como representativo.

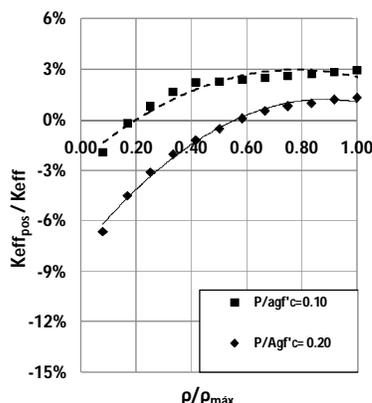


Figura 4.6: Variación del parámetro α en la sección de columna C5

4.3.4.2. Curvatura de fluencia de diseño de una sección

Con la finalidad de obtener una expresión para determinar la curvatura de fluencia de diseño, φ_{yD} , de una sección de concreto reforzado, se utilizaron los valores de su curvatura de fluencia nominal, φ_{yn} , definida como abscisa del punto de quiebre del diagrama $m-\varphi$ bilineal idealizado, fig. 2.9; calculados dentro del rango de cuantías comúnmente usadas en la práctica y para todas las secciones consideradas. Dicha expresión es función de las dos variables que se observó tienen mayor influencia en los valores de φ_{yn} , y tiene la forma general, ec. 4.5:

$$\varphi_{yD} = c_1 \left(\frac{\rho}{\rho_{\max}} \right) + c_2 \left(\frac{\varepsilon_y}{h_b} \right) \quad (4.5)$$

En la cual:

ε_y = Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo.

h_b = Peralte total de la sección.

ρ / ρ_{\max} = Relación de la cuantía refuerzo a tensión respecto a la máxima permisible.

c_1 y c_2 = Constantes cuyos valores se deben determinar.

Una vez determinadas las constantes, se obtiene el valor de φ_{yD} de la sección y se calcula su error relativo respecto a cada uno de los valores de φ_{yn} . Si el máximo error relativo está dentro de un rango de $\pm 10\%$, se considera que el valor de φ_{yD} es constante dentro del rango de cuantías de interés. Al aplicar la técnica de regresión lineal al conjunto de datos obtenidos para las secciones de vigas se determinaron los valores de las constantes mostrados en la parte izquierda de la ec. 4.6. Se observa que la contribución del primer término de la ecuación al valor de φ_{yD} , es decir, de la cuantía de refuerzo, no es significativa, por lo que la ecuación se puede simplificar quedando finalmente como la mostrada en la parte derecha de la ec. 4.6 :

$$\varphi_{yD} = 0.000032 \left(\frac{\rho}{\rho_{m\acute{a}x}} \right) + 1.826 \left(\frac{\varepsilon_y}{h_b} \right) \rightarrow \varphi_{yD} = 1.826 \left(\frac{\varepsilon_y}{h_b} \right) \quad (4.6)$$

Al aplicar la técnica de regresión lineal al conjunto de datos obtenidos para las secciones de columnas se determinaron los valores de las constantes mostradas en la ec. 4.7, en la que se observa que la contribución de la cuantía de refuerzo no es despreciable e ignorarla conduciría a errores considerables, por lo que la curvatura de fluencia es función de ambos parámetros.

$$\varphi_{yD} = -0.001497 \left(\frac{\rho}{\rho_{m\acute{a}x}} \right) + 2.85 \left(\frac{\varepsilon_y}{h_b} \right) \quad (4.7)$$

En la fig. 4.7a se comparan para las cuatro secciones de vigas consideradas, sus correspondientes valores de φ_{yD} , con los valores de φ_{yn} dentro del rango de cuantías de interés. En la fig. 4.7b se muestran los errores relativos de φ_{yD} respecto a cada uno de los valores de φ_{yn} . Se observa el máximo error relativo queda comprendido en un rango de $\pm 10\%$ para todas las secciones.

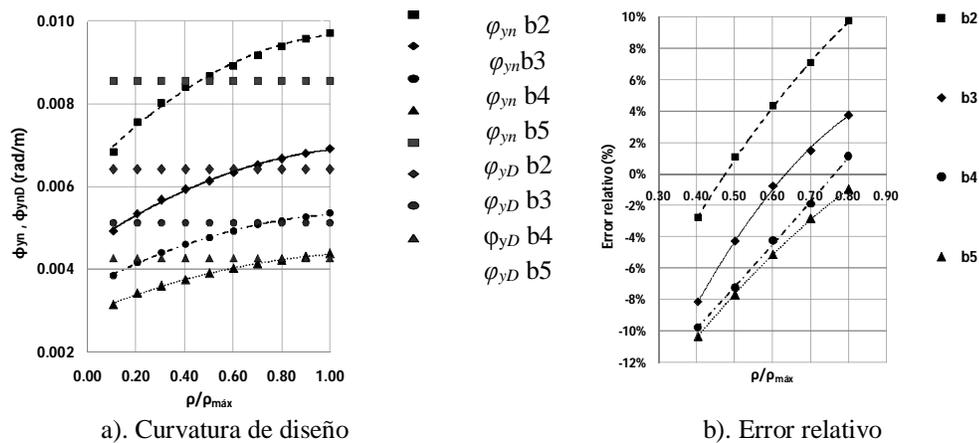


Figura 4.7: Estimación de la curvatura de fluencia de diseno en vigas y error relativo asociado

En la fig. 4.8a se comparan para las seis secciones de columnas consideradas sus correspondientes valores de φ_{yD} , con los valores de φ_{yn} dentro del rango de cuantías de interés. En la fig. 4.8b se muestran los errores relativos de φ_{yD} respecto a cada uno de los valores de φ_{yn} . Se observa el máximo error relativo queda comprendido en un rango de $\pm 10\%$ para todas las secciones.

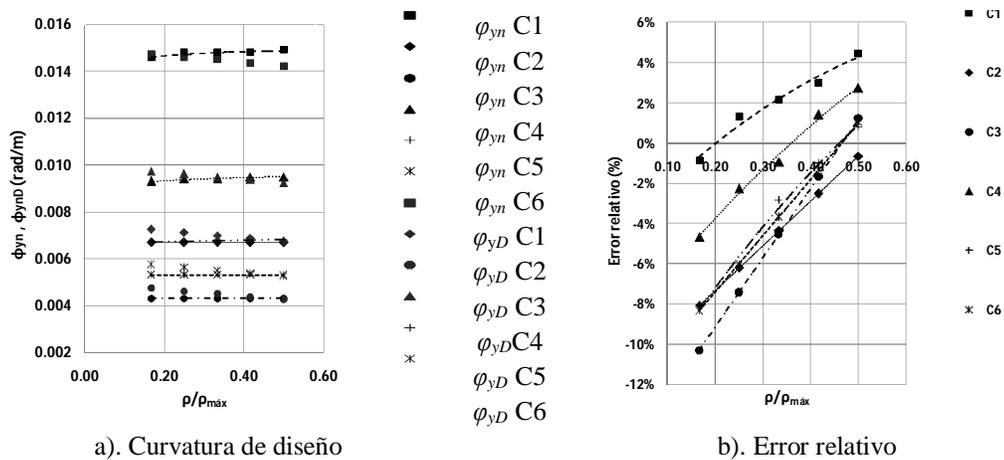


Figura 4.8: Estimación de la curvatura de fluencia de diseño en columnas y error relativo asociado

4.4. Niveles de diseño sísmico

Como se mencionó en la sección 3.3, en la FDSBD la intensidad de los niveles de diseño sísmico se definen en términos del periodo de retorno o probabilidad de excedencia de la ocurrencia de los sismos en un lapso de tiempo dado. Recientemente se ha reconocido (Ordaz et al., 2003), que una manera razonable de especificar espectros de diseño es por medio de espectros de peligro sísmico uniforme, es decir; espectros cuyas ordenadas, usualmente de pseudoaceleración, tiene la misma probabilidad o tasa de ser excedidas en un lapso de tiempo dado. Algunos investigadores (Ordaz, 2002), muestran sin embargo, que las tasas de excedencia de la demanda sísmica son diferentes de las tasas de falla de una estructura, lo cual se debe a que sus propiedades mecánicas de rigidez y resistencia, las cuales definen la capacidad requerida para resistir la demanda sísmica, no son deterministas. Considerando que las tasas de falla son las que verdaderamente importan, para conocerlas, es necesario incluir la variabilidad que pueden presentar las propiedades mecánicas del sistema estructural en la formulación de la demanda sísmica de diseño.

En vista de lo anterior, Avelar et al. (2003) sugieren que una definición alterna de la demanda sísmica, más acorde con la actual FDSBD, es en términos de la tasa de excedencia de los índices de desempeño que definen cuantitativamente a los estados límite; ya que esto aporta una idea más clara del desempeño que presentará una estructura durante su vida útil. Estos autores proponen una clase particular de espectro de peligro uniforme, definido en términos de la tasa de excedencia de la ductilidad global de desplazamiento de un sistema estructural, el cual es el índice de desempeño que define cuantitativamente a nivel espectral al estado límite de prevención del colapso en los reglamentos de diseño sísmico actuales. La demanda sísmica así definida involucra la relación que existe entre la ductilidad y la resistencia del sistema, sin embargo, esta formulación presenta la limitante de que considera la resistencia como determinista. Posteriormente Niño (2008), incluye en la formulación la variabilidad que puede presentar la resistencia lateral del sistema y su periodo de vibrar, o de manera equivalente, su rigidez. Los espectros resultantes se pueden interpretar como espectros con tasa de falla uniforme, entendiéndose como falla al hecho de que se exceda la ductilidad global de desplazamiento que define al estado límite. Estrictamente, los espectros propuestos por Niño (2008) son espectros con tasa uniforme de exceder el índice de desempeño que define globalmente a un estado límite. Esta característica hace que estos espectros

proporcionen una clara idea de cuantas veces se excederán los estados límite de diseño durante la vida útil de una estructura, por lo que son más congruentes con la actual FDSBD

Niño (2008) obtuvo dos espectros de diseño en la estación SCT del valle de México considerando las incertidumbres en el periodo y la resistencia lateral del sistema; uno elástico y otro inelástico definidos para una tasa de excedencia de valores de ductilidad $\mu=1$ y $\mu=4$ respectivamente, el cual es el índice de desempeño que define cuantitativamente al ELF en las NTCDS-2004. Los valores de las tasas de excedencia fueron tales que las máximas ordenadas de estos espectros son iguales a las de los respectivos espectros de diseño indicados en las NTCDS-2004. El valor óptimo de la tasa de excedencia de un estado límite se podría obtener de un análisis de optimización de costo inicial contra costo de reparación por exceder dicho estado. Esto sin embargo, esta fuera de los alcances de esta investigación.

Con la finalidad de usar los espectros de diseño asociados al ELF desarrollados por Niño (2008) en la implementación del procedimiento de diseño sísmico desarrollado en este trabajo, se requiere definir un espectro de diseño de peligro uniforme que sea representativo de las demandas sísmicas asociadas al ELS en la estación SCT del Valle de México; para lo cual se usará la formulación desarrollada por Niño (2008).

4.4.1. Obtención de un espectro de diseño asociado al estado límite de servicio con tasa uniforme de exceder una ductilidad de desplazamiento de uno, considerando las incertidumbres en las propiedades mecánicas del sistema estructural

4.4.1.1. Metodología de simulación de acelerogramas sintéticos por medio del método de funciones de Green empíricas

En la actualidad, la mayor parte de los métodos para simular registros de movimientos del terreno se basan en procesos de regresión, cuantitativos, empíricos o estocásticos que independientemente de cómo se describan, su formulación involucra consideraciones que requieren de parámetros geofísicos no necesariamente conocidos, lo cual se convierte en un problema para las personas que no están directamente relacionadas con esta área de conocimiento, (Niño, 2008). Una de las alternativas más atractivas en la actualidad, es la originalmente propuesta por Hartzel (1978), en la cual una señal sísmica en un sitio particular se simula como la suma pesada de señales producidas en fuentes elementales en las que se divide la fuente sísmica. Hartzel (1978) propone utilizar como señal base o función de Green empírica, un registro de un sismo de pequeña magnitud registrado en el mismo sitio, que incluye de manera implícita los efectos de trayectoria y de atenuación de las ondas sísmicas, así como los efectos de sitio, minimizando de esta manera las incertidumbres asociadas a estas variables. Joyner y Boore (1986) proponen para la obtención de un registro simulado un esquema de suma de contribuciones de estas fuentes elementales con tiempos de ruptura definidos por una función de densidad de probabilidades, *fdp* uniforme a lo largo de la duración del evento sísmico, sin embargo, el uso de esta distribución da lugar a señales cuyos espectros de Fourier presentan huecos en los espacios vecinos a las frecuencias de esquina y a sus múltiplos enteros. Wennerberg (1990), mejora el esquema de suma propuesto por Joyner y Boore usando una *fdp* que define el retraso de los tiempos de ruptura y elimina los huecos en las frecuencias del

espectro del evento simulado. Sin embargo, este autor hace ver que su aproximación sobreestima la región altas frecuencias del espectro.

Ordaz et al. (1995) derivan una *fdp* del retraso de los tiempos de ruptura que, de acuerdo con el procedimiento de suma original de Joyner y Boore (1986), produce historias sintéticas de aceleraciones en el tiempo que, en promedio, concuerdan con la ley de escalamiento ω^2 (Aki, 1967), en todo el rango de frecuencias. El desarrollo de esta técnica se basa en las hipótesis de que un solo acelerograma del sismo de menor magnitud representa la función de Green de todos los puntos del área de ruptura del sismo cuyo registro se desea simular, lo cual se señala no es estrictamente cierto. Además que los espectros de Fourier de la fuente de ambos sismos se ajustan a la ley de escalamiento ω^2 . A continuación se describe brevemente su formulación.

Esta técnica consiste en generar a partir de un acelerograma, $as(t)$, registrado en un determinado sitio, generado por un sismo de cierta magnitud con momento sísmico, Mos , y frecuencia de esquina, ωcs ; un acelerograma sintético, $ae(t)$, en el mismo sitio debido a un sismo postulado de mayor magnitud, con momento sísmico, Moe , y frecuencia de esquina, ωce , el cual ocurre en la misma región del sismo de menor magnitud y tiene el mismo mecanismo focal. En su aplicación, al acelerograma $as(t)$ se le denomina “registro semilla” y al espectro del acelerograma del sismo postulado se le denomina “espectro postulado”. En esta técnica se considera que la fuente del sismo postulado está dividida en N celdas, que la j -ésima se rompe en un tiempo t_j , y que la señal $\xi ae(t)$, que genera tiene un espectro de Fourier es $\xi Ae(\omega)$. Entonces, el espectro de Fourier de la señal resultante, $Ae(\omega)$ se puede definir mediante la ec. 4.8, (Joyner y Boore, 1986):

$$A_e(\omega) = \xi A_s(\omega) \sum_{j=1}^N e^{-i\omega t_j} \quad (4.8)$$

Ordaz et al. (1995) muestran que si los t_j 's son aleatorios, independientes e igualmente distribuidos con una *fdp* $p(t)$, el valor esperado de $|Ae(\omega)|^2$ está dado por la ec. 4.9:

$$E\left[|A_e(\omega)|^2\right] = \xi^2 |A_s(\omega)|^2 \left[N + (N^2 - N) |P(\omega)|^2 \right] \quad (4.9)$$

donde $P(\omega)$ es la transformada de Fourier de $p(t)$ y la relación espectral de Fourier esperada entre la señal simulada y la señal original, $R(\omega)$, dada por la ec. 4.10:

$$R(\omega) = \sqrt{\frac{E\left[|A_e(\omega)|^2\right]}{|A_e(\omega)|^2}} \approx \xi \sqrt{\left[N + (N^2 - N) |P(\omega)|^2 \right]} \quad (4.10)$$

Por definición, si la frecuencia es igual a cero, entonces $P(0) = 1$, por lo tanto, $R(0) = N$. Por otro lado, si $P(\omega)$ tiende a desaparecer cuando $\omega \rightarrow \infty$, entonces, $R(\infty) = N/2$. El considerar que la fuente sigue el modelo ω^2 implica que la relación espectral entre el sismo a simular y el sismo de pequeña magnitud, $H(\omega)$, sea, ec. 4.11:

$$H(\omega) = \frac{M_{0e}}{M_{0s}} \left[\frac{1 + \left(\frac{\omega}{\omega_{cs}}\right)^2}{1 + \left(\frac{\omega}{\omega_{ce}}\right)^2} \right] \quad (4.11)$$

Para cumplir con las condiciones anteriores, el número de celdas en que se divide la fuente debe estar dado por, ec. 4.12:

$$N = \left(\frac{M_{0e}}{M_{0s}} \right)^{\frac{4}{3}} \left(\frac{\Delta\sigma_e}{\Delta\sigma_s} \right)^{-\frac{4}{3}} \quad (4.12)$$

y el factor de escala por, ec. 4.13:

$$\xi = \left(\frac{M_{0e}}{M_{0s}} \right)^{-\frac{1}{3}} \left(\frac{\Delta\sigma_e}{\Delta\sigma_s} \right)^{\frac{4}{3}} \quad (4.13)$$

donde $\Delta\sigma$ es la caída de esfuerzos, la cual está relacionada con la frecuencia de esquina, ω_c , dada por, ec. 4.14, Brune (1970):

$$\omega_c = 2\pi 4.9 \times 10^6 \beta \left(\frac{\Delta\sigma}{M_0} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (4.14)$$

donde β es la velocidad de las ondas s en km/s, M_0 es el momento sísmico en dina-cm y $\Delta\sigma$ es la caída de esfuerzos expresada en bares. Con los valores de N y ξ dados en las ecs. 4.10 y 4.11, el esquema de suma arroja un escalamiento correcto tanto en bajas como en altas frecuencias. Sin embargo, para frecuencias intermedias, $R(\omega)$ depende de $P(\omega)$ y por lo tanto, depende de la selección de la distribución de probabilidad de los retrasos de los tiempos de ruptura $p(t)$. Si se requiere que el modelo de escalamiento se cumpla para todas las frecuencias, entonces $H(\omega)$ debe ser igual a $R(\omega)$ para todas las frecuencias, por lo tanto, igualando las ecs. 4.8 y 4.9 se tiene que, ec. 4.15:

$$|P(\omega)| = \sqrt{\frac{1 + \alpha \left(\frac{\omega}{\omega_{ce}}\right)^2}{1 + \left(\frac{\omega}{\omega_{ce}}\right)^2}} \quad (4.15)$$

Donde, ec. 4.16:

$$\alpha = \frac{2\omega_{ce}^2}{\omega_{ce}^2 + \omega_{cs}^2} \quad (4.16)$$

Por lo que, imponiendo la condición de que $P(\omega)$ debe ser real y, de acuerdo a Wennerberg (1990), la fdp del retraso de los tiempos de ruptura correspondiente a una frecuencia de esquina está dada por, ec. 4.17:

$$p(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\sqrt{1 + \alpha \left(\frac{\omega}{\omega_{ce}}\right)^2}}{1 + \left(\frac{\omega}{\omega_{ce}}\right)^2} e^{i\omega t} d\omega \quad (4.17)$$

De lo anterior se observa que para la aplicación de esta técnica solo se requiere conocer los valores del momento sísmico y la caída de esfuerzos de ambos sismos. Para predecir el movimiento del terreno producido por un sismo de determinada magnitud, se deben conocer los dos parámetros sísmicos y el acelerograma de un sismo de menor magnitud. Puesto que se conoce la magnitud y por lo tanto el momento sísmico del sismo postulado, solo se desconoce el valor de su caída de esfuerzos. Ordaz et al. (1995), sugieren como alternativa usar el valor correspondiente del sismo de menor magnitud, sin embargo, señalan que las predicciones pueden ser conservadoras, ya que existe evidencia que sugiere que generalmente los sismos de magnitudes considerables presentan caídas de esfuerzos menores que los sismos de moderada y pequeña magnitud.

Esta técnica también se puede usar para estimar en forma aproximada el movimiento de terreno en un determinado sitio, debido a un sismo de magnitud similar a otro sismo, del cual se dispone del acelerograma que generó en dicho sitio, y cuyo espectro se toma como el postulado. En este caso también se debe disponer del acelerograma en el mismo sitio, generado por un sismo de menor magnitud y conocer la caída de esfuerzo de alguno de los sismos. El valor de la caída de esfuerzos del otro sismo se determina por post-dicción, ya que se conoce el espectro que se debe obtener. Se puede llevar a cabo el siguiente procedimiento iterativo: se propone un valor de la caída de esfuerzo desconocida y se obtiene el registro sintético así como su espectro, la ordenada máxima de este espectro se compara con la correspondiente del espectro del registro conocido; de ser aproximadamente iguales el procedimiento termina y de esta forma queda establecido el valor de la caída de esfuerzo. Una vez conocido este parámetro, para estimar el movimiento de terreno debido a un sismo de magnitud similar, es necesario establecer la aproximación de que su caída de esfuerzo es igual a la del sismo inicialmente postulado.

Por otra parte, puesto que los tiempos de ruptura de las celdas son aleatorios, diferentes registros simulados presentarán características un tanto distintas entre sí, por lo que es recomendable simular un número considerable de registros y obtener a partir de ellos un promedio de los parámetros del movimiento de terreno o de respuesta estructural deseados. En este trabajo el espectro de respuesta postulado se obtiene mediante el siguiente procedimiento: Se calcula el espectro promedio de los primeros diez registros, el espectro promedio de los primeros veinte y sucesivamente, hasta que dos o tres espectros consecutivos sean similares, con lo que se considera que este último es el espectro de respuesta promedio y representativo de los de las simulaciones.

Para obtener los acelerogramas sintéticos que servirán para la determinación de los espectros de diseño de peligro uniforme asociados en ELS se debe definir la sismicidad que afectará a los sitios de interés. En este trabajo se considera como única fuente sísmica la brecha de guerrero. Se considera además, de acuerdo a un estudio realizado por Reyes (1999), que los sismos asociados a este estado límite tienen un

una magnitud $M_w=6.9$. Tomando en cuenta este valor, se considera que el rango de magnitudes sísmicas de interés para estos propósitos es de $M_w=6.3$ a $M_w=7.2$. Las aceleraciones máximas del terreno se obtendrán de acelerogramas sintéticos correspondientes a sismos de las magnitudes comprendidas en el rango mencionado. Se aplicará la metodología desarrollada por Ordaz et al., (1995) para obtener dichos registros.

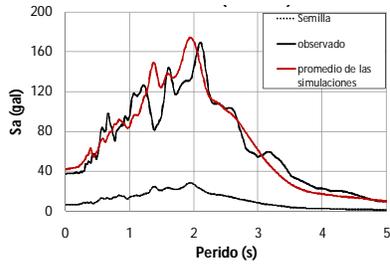
Para obtener los registros simulados correspondientes a cada sismo de las magnitudes consideradas, primero se determinarán los parámetros sísmicos de uno cuya magnitud se encuentre en el rango de interés, el cual se tomará como el postulado, así como los parámetros de otro sismo de magnitud menor a las consideradas, el cual se tomará como el sismo semilla. Una vez caracterizadas los parámetros de ambos sismos, se estará en condiciones de obtener las simulaciones para los otros sismos.

De acuerdo a lo anterior, se establece como el sismo postulado el ocurrido el 25 de Abril de 1989 de magnitud $M_w=6.9$, aprovechando el hecho de que se conocen sus dos parámetros sísmicos de interés, (Niño, 2008), así como sus registros acelerográficos en algunas estaciones del valle de México, fig. 4.10. Este sismo es de tipo intraplaca y se generó en la zona de subducción de la costa de Guerrero, (Arroyo et al., 2010). Conocidos los datos anteriores se debe buscar un sismo de menor magnitud, del mismo tipo y generado en la misma región, del cual se disponga de sus acelerogramas en las mismas estaciones. Ordaz (2010), recomienda que el sismo del cual se obtenga el registro semilla puede ser hasta dos unidades de magnitud menor que el sismo cuyos registros se desean simular. Considerando esta recomendación, las condiciones mencionadas y la disponibilidad de los registros acelerográficos en las bases de datos mexicanas, se seleccionó el sismo ocurrido el 1 de enero de 2004 de magnitud $M_w=6.0$, (Arroyo et al., 2010). En la tabla 4.3 se resumen los parámetros de ambos sismos. Para su uso, todos los registros acelerográficos fueron corregidos por línea base y filtrados por medio del filtro pasabanda entre 0.1 y 10 hertz. Los acelerogramas simulados se calcularon con el programa SIMFI3, desarrollado por Ordaz y Arboleda (1993).

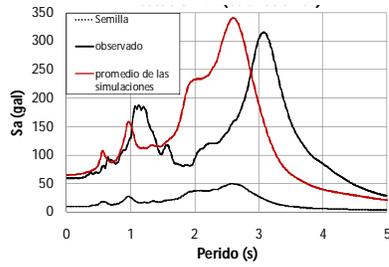
Tabla 4.3: Parámetros sísmicos de los sismos cuyos acelerogramas se usan en el proceso de simulación.

	Magnitud (M_w)	Momento sísmico (dinas-cm)	Caída de esfuerzos (bar)
Sismo Postulado (25 de abril de 1989)	6.9	$M_{oe} = 2.512 \times 10^{26}$	$\Delta\sigma_e = 150$
Sismo semilla (01 de enero de 2004)	6.0	$M_{os} = 1.122 \times 10^{25}$	$\Delta\sigma_s = 47$

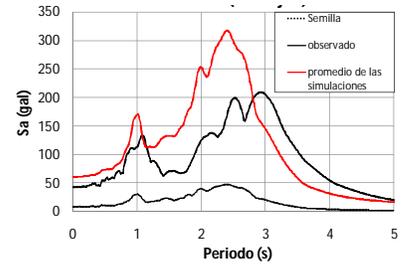
Después de proponer algunos valores de la caída de esfuerzos para el sismo semilla se obtuvo uno ($\Delta\sigma_s = 47 \text{ bar}$), para el cual; la diferencia relativa entre la ordenada máxima del espectro de respuesta promedio de los registros simulados y la máxima del espectro de respuesta observado en la mayor parte de las estaciones, se encuentra en un rango aceptable de $\pm 20\%$, figs. 4.9a a 4.9q. En algunas estaciones figs. 4.9h, 4.9i, 4.9k, 4.9p, sin embargo, esta diferencia relativa es considerable, lo cual se debe a que la máxima ordenada de los espectros de respuesta observados es anormalmente menor en comparación con las de la mayor parte de las estaciones. Considerando lo anterior, y que los espectros de respuesta observados son solamente uno de los tantos posibles que pueden ocurrir aún para las mismas condiciones de falla de la fuente sísmica, se puede considerar que el valor de $\Delta\sigma_s = 47 \text{ bar}$ es razonablemente aproximado.



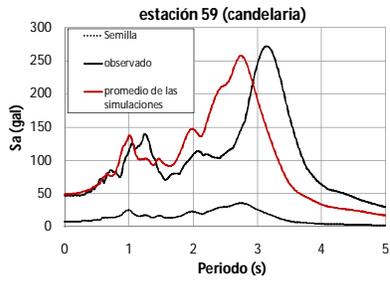
a). Estación 01 (alameda)



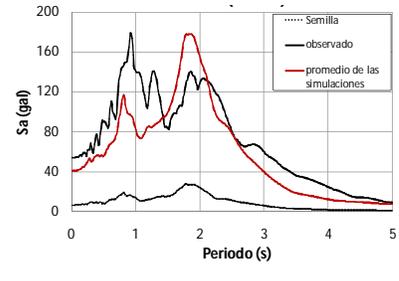
b). Estación 49 (buenos aires)



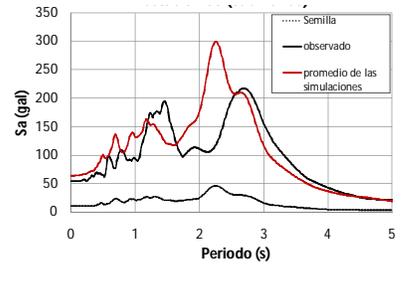
c). Estación 39 (bondojito)



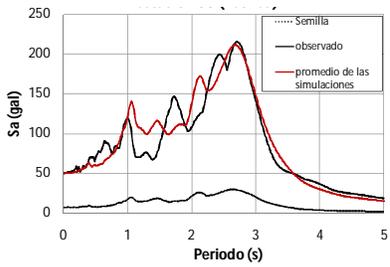
d). Estación 59 (candelaria)



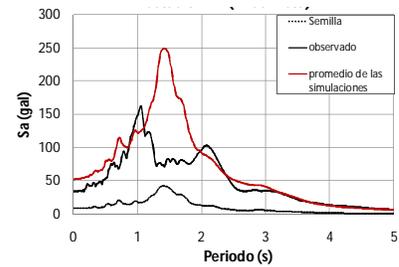
e). Estación 05 (cibeles)



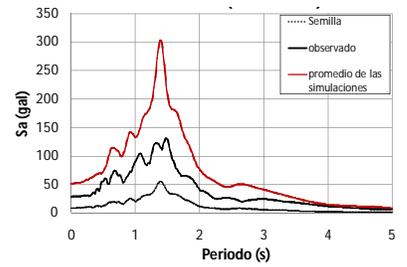
f). Estación 80 (cuernavaca)



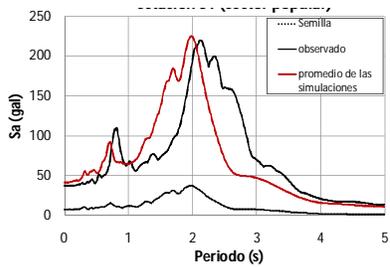
g). Estación 33 (liconsa)



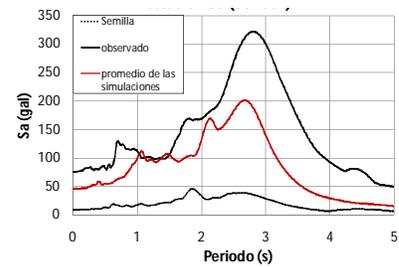
h). Estación 17 (linda vista)



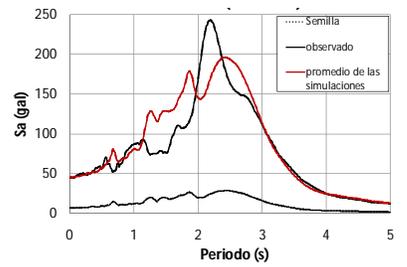
i). Estación 15 (miramontes)



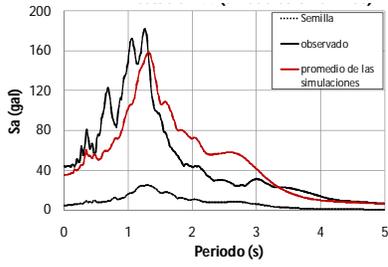
j). Estación 51 (sector popular)



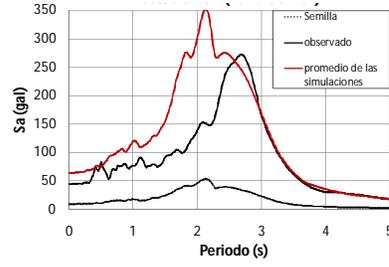
k). Estación 35 (tláhuac)



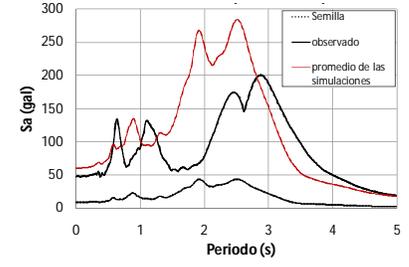
l). Estación 08 (tlatelolco)



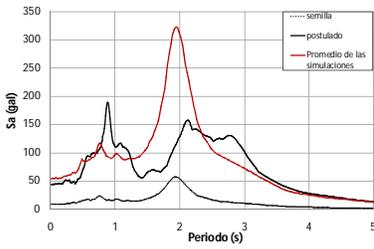
m). Estación 44 (unidad colonia IMSS)



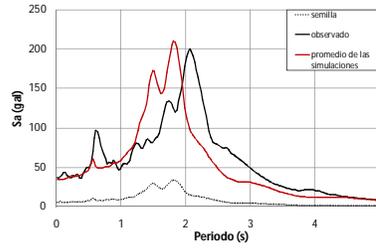
n). Estación 09 (valle Gómez)



o). Estación 29 (villa del mar)



p). Estación 10 (Plutarco Elías Calles)



q). Estación SCT2

Figura 4.9: Comparación del espectro de respuesta observado con el espectro promedio de los correspondientes a los registros simulados en las estaciones consideradas.

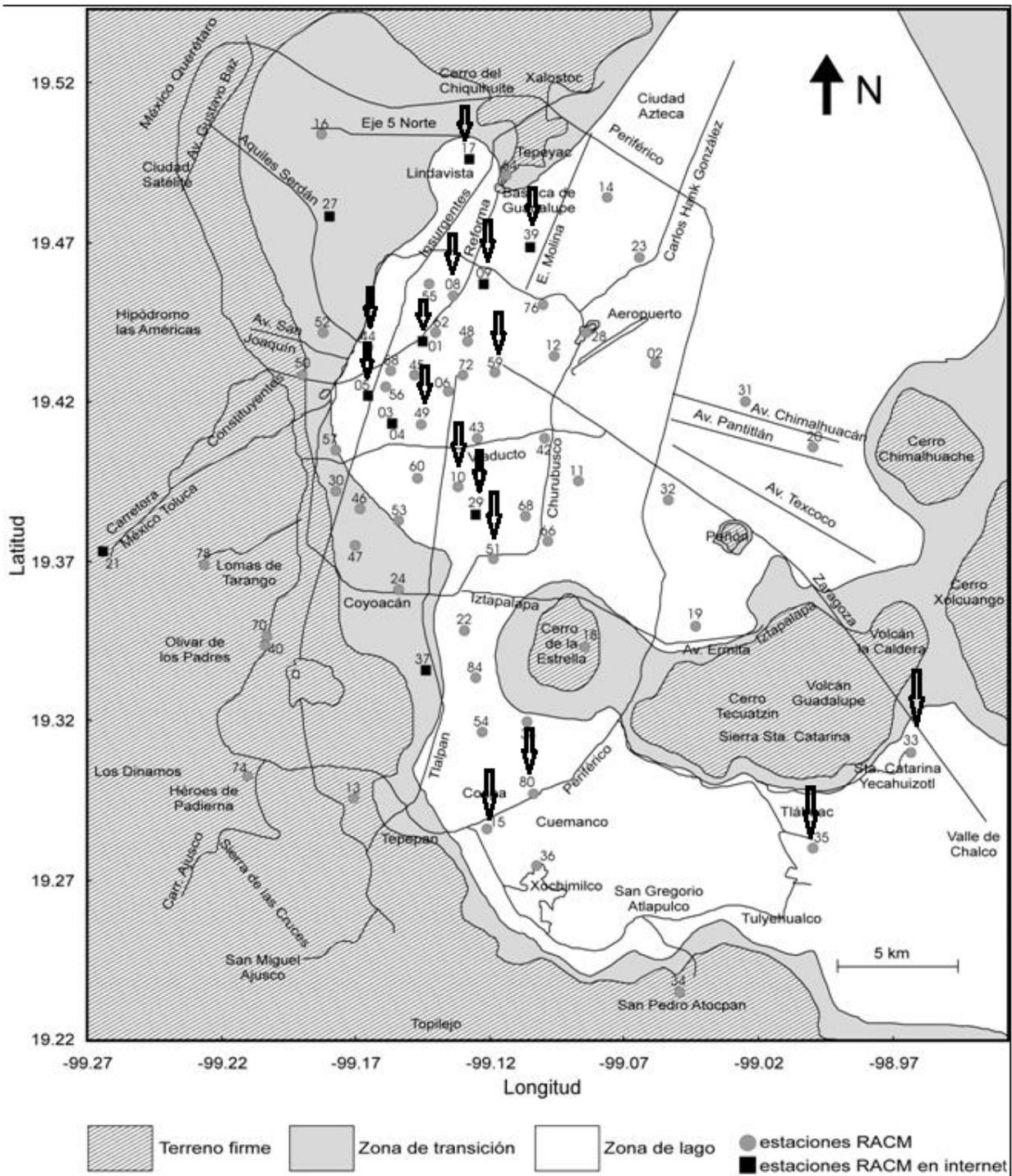


Figura 4.10: Ubicación de las estaciones acelerográficas consideradas

En las figs. 4.9a a 4.9q, se observa que el periodo dominante del suelo en las distintas estaciones en el año 1989, en el cual se presentan las máximas ordenadas del espectro observado, era mayor al que se presenta en el año 2004, al cual le corresponde la máxima ordenada del espectro del registro semilla y por tanto, del espectro promedio de los registros simulados. Ordaz (2010), señala que debido al fenómeno de

hundimiento regional que se presenta en el Valle de México, los estratos de suelo se comprimen y rigidizan con el paso del tiempo y como consecuencia sus periodos dominantes son menores a los que presentaban años atrás.

4.4.1.2. Metodología de simulación de acelerogramas sintéticos por medio del método de funciones de Green empíricas

La tasa de excedencia de una intensidad sísmica definida en términos de aceleraciones se expresa como el número esperado de veces por unidad de tiempo en que se excede algún valor de intensidad, lo cual se expresa matemáticamente mediante la ec. 4.18, (Esteva, 1976):

$$v(a) = \sum_{i=1}^N \int_{M_0}^{M_U} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} P(A > a | M, L_i) dM \quad (4.18)$$

La cual establece la sumatoria sobre todas las fuentes sísmicas N , que afecten al sitio, del producto de la derivada de la tasa de excedencia de magnitudes de la “ i -ésima” fuente, $d\lambda_i(M)/dM$, por la probabilidad, $P(A > a | M, L_i)$, de que la aceleración exceda un cierto valor “ a ” en el sitio, dado que se originó un sismo de magnitud M , a una distancia L_i entre la i -ésima fuente y el sitio. Para cada fuente sísmica, la integral se realiza desde la menor magnitud posible que puede generarse en ella, M_{0i} , hasta la mayor posible M_{Ui} .

En la formulación desarrollada por Avelar et al. (2003), el problema consiste en cuantificar la tasa de excedencia de un índice o nivel de desempeño específico, la cual se expresa como el número esperado de veces por unidad de tiempo en que la respuesta de una estructura excede este nivel de desempeño cuando se le somete a sismos de distintas magnitudes provenientes de las fuentes sísmicas que afectan al sitio. Entonces, la ecuación que define esta tasa de excedencia se debe establecer de forma análoga a la ec. 4.18, es decir; en términos de la suma sobre todas las fuentes sísmicas que afectan al sitio, del producto de la derivada de la tasa de excedencia de magnitudes de la i -ésima fuente sísmica, por la probabilidad condicional, $P(r > r_{lim} | M, L_i)$ de que la respuesta r , de la estructura exceda el nivel de desempeño establecido r_{lim} , dado que ocurre un sismo de magnitud M a una distancia L_i , lo cual se expresa por medio de la ec. 4.19:

$$v(r_{lim}) = \sum_{i=1}^N \int_{M_0}^{M_U} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} P(r > r_{lim} | M, L_i) dM \quad (4.19)$$

En este trabajo se considera que solo una fuente sísmica, la zona de subducción o intraplaca de la brecha sísmica de Guerrero, define el peligro sísmico en la estación SCT del valle de México. Considerando además, de manera ilustrativa, que el índice de desempeño está definido por una ductilidad de desplazamientos, $\mu = 4$, la ec. 4.19 se puede escribir como, ec. 4.20:

$$v(4) = \int_{M_0}^{M_U} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} P(\mu > 4 | M) dM \quad (4.20)$$

Considerando que la probabilidad de que el sistema estructural tenga una ductilidad mayor de cuatro es igual a la probabilidad de que el sistema tenga una resistencia R , menor a la requerida, R_{req} , fig. 4.13, para alcanzar dicha ductilidad, la ec. 4.20 se puede escribir como, ec. 4.21:

$$v(R) = \int_{M_0}^{M_U} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} P(R_{req} > R|M) dM \quad (4.21)$$

Hecho el planteamiento anterior, es necesario evaluar la derivada de la tasa de excedencia de magnitudes y la probabilidad condicional de exceder el nivel de desempeño preestablecido. El procedimiento para evaluar la tasa de excedencia de las magnitudes es bien conocido, por lo que solo se discutirá el procedimiento para evaluar el segundo parámetro.

La evaluación de la probabilidad condicional de exceder el nivel de desempeño preestablecido se desarrolla a través del método de Monte Carlo, empleando un número considerable de espectros de respuesta deterministas para llegar a establecer espectros probabilistas. Para ello, primero se definen las magnitudes de los sismos que cuyos acelerogramas se desean simular. Estas magnitudes están acotadas en un rango para el cual se estime la estructura presentará estados de daño congruentes al estado límite para el que se desea obtener el espectro de diseño con tasa uniforme de exceder el índice de desempeño. A continuación para cada una de las magnitudes consideradas, se obtienen un gran número de simulaciones de registros acelerográficos empleando una técnica basada en el uso de funciones de Green empíricas, utilizando como semilla el acelerograma de un sismo de magnitud inferior a la de los sismos simulados.

Posteriormente se calculan los espectros de respuesta de cada uno de acelerogramas simulados, correspondientes a los sismos de todas las magnitudes consideradas. Estos espectros de respuesta se calculan para el índice de desempeño establecido, por ejemplo; si se desea calcular un espectro de diseño con tasa uniforme de exceder una ductilidad de cuatro, los espectros de respuesta consistirán en espectros de resistencia correspondientes a una ductilidad constante de cuatro. En la fig. 4.11 se muestran las funciones de densidad de probabilidad de las resistencias en función del periodo, necesarias para que un sistema de un grado de libertad desarrolle una ductilidad de cuatro frente a un sismo de magnitud $M_w=8.1$

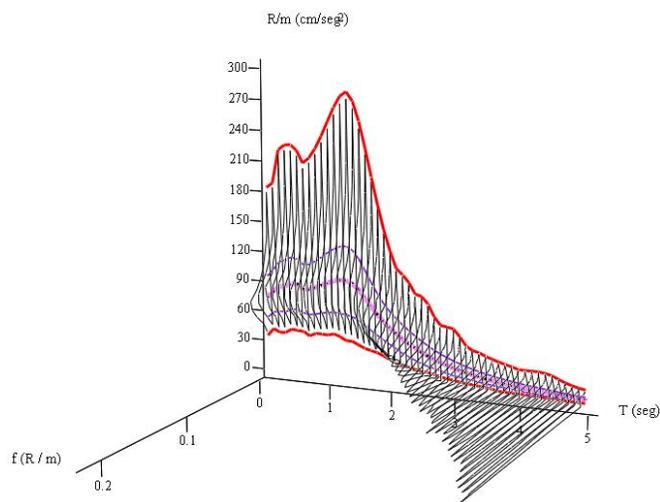


Figura 4.11: Funciones de densidad de probabilidad de resistencias, obtenidas de los espectros de un conjunto de acelerogramas simulados correspondientes a un sismo de magnitud $M_w = 8.1$

En la fig. 4.12 se muestra la función de densidad de probabilidad correspondiente a un periodo de vibración de 2 seg., la cual se obtiene realizando un corte perpendicular al eje de periodos de la fig. 4.11. Avelar et al. (2003) encontraron que la función de densidad de probabilidad que mejor ajusta a los datos es la lognormal; la elección de esta función se llevó a cabo con la prueba Kolmogorov – Smirnov, la cual se basa en una comparación entre la distribución experimental de frecuencias de las resistencias necesarias para alcanzar el nivel de desempeño y la distribución de una función teórica.

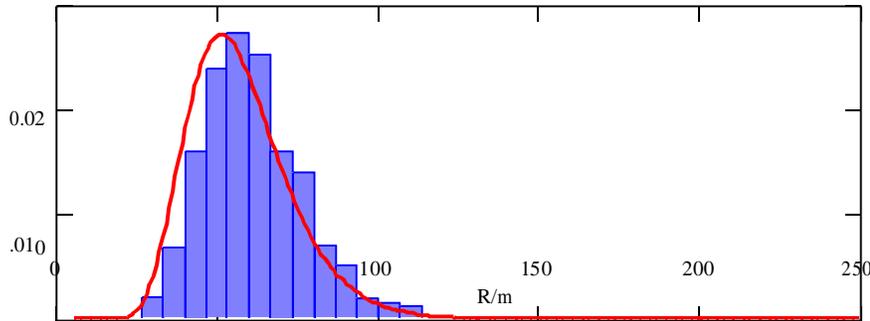


Figura 4.12: Función de densidad de probabilidad de resistencias correspondiente a un periodo de 2 seg.

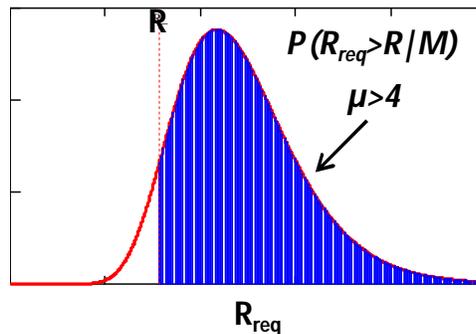


Figura 4.13: Evaluación de la probabilidad condicional de exceder el nivel de desempeño preestablecido

Una vez que calculado el producto de la derivada de la tasa de excedencias de las magnitudes por la probabilidad condicional de que la estructura exceda el nivel de desempeño para el cual se diseña, se procede a calcular la integral sobre todas las magnitudes de la ec. 4.21. De esta evaluación, se obtiene una superficie formada por familias de curvas de periodo vs. Resistencia. La característica de las curvas es que tienen una tasa uniforme de exceder el nivel de desempeño correspondiente. En otras palabras, cada curva representa un espectro donde cada una de las ordenadas tienen la misma probabilidad de exceder el índice de desempeño preestablecido, fig. 4.14.

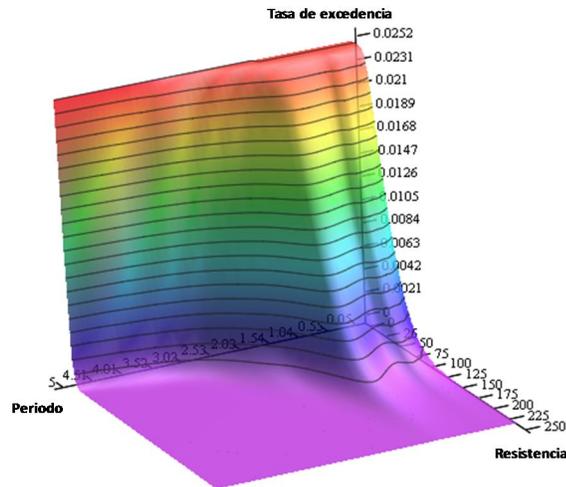


Figura 4.14: Superficie de curvas de tasas de excedencia de una ductilidad de cuatro

Es conocido que existen muchas incertidumbres al modelar estructuras de concreto reforzado sujetas a acciones sísmicas, y una de éstas es la relacionada con la estimación de la rigidez efectiva de los elementos debido a la contribución del acero de refuerzo, el cual tiende a aumentar la rigidez del elemento a medida que su cuantía se incrementa. Otro aspecto que influye en la estimación de la rigidez de los elementos es el nivel de agrietamiento, cuyo efecto es reducir dicha rigidez. El nivel de agrietamiento en un elemento depende de la magnitud de las cargas gravitacionales y de las impuestas por acciones sísmicas. Se ha observado (Tanaka et al., 1969; Haviland, 1976), que cuando las estructuras se someten a acciones sísmicas de intensidades significativas presentan una mayor disminución de su rigidez, tanto durante su respuesta como después de ésta. Algunos investigadores, (Priestley, 1998; Melchor, 2002), señalan que las indicaciones reglamentarias para calcular la rigidez efectiva de los elementos debido al agrietamiento, no toman en cuenta adecuadamente los dos aspectos discutidos anteriormente. Debido a esto, es común encontrar una gran dispersión en los valores de los periodos de vibrar de una estructura obtenidos con diferentes métodos de medición en comparación con los periodos obtenidos de un análisis de valores característicos considerando las indicaciones reglamentarias para considerar el agrietamiento en los elementos. Otra fuente de las incertidumbres en los periodos de vibrar de una estructura es la influencia de los elementos no estructurales. Los hechos anteriores conducen a subestimar o sobreestimar, dependiendo de la zona espectral en donde se ubiquen los periodos de la estructura; la demanda sísmica a la cual realmente se verá sujeta. De lo anterior se observa que parte de las incertidumbres en la resistencia lateral de una estructura están directamente relacionadas con las incertidumbres en su rigidez.

Para involucrar la incertidumbre del periodo de vibrar en la definición de la probabilidad de la excedencia del nivel de desempeño, se parte de suponer que existe una probabilidad condicional de la respuesta estructural, la cual no solamente depende de la magnitud sísmica, sino también del periodo estructural. Esta probabilidad condicional se puede conocer tomando en cuenta la variación que existe entre el periodo nominal de vibración y el periodo real.

Tanaka et al., (1969) y Haviland, (1976) señalan que la distribución log-normal es la que mejor se ajusta a la dispersión que los periodos estructurales presentan en la práctica con referencia a los periodos

nominales de diseño, por lo tanto, la función de densidad de probabilidad del periodo se expresa como, ec. 4.22:

$$P(T) = \Phi \left(\frac{1}{\zeta T_\mu} \ln \frac{T}{T_\mu} \right) \quad (4.22)$$

Donde T_μ es el periodo nominal de diseño y ζT_μ es la desviación estándar del logaritmo natural de T . Se sabe que la incertidumbre en el periodo no es la misma para todas las estructuras, ya que se ha observado, (Tanaka et al., 1969; Haviland, 1976), que la dispersión existente entre los datos de diseño y los reales se incrementa conforme aumenta su flexibilidad y que ésta tiende a disminuir conforme aumenta su rigidez. También se ha observado que la dispersión aumenta conforme se incrementa la intensidad de los movimientos sísmicos a los cuales se ve sometido el sistema estructural. Entonces, la tasa de excedencia de un nivel de desempeño dado, considerando la incertidumbre en su periodo real de vibrar se puede evaluar cómo, ec. 4.23:

$$\gamma(R, T_\mu) = \int_0^\infty \eta(R, T) P_T(T|T_\mu) dT \quad (4.23)$$

Donde $\eta(R, T)$ es la ecuación ec. 4.21 evaluada en cada periodo considerado, y $P_T(T|T_\mu)$ es la densidad de probabilidad del periodo T , dado que se diseñó con un periodo nominal T_μ .

Para ilustrar este planteamiento, en la fig. 4.15 se presenta de manera ilustrativa, una superficie formada por curvas de excedencia del nivel de desempeño considerando las propiedades estructurales deterministas y la curva de la función de densidad de probabilidades que define la variación del periodo. Se aprecia que la superficie de tasas de excedencia será la misma en todo el proceso de cálculo; sin embargo, la curva de densidad de probabilidad cambiará de acuerdo al periodo de vibrar que se esté evaluando.

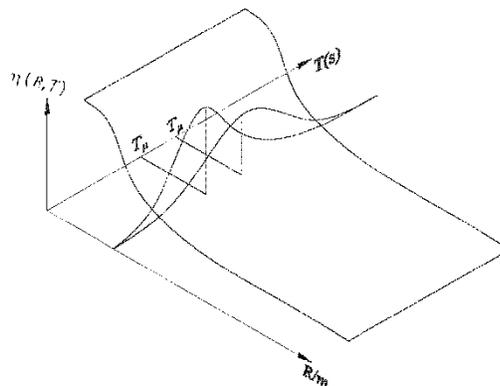


Figura 4.15: Representación esquemática de la evaluación de las tasas de excedencia tomando en cuenta la incertidumbre del periodo de vibrar

Así como existen variaciones entre el periodo nominal de vibrar utilizado en el diseño y el que realmente presenta la estructura ya construida, de igual forma se presentan diferencias entre su resistencia lateral nominal de diseño y la resistencia real. Estas dispersiones son consecuencias de distintos factores, tal

como la uniformización de armados en los elementos estructurales, procesos constructivos, entre otros. Debido a esto, es necesario considerar la resistencia real como una variable aleatoria en la evaluación de las demandas sísmicas. Para lograrlo, se considera el mismo planteamiento hecho con el periodo de vibrar, con esto, se obtiene la ec. 4.24:

$$\beta(R_\mu, T) = \int_0^\infty \eta(R, T) P_R(R | R_\mu) dR \quad (4.24)$$

Donde $\eta(R, T)$ es la tasa de excedencia de una resistencia demandada por las acciones sísmicas dado que la estructura presenta una resistencia R , ec. 4.21, y $P_R(R/R_\mu)$ es la densidad de probabilidad de la resistencia R , dado que se diseñó considerando una resistencia nominal R_μ . Investigadores como Saito et al. (1997) consideran que la distribución log-normal define adecuadamente la dispersión de las resistencias; por lo tanto, su función de densidad de probabilidad será la siguiente:

$$P(R) = \Phi \left(\frac{1}{\zeta R_\mu} \ln \frac{R}{R_\mu} \right) \quad (4.25)$$

Donde R_μ es la resistencia nominal de diseño y ζR_μ es la desviación estándar del logaritmo natural de R . De manera análoga a las incertidumbres en el periodo, existe una mayor diferencia entre los datos de diseño y los reales cuando se trata de valores de resistencia lateral mayores. También, estructuras diseñadas conforme a reglamentos recientes, presentan menor dispersión que estructuras diseñadas conforme a reglamentos antiguos, (Saito et al., 1997).

Para ilustrar el planteamiento descrito, en la fig. 4.16 se presenta de manera ilustrativa, una superficie formada por curvas de excedencia del nivel de desempeño considerando las propiedades estructurales deterministas y la curva de la función de densidad de probabilidades que define la variación de la resistencia. Se aprecia que la superficie de tasas de excedencia será la misma en todo el proceso de cálculo; sin embargo, la curva de densidad de probabilidad cambiará de acuerdo a la resistencia que se esté evaluando.

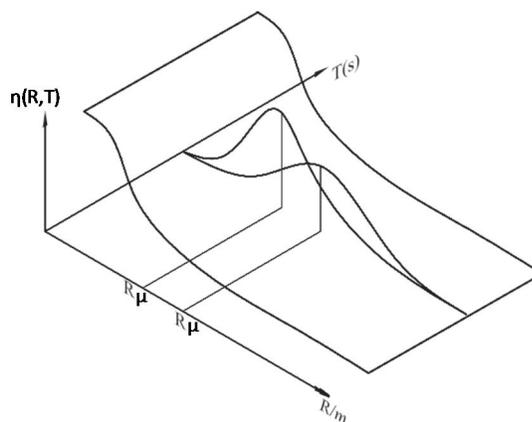


Figura 4.16: Representación esquemática de la evaluación de las tasas de excedencia tomando en cuenta la incertidumbre en la resistencia

En los planteamientos discutidos hasta el momento, se incluyeron las incertidumbres en el periodo y la resistencia lateral del sistema por separado, sin embargo, es necesario considerar ambas incertidumbres al mismo tiempo, pues en todas las estructuras existen diferencias importantes entre las propiedades nominales y las que realmente se presentan, tanto en el periodo fundamental como en la resistencia lateral.

Considerando lo anterior, se presenta una formulación que permite tomar en cuenta las incertidumbres en las dos variables principales (periodo fundamental y resistencia lateral) que definen el comportamiento de las estructuras ante acciones sísmicas para la obtención de espectros de peligro uniforme. Para ello, se considera que la tasa de excedencia del nivel de desempeño en función de la magnitud se evalúa de forma independiente, ec. 4.21, además, recordando las ecs. 4.24 y 4.25, donde se toma en cuenta, aunque de manera independiente, el efecto de las incertidumbres en el periodo de vibrar y la resistencia lateral, se plantea la siguiente expresión

$$v(R_\mu, T_\mu) = \int_0^\infty \int_0^\infty \eta(R, T) P_{R,T}(R, T | R_\mu, T_\mu) dRdT \quad (4.26)$$

Donde $\eta(R, T)$ es igual a la tasa de excedencia del nivel de desempeño que se obtiene considerando las propiedades estructurales como deterministas y $P_{R,T}(R, T | R_\mu, T_\mu)$ es la densidad de probabilidad conjunta bivariada que define la variación que presentan las dos propiedades estructurales, las cuales, como se comentó anteriormente, se definen a través de una distribución log-normal, entonces, la función de densidad de probabilidades conjunta se define como:

$$P_{R,T}(R, T) = \frac{1}{2\pi RT \zeta_R \zeta_T \sqrt{1-\rho^2}} e^{\left[-\frac{q}{2(1-\rho^2)} \right]} \quad (4.27)$$

Donde:

$$q = \left(\frac{\ln(R) - \ln(R_\mu)}{\zeta_R} \right)^2 - 2\rho \left(\frac{\ln(R) - \ln(R_\mu)}{\zeta_R} \right) \left(\frac{\ln(T) - \ln(T_\mu)}{\zeta_T} \right) + \left(\frac{\ln(T) - \ln(T_\mu)}{\zeta_T} \right)^2 \quad (4.28)$$

y ρ es el factor de correlación entre los logaritmos naturales del periodo y de la resistencia, cuyo valor varía entre 1 y -1. Como se sabe, el factor de correlación indica el grado en el cual dos variables cambian en conjunto. Cuando el valor del factor de correlación es cercano a cero, significa que estas dos variables son independientes entre sí. Cuando su valor es cercano a uno significa que las variables están fuertemente correlacionadas. Esta nueva formulación se puede considerar como la correspondiente a la tasa de excedencia $\eta(R, T)$, pesada por la función conjunta bivariada $P_{R,T}(R, T | R_\mu, T_\mu)$, como se observa en la fig. 4.17. Es importante mencionar que la función conjunta bivariada cambia en función de los valores de R_μ y T_μ considerados.

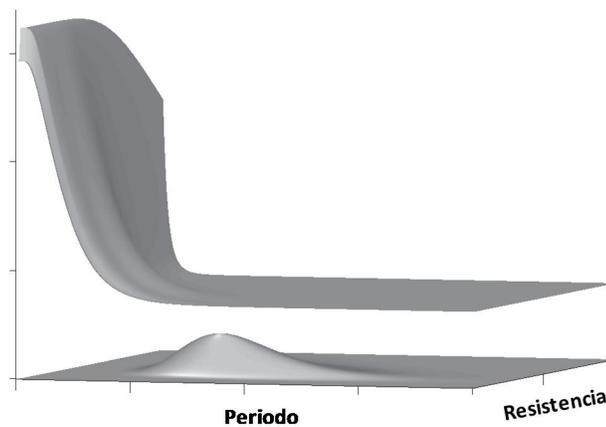


Figura 4.17: Ponderación de cada punto de la superficie de η (R, T) por la densidad de probabilidad conjunta.

- ***Obtención de un espectro asociado al estado límite de servicio, con tasa uniforme de exceder una ductilidad de uno, considerado incertidumbres en las propiedades mecánicas del sistema.***

Los pasos requeridos para la aplicación del procedimiento desarrollado por Niño (2008) para la determinación de espectros de diseño con tasa uniforme de exceder un índice de desempeño son:

- Definición de la curva de excedencia de magnitudes de las fuentes sísmicas que se consideren.
- Definición del rango de magnitudes de los sismos para los cuales se considere que el sistema estructural presentará estados de daño acordes al del estado límite para el cual se desea obtener el espectro de diseño.
- Definición del valor de ductilidad que define globalmente al estado límite en cuestión
- Obtención, para cada uno de los sismos de las magnitudes consideradas, del conjunto de registros acelerográficos registrados y/o simulados de ocurrencia hipotética en el sitio de interés, y sus correspondientes espectros de respuesta; a partir de los cuales se obtendrá la probabilidad condicional de exceder el estado límite preestablecido.
- Definición de los valores de la desviación estándar del periodo y la resistencia del sistema, así como del valor del coeficiente de correlación entre estas propiedades.
- Finalmente se debe establecer el valor deseado de la tasa de excedencia del estado límite preestablecido.

Para obtener el espectro de diseño representativo de la demanda sísmica asociada al estado límite de servicio en la estación SCT-2 del valle de México, se hacen las siguientes consideraciones:

En cuanto a la curva de excedencias de magnitudes de la fuente sísmica, de acuerdo a lo discutido en la sección 4.4.1, el registro acelerográfico usado como semilla para obtener los acelerogramas simulados requeridos para definir la demanda sísmica asociada a este estado límite, corresponde al sismo ocurrido el 1^o de enero de 2004 de magnitud $M_w = 6.0$. Este sismo es de tipo intraplaca y las coordenadas de su epicentro son: 17.32 LAT. N, 101.47 LONG. W y su profundidad focal fue de 17 km, (Arroyo et al., 2010). De acuerdo a los datos anteriores, la fuente sísmica en que se generó dicho sismo es la denominada

Gro-Mich nuevo y sus parámetros sísmicos se muestran en la fig. 4.18. Estos datos fueron obtenidos del programa CRISIS 2007,(Ordaz et al., 2009).

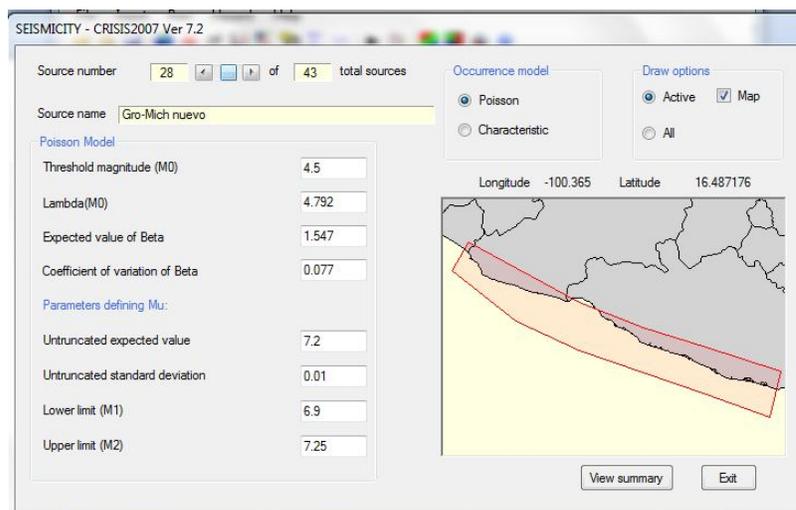


Figura 4.18: Ubicación y esquema de la fuente sísmica Gro-Mich nuevo, y descripción de sus parámetros sísmicos

De acuerdo al modelo que define la sismicidad de esta fuente y a los valores de sus parámetros sísmicos, se calculó la función que define la curva de excedencia de magnitudes, misma que se muestra en la fig. 4.19.

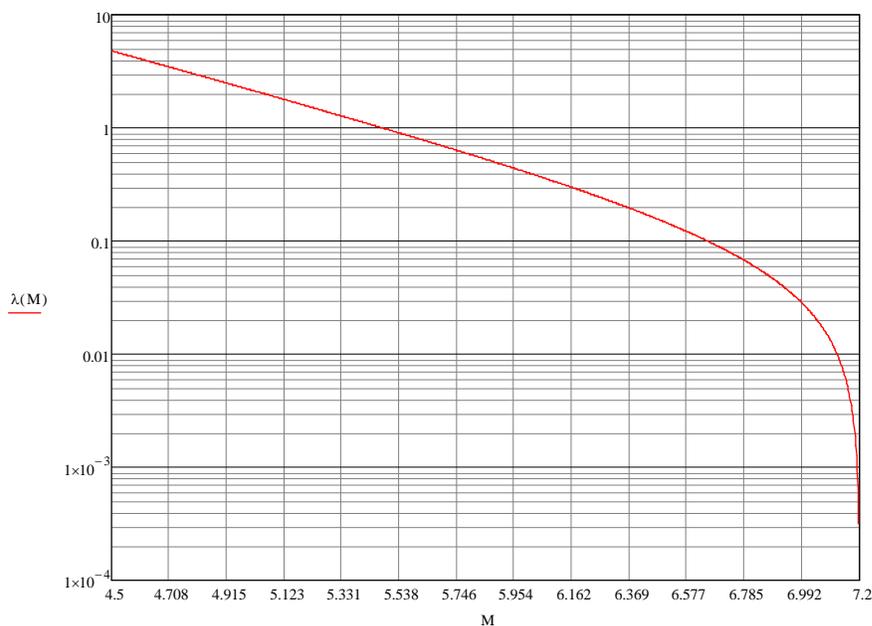


Figura 4.19: Curva de excedencias de magnitudes de la fuente sísmica Gro-Mich nuevo.

En lo referente al rango de magnitudes de los sismos, en este trabajo se considera que sismos de magnitudes comprendidas en un rango de $M_w= 6.3$ a $M_w= 7.1$; inducen a estructuras de concreto reforzado estados de daño estructural (agrietamiento moderado), y no estructural (daño incipiente en los tipos de elementos no estructurales comúnmente usados); acordes a los deseados para el estado límite de servicio. Tomando en cuenta lo anterior, la respuesta del sistema estructural está dentro de su rango de comportamiento elástico, por lo que el valor de ductilidad de desplazamiento para este estado límite debe ser $\mu=1$.

En cuanto a la obtención del conjunto de acelerogramas registrados o simulados requeridos, una vez conocido el valor de la caída de esfuerzos del sismo semilla de acuerdo a lo expuesto en la sección 4.4.1, se simularon 1000 registros acelerográficos de ocurrencia hipotética en la estación SCT-2, correspondientes a sismos de cada una de las magnitudes consideradas y cuyos espectros de respuesta elásticos promedio se muestran en la fig. 4.20. Los acelerogramas simulados se calcularon con el programa SIMFI3, (Ordaz y Arboleda, 1993).

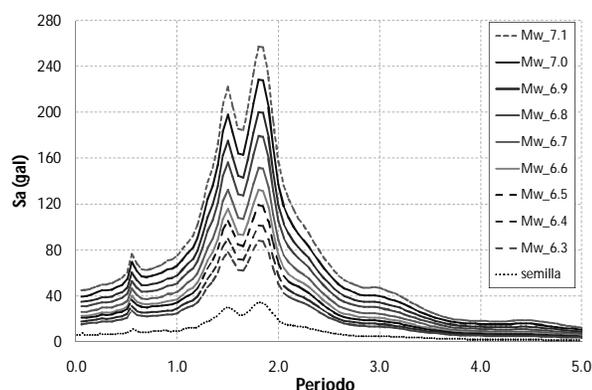


Figura 4.20: Espectros de respuesta elástica promedio de los registros simulados en la estación SCT-2, para cada una de las magnitudes consideradas.

En cuanto a la definición del valor de la desviación estándar del periodo del sistema, se revisaron los trabajos realizados por Tanaka et al., (1969) y Haviland, (1976). En estos trabajos se discuten las incertidumbres en los valores del periodo traslacional fundamental de vibrar “real” de estructuras de diferentes números de niveles y materiales, los cuales se consideran como los medidos durante sus respuestas ante acciones sísmicas de diferentes intensidades, respecto a los valores de sus periodos fundamentales nominales de diseño; los cuales se consideran como los obtenidos de un análisis de valores característicos o bien, de pruebas de vibración. Es conveniente notar que dada la forma en que se obtienen los periodos “reales” de los sistemas estructurales, se consideran en conjunto muchas de las incertidumbres ya mencionadas. A manera de acotar los datos de interés, se seleccionaron únicamente los correspondientes a la respuesta de estructuras a base de marcos de concreto reforzado ante sismos de magnitudes y/o intensidades dentro del rango de interés mencionado para este estado límite. Del análisis de datos se determinó un valor promedio de 0.25 para la desviación estándar del periodo fundamental.

Referente al valor de la desviación estándar de la resistencia lateral del sistema, se revisó el trabajo realizado por Saito et al., (1997). En este trabajo se discuten las incertidumbres en los valores de la

resistencia lateral real de sistemas estructurales de diferentes números de niveles, diseñados de acuerdo a reglamentos de diseño sísmico actuales y antaños. A manera de acotar los datos de interés, se seleccionaron únicamente los correspondientes a sistemas estructurales diseñados de acuerdo a reglamentos de diseño sísmico actuales. Del análisis de datos se determinó un valor promedio de 0.30 para la desviación estándar de la resistencia lateral.

En cuanto al valor del coeficiente de correlación entre el periodo fundamental de vibrar de un sistema estructural y su resistencia lateral, Abe (1988), encontró que existe una fuerte correlación entre ambas propiedades y que un valor de $\rho=0.90$ se puede tomar como representativo de dicho factor. Estos hallazgos fueron corroborados a nivel de elemento estructural en un estudio paramétrico realizado en el desarrollo del trabajo de tesis, en secciones de vigas y columnas de concreto reforzado, encontrándose también una fuerte correlación entre su rigidez y su resistencia.

Finalmente, en lo referente al valor de la tasa de excedencia del estado límite de servicio, anteriormente se mencionó que el valor de la tasa de excedencia de un estado límite se podría obtener de un análisis de optimización de costo inicial contra costo de reparación por exceder dicho estado. Reyes, (1999), hizo un estudio de este tipo considerando demandas sísmicas asociadas al ELS, y obtuvo que el periodo de retorno óptimo de diseño para algunos sistemas estructurales comunes en la ciudad de México es de 10 años. A este periodo de retorno están asociadas ordenas espectrales similares las que produjo el sismo del 25 de abril de 1989. Atendiendo esta conclusión, se tomará un valor de 1/10 años para la tasa de excedencia de este estado límite.

De acuerdo a las consideraciones hechas, se calculó el espectro de diseño con tasa uniforme de 1/10 años de exceder un valor de ductilidad $\mu=1$, mismo que se muestra en la fig. 21. Resulta interesante comparar el espectro anterior con el espectro de diseño correspondiente al ELS estipulado en las NTCDS-2004 y con el espectro de respuesta del sismo del 25 de abril de 1989, ambos en la estación SCT-2. Estos espectros también se muestran en la misma figura.

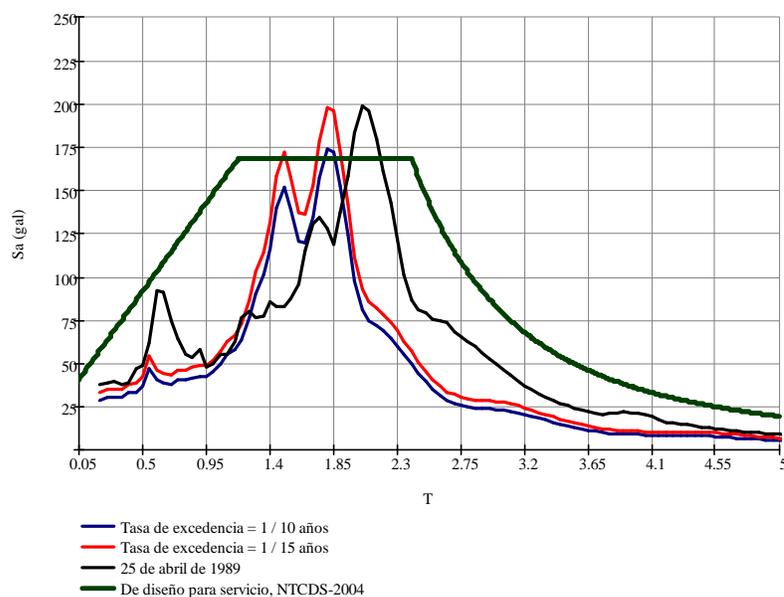


Figura 4.21: Comparación del espectro de diseño con tasa uniforme de 1/10 años de exceder un valor de $\mu=1$, con algunos espectros asociados al diseño para el estado límite de servicio.

En la fig. 21 se observa que la ordenada máxima del espectro con tasa uniforme de 1/10 años de exceder una ductilidad de uno, es muy similar a la correspondiente del espectro de diseño para el ELS. En esta misma figura se observa que la máxima ordenada de un espectro con tasa uniforme de 1/15 años de exceder una ductilidad de uno, es muy similar a la correspondiente del espectro de respuesta del sismo del 25 de abril de 1989. Puesto que la comparación se está haciendo en una sola estación, estos hechos no se pueden generalizar y para corroborarlo se deben calcular estos espectros en otras estaciones.

4.4.2. Obtención de espectros inelásticos de diseño asociados al estado límite de prevención del colapso con tasa uniforme de exceder distintas ductilidades de desplazamiento, considerando las incertidumbres en las propiedades mecánicas del sistema estructural

Niño (2008) obtuvo dos espectros de diseño correspondientes al ELF, uno inelástico con relación de rigidez de posfluencia a rigidez inicial, $\alpha=24\%$ y tasa uniforme de exceder un valor de ductilidad $\mu=4$, y otro elástico, con tasa uniforme de exceder un valor de ductilidad $\mu=1$. Sin embargo, para su aplicación en el procedimiento de diseño sísmico propuesto en este trabajo e inclusive, en la práctica del diseño sísmico de estructuras, estos dos espectros no son suficientes; ya que de acuerdo al cumplimiento o no de ciertos requisitos reglamentarios, las estructuras se deben diseñar para diferentes valores de ductilidad. Además, estructuras de diferentes periodos exhiben distintos valores de rigidez de posfluencia cuando presentan estados de daño representativos del ELF. Lo anterior muestra la necesidad de contar con espectros inelásticos de diseño para distintas combinaciones de ductilidad, μ , y relación de rigidez de posfluencia a rigidez inicial, α .

Para obtener los espectros inelásticos de diseño representativos de las demandas sísmicas asociadas al ELF en la estación SCT-2 del valle de México, se hacen las siguientes consideraciones:

Por razones de brevedad de exposición, se remite al trabajo desarrollado por Niño (2008) en lo referente a la determinación de la curva de excedencias de magnitudes de la fuente sísmica, y la definición del rango de magnitudes de los sismos que inducen a estructuras de concreto reforzado estados de daño estructural y no estructural acordes a los deseados para el ELF.

En cuanto a los valores de ductilidad que definen globalmente este estado límite, los reglamentos actuales estipulan valores enteros; iniciando con uno para estructuras que de acuerdo a ciertos criterios, su modo de falla será frágil y por tanto no se permite incursión en su rango de comportamiento no lineal, hasta valores de seis para estructuras que de acuerdo a ciertos criterios, podrán desarrollar deformaciones inelásticas considerables. En los ejemplos de aplicación del procedimiento de diseño sísmico desarrollado en este trabajo de investigación sobre estructuras reticulares de concreto reforzado de configuraciones y alturas comunes en la práctica del diseño, se ha observado que los valores de las demandas de ductilidad de desplazamiento requeridas por éstos para cumplir con los estados límite de servicio y de falla

simultáneamente, pueden ser enteros y fraccionarios. También se ha encontrado que el rango de valores de la fracción de la rigidez de posfluencia respecto a la rigidez inicial, comprende valores de $\alpha=5\%$ hasta $\alpha=20\%$. Atendiendo lo anterior, se considerarán valores de μ de 1.75 a 4.00 en incrementos de 0.25, y valores de α de 5% a 20% en incrementos de 2.5%.

En lo referente a la obtención del conjunto de acelerogramas registrados o simulados requeridos, se simularon 1000 registros acelerográficos de ocurrencia hipotética en la estación SCT-2, correspondientes a sismos de cada una de las magnitudes consideradas ($M_w=7.2$ a $M_w=8.2$). A los 1000 registros simulados que comprenden un conjunto, se les calculó sus espectros de respuesta inelásticos para cada una de las combinaciones de μ y α mencionadas en el párrafo anterior.

En cuanto a la definición del valor de la desviación estándar del periodo del sistema, es importante mencionar que en los trabajos realizados por Tanaka et al., (1969) y Haviland, (1976), los cuales se consideraron los más completos y relevantes de una literatura escasa sobre el tema, solo se consideran sismos de magnitudes y/o intensidades moderadas; lo cual se piensa se debe a que para magnitudes mayores las estructuras ya presentarían daño, situación que no es prevista en la estimación de los periodos nominales de diseño de acuerdo al procedimiento de diseño sísmico estipulado en los reglamentos. Considerando lo anterior, se tomaron los datos correspondientes a las respuestas ante sismos de las mayores magnitudes y/o intensidades consideradas en estos estudios y se determinó como aproximación para los propósitos de este trabajo, un valor promedio de 0.30 para la desviación estándar del periodo fundamental.

En lo referente al valor de la desviación estándar de la resistencia lateral del sistema, se revisó el trabajo realizado por Saito et al., (1997). De un análisis de los datos análogo al realizado para el ELS, se determinó un valor promedio de 0.35 para la desviación estándar de la resistencia lateral.

En cuanto al valor del coeficiente de correlación entre el periodo fundamental de vibrar de un sistema estructural y su resistencia lateral, se propone el mismo valor que para el ELS, $\rho=0.90$.

Finalmente, en lo referente al valor de la tasa de excedencia del estado límite de falla, en México no se cuenta con algún estudio de optimización de costos por exceder este estado límite; por lo que para conocer un valor razonable de esta tasa, se consultó a algunos expertos en el área, (Meli, 2011; Ordaz 2011). Estos investigadores sugieren que tasas de excedencia de entre 1/100 años y 1/150 años serían adecuadas. Atendiendo estas sugerencias, se calcularán espectros para ambos valores.

De acuerdo a las consideraciones hechas y a manera ilustrativa, se calcularon espectros inelásticos para todos los valores considerados del parámetro α , y para tasas uniformes de 1/100 años y de 1/150 años de exceder un valor de ductilidad, $\mu=4$. Estos espectros se muestran en la fig. 4.22.

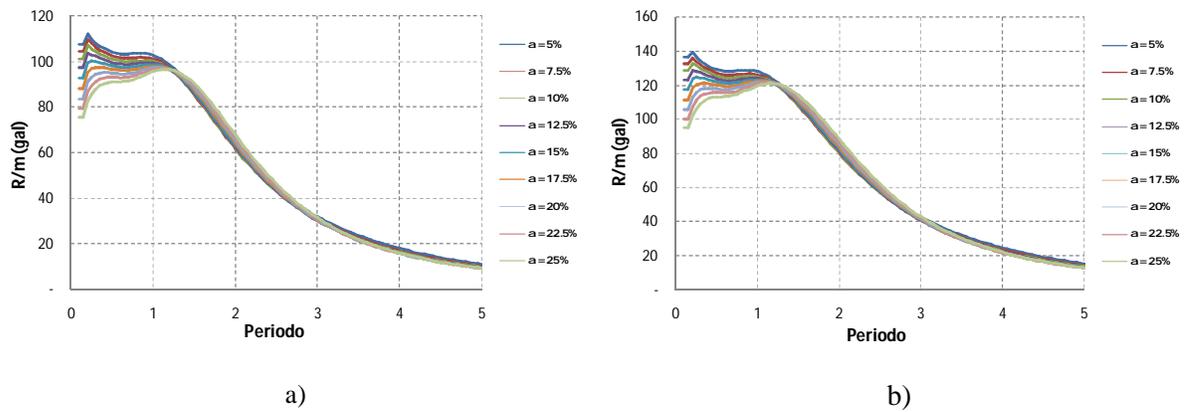


Figura 4.22: Espectros inelásticos de diseño asociados al estado límite de falla, con tasa uniforme de: a). 1/100 años y b). 1/150 años, de exceder un valor de ductilidad $\mu=4$, para distintos valores de α .

En la figura anterior se observa que en la región de periodos cortos, las ordenadas de los espectros varían moderadamente en función del parámetro α . Sin embargo, en periodos medianos y largos las ordenas para los diferentes espectros prácticamente son iguales. También, como era de esperarse, las ordenadas espectrales son mayores en cuanto la tasa de excedencia es menor.

Resulta de interés averiguar a qué tasa uniforme de exceder un valor de $\mu=4$, está asociado el espectro de inelástico de diseño para un valor del factor de comportamiento sísmico $Q=4$, estipulado en las NTCDS-2004. En la fig. 23 se comparan espectros inelásticos para todos los valores considerados del parámetro α , y para una tasa uniformes de 1/500 años de exceder un valor de ductilidad, $\mu=4$, con el espectro inelástico de diseño mencionado.

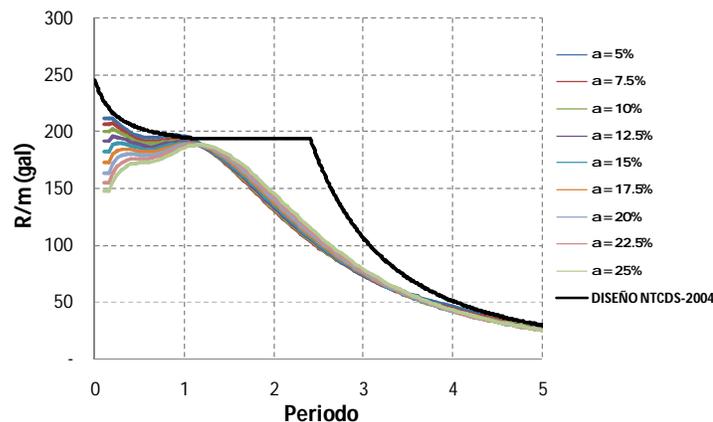


Figura 4.23: Comparación de espectros inelásticos asociados al estado límite de falla, con tasa uniforme de 1/500 años de exceder un valor de ductilidad $\mu=4$, para distintos valores de α ; con el espectro inelástico de diseño para un valor del factor de comportamiento sísmico $Q=4$.

En la figura anterior se puede observar que en el rango completo de periodos, el espectro de diseño estipulado por las NTCDS-2004 es una envolvente de los espectros con tasa uniforme de 1/500 años de exceder un valor de ductilidad de cuatro. También, que en las regiones de periodos muy cortos y de

periodos medianos y largos, las ordenadas del espectro de diseño están asociadas a tasas de excedencia del índice de desempeño aún menores. Aunque ambos tipos de espectros no son comparables, los resultados anteriores sugieren que la demanda sísmica de diseño estipulada por las normas mexicanas para el estado límite de falla es considerablemente conservadora.

4.5. Descripción del procedimiento.

4.5.1. Diseño para el Estado Límite de Servicio

El criterio de desempeño para este estado límite establece que la estructura y sus componentes no estructurales no deben presentar daño ante el nivel de diseño sísmico correspondiente a este estado límite. El control del daño no estructural se logra limitando la distorsión de entrepiso máxima, γ_{max} , a la permisible para el ELS, γ_{ELS} . El control del daño estructural requiere que la estructura permanezca dentro de su rango de comportamiento elástico. Considerando lo anterior, el procedimiento de diseño inicia estableciendo un dimensionamiento de las secciones transversales de los elementos de la estructura mediante el cual se le proporciona la rigidez lateral requerida para que γ_{max} sea aproximadamente igual a γ_{ELS} . Las dimensiones y relaciones de aspecto de las secciones deben estar dentro de los rangos establecidos por el reglamento. Para considerar la pérdida de rigidez en los miembros debida al agrietamiento se recomienda usar los siguientes valores de los momentos de inercia efectivos, I_{eff} , en vigas: $I_{eff}=0.7I_g$ y en columnas: $I_{eff}=I_g$, donde I_g es el momento de inercia geométrico de la sección transversal de los miembros. El dimensionamiento se obtiene de forma iterativa mediante una serie de análisis modales espectrales, considerando el espectro elástico de diseño representativo del nivel de diseño sísmico correspondiente al ELS. El proceso iterativo termina cuando γ_{max} es aproximadamente igual a γ_{ELS} .

4.5.2. Caracterización del estado de fluencia estructural incipiente

Estudios experimentales y analíticos recientes sobre el comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado, muestran que una vez definidas la configuración geométrica de la estructura y las dimensiones de sus miembros, estará definido también un valor aproximado de la distorsión de entrepiso correspondiente a la fluencia incipiente del sistema estructural, (Priestley, 1998). Dicho valor está dado por la ec. 4.29, la cual es una expresión semi-empírica cuyos resultados mostraron una buena correlación con los obtenidos de pruebas experimentales. Considerando lo anterior, se observa que existirá un único valor de la resistencia de fluencia de la estructura que será compatible con la magnitud de su deformación lateral en el estado de fluencia incipiente, de aquí la importancia de considerar explícita y racionalmente este estado en un procedimiento de diseño sísmico, independientemente de que planteen o no un esquema de diseño sísmico multinivel.

Debido a que en el ELPC se debe fomentar el desarrollo del mecanismo de colapso columna fuerte-viga débil, en el este estado de fluencia estructural incipiente solo las vigas estarán en dicha condición, por lo que se considera que presentarán una pérdida de rigidez mayor a la estimada en condiciones de servicio. Para considerar dicha pérdida se recomienda usar un valor de $I_{eff}=0.5I_g$. Debido al cambio en la inercia efectiva de las vigas es necesario caracterizar nuevamente el modelo analítico de la estructura.

Para el diseño de la estructura en este estado, el cual es cualitativamente equivalente al nivel de desempeño ocupación inmediata indicado por la FEMA 273 (FEMA, 1997), idealmente se debe disponer de su nivel de diseño sísmico asociado, en cuyo caso el procedimiento de diseño es iterativo, ya que se debe igualar la máxima distorsión que presente la estructura ante esta acción sísmica con el valor de la distorsión de fluencia obtenida con la ec. 4.29; del entrepiso en que se presenta la máxima distorsión. El nivel de diseño sísmico se debe caracterizar por su espectro elástico de diseño ya que al encontrarse la estructura en su estado de fluencia incipiente, es decir en el límite de su comportamiento elástico; las máximas demandas de pseudoaceleración de sus osciladores modales se pueden aproximar razonablemente con las descritas por el correspondiente espectro elástico de diseño. Al finalizar el procedimiento puede suceder que las secciones transversales de algunos elementos estructurales requieran dimensiones diferentes a las obtenidas previamente para proporcionar a la estructura la rigidez lateral necesaria para no exceder la distorsión de entrepiso permisible para el ELS. En este caso se deberá dar al dimensionamiento requerido para el estado de fluencia incipiente, con la restricción adicional de que la rigidez lateral de la estructura sea tal que no se exceda la distorsión permisible para el ELS, lo cual seguramente conducirá a que este estado limite quede sobre-diseñado. En caso de que no se cuente con el nivel de diseño sísmico asociado al estado de fluencia incipiente se recomienda seguir el siguiente procedimiento:

Se obtiene una estimación preliminar de la configuración de distorsiones de entrepiso correspondiente a este estado, considerando solo la contribución del modo fundamental. Para este fin, del análisis de valores característicos de la estructura se toma el vector que define la forma del modo fundamental, mismo que a su vez define los desplazamientos laterales de los niveles correspondientes al modo fundamental. De esta configuración de desplazamientos se obtiene la máxima distorsión de entrepiso, γ_{max} . Posteriormente se calcula el valor de la distorsión de fluencia en el entrepiso donde se presentó γ_{max} mediante la siguiente expresión empírica propuesta por Priestley (1998), ec. 4.29:

$$\gamma_y = \frac{0.30\varepsilon_y l_v}{h_v} \quad (4.29)$$

dónde: ε_y , es la deformación unitaria a tensión del acero de refuerzo de las vigas del entrepiso en cuestión, h_v es su peralte total y l_v su longitud eje a eje de columnas.

Los desplazamientos laterales de los niveles se escalan en una cantidad, fe , tal que γ_{max} sea igual a γ_y . A partir del desplazamiento escalado en la azotea, $\Delta^{azotea} fe$, se obtiene el desplazamiento de fluencia, Sd_y , del SR1GDL mediante la ec. 4.30.

$$Sd_y = \frac{\Delta^{azotea} fe}{FP_1^{azotea}} \quad (4.30)$$

dónde, FP_1^{azotea} es el producto del factor de participación del modo fundamental de la estructura por la amplitud de su forma modal en la azotea.

Es importante notar que con la ec. 4.29 se obtiene un valor total de la distorsión, por lo que la aplicación de esta ecuación es justificable solo si en el entrepiso donde se presenta γ_{max} la contribución de los modos superiores al valor total de la distorsión no es significativa. Esto depende principalmente de las regiones espectrales en las que se ubiquen los periodos de vibrar de una estructura y en menor grado de su altura. En la fig. 4.24 se muestran espectros inelásticos de resistencia para una ductilidad de tres y sus espectros asociados que definen los desplazamientos espectrales de fluencia, correspondientes a algunos sitios del valle de México cuyos periodos dominantes del suelo, T_s , se indican.

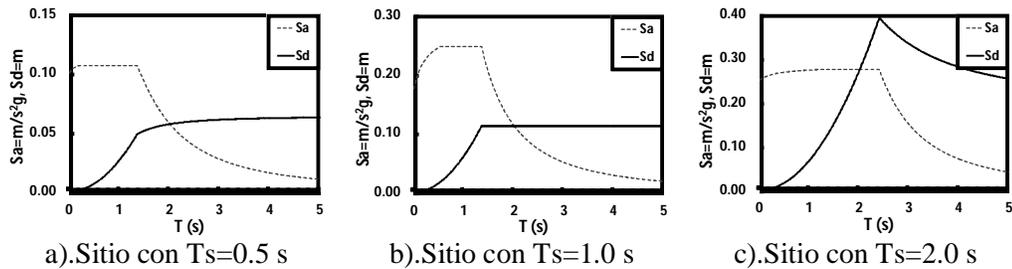


Figura 4.24: Espectros inelásticos de resistencias de diseño para una ductilidad de 3, y sus correspondientes espectros de desplazamientos de fluencia para algunos sitios del valle de México.

En estructuras a base de marcos rígidos de concreto reforzado hasta de moderada altura, las cuales presentan periodos fundamentales elásticos máximos hasta de 2.5 seg, comúnmente los periodos de todos sus modos se ubican en las ramas ascendentes de los espectros de desplazamiento de diseño de suelos blandos, fig. 4.24c. Si las pendientes de estas ramas son pronunciadas, la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental será significativamente mayor a las ordenadas de los periodos de los modos superiores. Este hecho, aunado a que el factor de participación del modo fundamental de edificaciones a base de este tipo de sistema estructural es considerablemente mayor a los factores de participación de los modos superiores, conduce a que en estructuras en las que se presentan las condiciones mencionadas; la respuesta elástica de distorsiones comúnmente sea dominada por la contribución del modo fundamental. Por otro lado, si las pendientes de las ramas ascendentes de los espectros de desplazamientos son poco pronunciadas, la contribución de los modos superiores a las distorsiones de entrepiso será más significativa. A pesar de este hecho, debido a que los factores de participación de los modos superiores son considerablemente menores al del modo fundamental, la contribución de este modo a las distorsiones de entrepiso aún es predominante.

Una estructura cuyo periodo fundamental elástico se adentre significativamente en la rama de desplazamientos aproximadamente constantes de un espectro de diseño correspondiente a un sitio de suelo firme, fig. 4.24a; la contribución de los modos superiores a las distorsiones de entrepiso será más significativa que en el caso anterior, ya que las ordenadas espectrales correspondientes a los periodos del segundo y tercer modo tienen valores similares a la ordenada del periodo fundamental. A pesar de este hecho, debido a que los factores de participación de los modos superiores son considerablemente menores al del modo fundamental, la contribución de este modo a las distorsiones de entrepiso aún es predominante. Si por algunas razones se espera que la contribución de los modos superiores al valor del desplazamiento lateral de la azotea sea significativa, se recomienda aplicar la ec. 4.30 en el primer nivel,

(considerando $FP_I^{nivel 1}$ y $\Delta^{nivel 1}$), que es uno de los niveles donde las contribuciones de dichos modos son menores.

Una vez calculado el valor de Sd_{yI} se obtiene su correspondiente aceleración espectral mediante la ec. 4.31.

$$Sa_y = \omega_{1E}^2 Sd_y \quad (4.31)$$

Donde ω_{1E} es la frecuencia natural del modo fundamental de la estructura en el estado de fluencia incipiente.

4.5.3. Diseño para el Estado Límite de Prevención del colapso

Se propone una distribución de daño que sea factible de presentarse en la estructura, para lo cual es necesario determinar primero si la distorsión que en cada uno de los entrepisos se estime presentará la estructura ante la acción sísmica correspondiente a este estado límite, es mayor a la distorsión correspondiente a fluencia incipiente dada por la ec. 4.29. Para este efecto, en un primer tanteo se propone una distribución de daño como la mostrada en la fig. 4.3b, y se introduce en el modelo analítico de la estructura. Se efectúa un análisis de valores característicos del cual se obtiene el periodo fundamental de la estructura en su estado dañado, T_{ID} , los desplazamientos laterales de los niveles correspondientes al modo fundamental y la máxima distorsión de entrepiso resultante, γ_{maxI} . Con los valores de los periodos del modo fundamental de la estructura sin daño y con daño T_{IE} y T_{ID} , respectivamente; se calcula el valor del parámetro α correspondiente al SR1GDL mediante la ec. 4.32:

$$\alpha = \left(\frac{\omega_D^2 m}{\omega_E^2 m} \right) = \left(\frac{T_E}{T_D} \right)^2 \quad (4.32)$$

Se propone un valor preliminar de la máxima distorsión de entrepiso, γ_{ELPCI} , cercano al máximo valor permisible indicado por el reglamento para este estado límite, y los desplazamientos de los niveles obtenidos en el paso anterior se escalan en una cantidad, f_e , tal que el valor de γ_{maxI} sea igual a γ_{ELPCI} . A continuación se comparan las distorsiones estimadas para cada uno de los entrepisos con sus respectivas correspondientes a fluencia incipiente. Si la distorsión estimada en algún entrepiso es menor a la correspondiente a fluencia incipiente, no será posible que fluyan las vigas de dicho entrepiso, por lo que no se debe considerar daño en ellas y se tendrá que modificar la distribución de daño propuesta. La definición de una distribución de daño que sea factible de presentarse en la estructura puede requerir varias iteraciones.

Una vez definida la distribución de daño factible, a partir del desplazamiento escalado en la azotea, $\Delta_I^{azotea} f_e$, se obtiene el desplazamiento espectral del SR1GDL correspondiente al ELPC, Sd_{ELPCI} , mediante la ec. 4.33. El cociente de este desplazamiento entre el obtenido para el estado de fluencia incipiente, Sd_{yI} , define la ductilidad de desplazamiento, μ_I , del SR1GDL.

$$Sd_{ELPC} = \frac{\Delta^{azotea} fe}{FP_1^{azotea}} \quad (4.33)$$

A partir del espectro elástico que caracteriza el nivel de diseño sísmico correspondiente al ELPC, se calcula su espectro inelástico de resistencia por unidad de masa correspondiente a los valores de μ_1 , α_1 , y a una fracción de amortiguamiento crítico, $\xi=5\%$. En este espectro, para el periodo T_{IE} se lee la ordenada correspondiente, R_y/m_1 . Si R_y/m_1 es aproximadamente igual a Sa_y (con una diferencia de hasta $\pm 5\%$), el valor de μ_1 se puede considerar como el requerido para el SR1GDL. Si la diferencia entre R_y/m_1 y Sa_y es mayor a la tolerancia indicada, se deberá proponer un nuevo valor de γ_{ELPC1} , con la finalidad de adecuar el valor de μ_1 , de tal forma que R_y/m_1 sea aproximadamente igual a Sa_y . En este caso se deberá iniciar esta etapa del procedimiento a partir del segundo paso.

En las distorsiones de entrepiso que se obtienen en esta etapa se considera únicamente la contribución del modo fundamental. Al final del procedimiento de análisis, cuando se considera la contribución de todos los modos; se deberá revisar si el valor de la distorsión en los entrepisos que se consideraron no fluirían son mayores al valor de su distorsión correspondiente a fluencia incipiente, en cuyo caso se deberá modificar la distribución de daño propuesta y regresar al inicio de esta etapa del diseño.

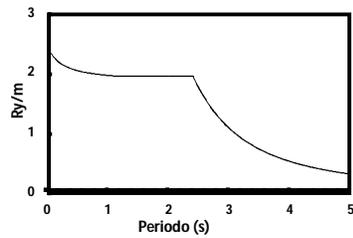
La aceleración espectral del SR1GDL correspondiente al ELPC, Sa_{ELPC} , se obtiene por medio de la ec. 4.34. En esta etapa del análisis están definidos todos los parámetros de respuesta de la curva de comportamiento del SR1GDL.

$$Sa_{ELF} = Sa_y [1 + \alpha (\mu - 1)] \quad (4.34)$$

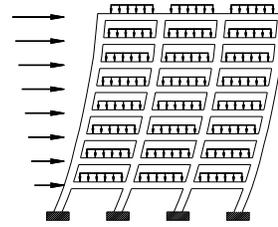
4.5.4. Caracterización de la curva de capacidad de la estructura

Si se dispone del nivel de diseño sísmico asociado al estado de fluencia estructural incipiente, el cortante basal de fluencia de la estructura se debe definir por medio de esta acción sísmica. Si no se dispone de ella, se recomienda proceder como sigue:

Se obtienen los parámetros de respuesta de interés correspondientes a la fluencia incipiente de la estructura: estimación definitiva de sus desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso, resistencias de diseño de las vigas que fluirán, así como parte de la resistencia de las vigas que no deben fluir. Además, dado que las columnas se deben diseñar por capacidad, también se obtienen sus resistencias básicas para la aplicación del procedimiento de diseño por capacidad. Para esto se realiza un análisis modal espectral a la estructura con las propiedades de rigidez correspondientes a fluencia incipiente y con cargas gravitacionales, fig. 25b, considerando como acción sísmica el espectro inelástico calculado para los valores de μ_1 y α_1 , fig. 25a.



a). Nivel de diseño sísmico asociado al estado de fluencia estructural incipiente

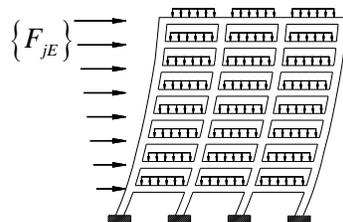


b). Modelo de la estructura para la determinación de la respuesta correspondiente a su fluencia incipiente

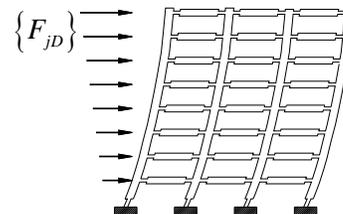
Figura 4.25: Modelo de la estructura y nivel de diseño sísmico para determinar la respuesta correspondiente a su fluencia incipiente.

De este análisis quedan definidas las primeras ramas de las curvas de comportamiento de todos los modos, así como la primera rama de la curva de capacidad. También al desacoplar el valor total de algún parámetro de la respuesta, se determinan las contribuciones de los “ j ” modos a dicho parámetro de la respuesta elástica máxima de la estructura, fig. 4.26a.

A continuación se obtienen las contribuciones de los “ j ” modos a los parámetros de interés de la respuesta complementaria de la estructura procediendo de la siguiente manera: A partir de la resistencia de la Ry/m_j de cada uno de los modos superiores definidas en el paso anterior, y sus valores del parámetro α_j , calculados en forma análoga a la del SRIGDL; se determinan sus ductilidades de desplazamiento, μ_j , recurriendo al uso de las relaciones de desplazamiento inelástico, C_R , ecs. 4.3 y 4.4. Con el conjunto de parámetros calculados anteriormente se determinan sus resistencias complementarias por unidad de masa mediante la expresión: $R_{comp}/m_j = Ry/m_j \alpha_j (\mu_j - 1)$. Con estas resistencias se calcula para cada modo de la estructura en su estado dañado, su vector de fuerzas laterales estáticas equivalentes definido por la ec. 4.2. Con cada vector de fuerzas se realiza un análisis estático a la estructura con la distribución de daño postulada y sin considerar las cargas gravitacionales, como se muestra en la fig. 4.26b.



a). Determinación de la contribución del modo j a la respuesta elástica máxima de la estructura.



b). Determinación de la contribución del modo j a la respuesta complementaria de la estructura.

Figura 4.26: Análisis estáticos para la determinación de las contribuciones modales a la respuesta inelástica máxima de la estructura.

Se obtienen las contribuciones de los “ j ” modos a los parámetros de interés de la respuesta inelástica máxima de la estructura sumando sus respectivas contribuciones obtenidas en los dos pasos anteriores, fig. 4.26. El cortante basal y el desplazamiento de azotea resultantes, definen los puntos finales de las curvas de capacidad de cada uno de los modos.

Se obtienen los parámetros de interés de la respuesta inelástica máxima de la estructura combinando las contribuciones de todos los modos obtenidas en el paso anterior. La máxima distorsión de entrepiso será la de diseño para el ELPC, γ_{ELPC} , y el cortante basal y desplazamiento lateral de la azotea definirán el punto final de la curva de capacidad de la estructura. Mediante el diseño estructural de las secciones se verifica si éstas son adecuadas para albergar la cantidad de refuerzo requerida cumpliendo con todos los requisitos reglamentarios pertinentes, y en caso de no ser posible, se deberán modificar las dimensiones de las secciones, lo que implicaría repetir el procedimiento de diseño desde su inicio.

4.6. Ejemplos de aplicación

4.6.1. Modelos estructurales considerados

Para ilustrar la implementación práctica del procedimiento propuesto se diseñan las estructuras cuyas configuraciones geométricas se muestran en la fig. 4.27. Se trata de marcos momento-resistentes de concreto reforzado con un sistema de piso a base losas macizas coladas monolíticamente con las trabes de soporte. Dos marcos son regulares en elevación, uno de 17 niveles y otro de 8, y representan estructuras de moderada y baja altura, respectivamente. El tercer marco es irregular en elevación y de 12 niveles, y representa también una estructura de moderada altura. El diseño de los marcos de 17, 12 y 8 niveles ante un determinado par de acciones sísmicas de diseño, cuyas características se describirán posteriormente, se designan como los ejemplos de aplicación 1, 2 y 3 (E1, E2 y E3), respectivamente. Se presenta además un cuarto ejemplo de aplicación, que consiste en el diseño del marco de 8 niveles ante otro par de acciones sísmicas de diseño.

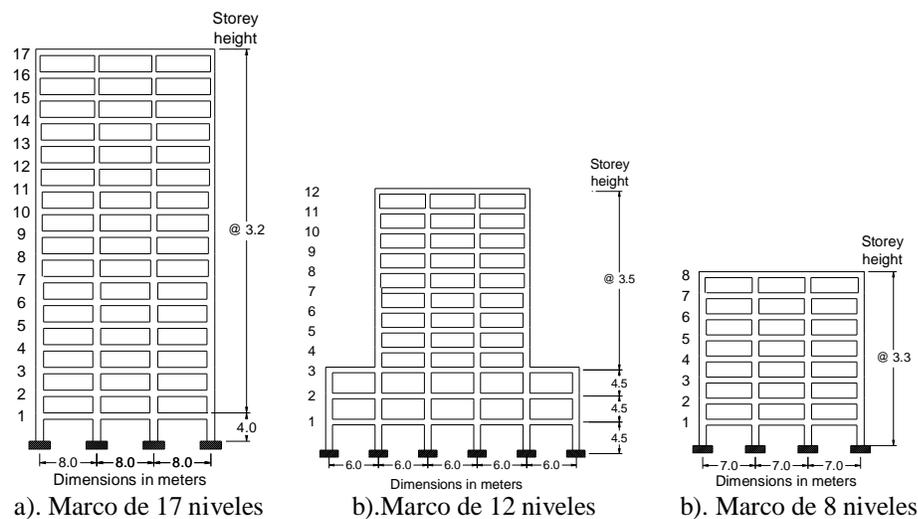


Figura 4.27: Configuraciones geométricas de los marcos a diseñar

Las cargas gravitacionales de diseño muertas y vivas instantáneas consideradas son las indicadas en el RCDF-2004 para uso de oficinas, siendo sus valores: carga muerta en entrepisos: 630 kgf/m^2 , carga viva instantánea en entrepisos: 180 kgf/m^2 , carga muerta en azotea: 455 kgf/m^2 , carga viva instantánea en

azotea: 70kgf/m^2 . El área tributaria de los elementos estructurales se obtuvo considerando que las crujiás perpendiculares a los marcos tienen la misma longitud. Las propiedades mecánicas de los materiales usados son las recomendadas por el RCDF-2004 para el diseño sísmico de estructuras dúctiles de concreto reforzado, y son: concreto con un peso volumétrico de 2400kgf/m^3 y resistencia a la compresión de 350kgf/cm^2 y acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia de 4200kgf/cm^2 .

Los índices de desempeño indicados por el RCDF-2004 para estructuras formadas a base de marcos momento-resistentes son: para el ELS una distorsión de entrepiso de 0.4%. Para el ELPC: distorsiones de entrepiso comprendidas en un rango de 1.5% a 3% y valores del factor de comportamiento sísmico comprendidos en un rango de 1 a 4. Estos últimos se tomarán como referencia de la capacidad dúctil de estructuras que establece el RCDF-2004. Todas las estructuras se diseñaron para satisfacer el criterio de diseño columna fuerte-viga débil, aplicando el procedimiento de diseño por capacidad para columnas estipulado en el RCDF-2004.

Por tratarse de estructuras de concreto reforzado, en los análisis modales espectrales se juzgó apropiado considerar valores de amortiguamiento modal del 5% respecto al crítico. Se ignoraron además los efectos de la interacción suelo-estructura. Los valores de los parámetros l y β considerados en el modelo elástico simplificado de la estructura dañada son, respectivamente, $h/2$ y 2%.

4.6.2. Acciones sísmicas de diseño

El procedimiento propuesto requiere de una estimación razonablemente aproximada de las ductilidades de los modos de vibrar a fin de aproximar lo mejor posible la respuesta inelástica de una estructura. Por esta razón, en los ejemplos de aplicación se usan como niveles de diseño sísmico registros acelerográficos de sitios en particular y/o sus correspondientes espectros elásticos e inelásticos de respuesta, en lugar de espectros elásticos de diseño, ya que estos últimos como se conoce; además de ser suavizados, se deben usar factores de reducción de fuerzas aproximados para obtener a partir de ellos sus correspondientes espectros inelásticos. Posteriormente se describirá el uso de los registros acelerográficos para obtener las ductilidades de desplazamiento de los modos de vibrar.

En los tres primeros ejemplos de aplicación se considera como nivel de diseño sísmico asociado al ELPC la componente este-oeste del registro acelerográfico registrado en la estación SCT de la ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, el cual se muestra en la fig. 4.28a, y sus espectros de respuesta elásticos de pseudoaceleración, S_a , y desplazamiento S_d , en la fig. 4.28b. Como nivel de diseño sísmico asociado al ELS se considera la componente este-oeste del registro acelerográfico registrado en la misma estación durante el sismo del 25 de abril de 1989, el cual se muestra en la fig. 4.28c, y sus espectros de respuesta elásticos de pseudoaceleración, S_a , y desplazamiento S_d , en la fig. 4.28d. Todos los espectros de respuesta se calcularon para una fracción del amortiguamiento crítico del 5%. Cabe mencionar que estos sismos se consideran representativos de los movimientos sísmicos asociados a sus correspondientes estados límite en el valle de México.

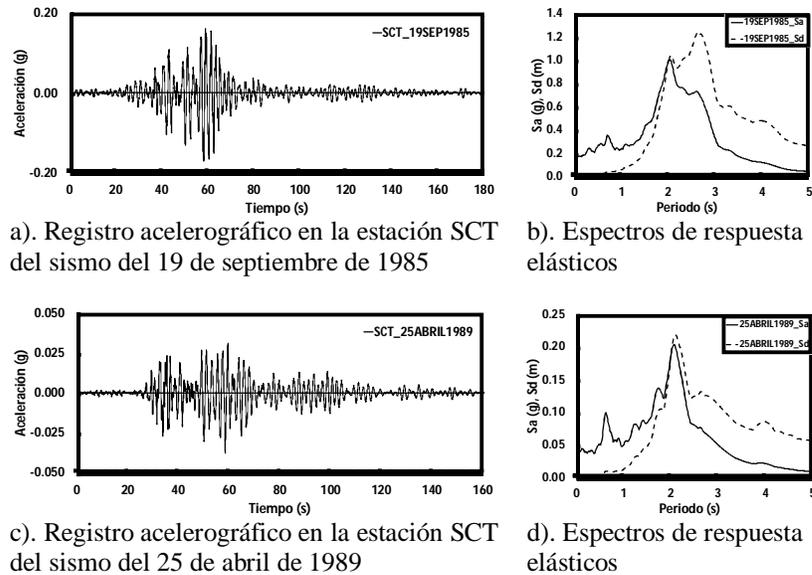


Figura 4.28: Registros acelerográficos y correspondientes espectros de respuesta elásticos de los niveles de diseño sísmico considerados en la estación SCT del Valle de México

Los registros acelerográficos mostrados son representativos de movimientos sísmicos registrados en suelo blando. De acuerdo a lo discutido en una sección previa del presente escrito, la contribución de los modos superiores a la respuesta elástica de estructuras ubicadas en suelos firmes comúnmente es mayor a su contribución en estructuras ubicadas en suelos blandos. Con la finalidad de mostrar la aproximación de la respuesta inelástica de estructuras ubicadas en suelos firmes que puede esperarse con la aplicación del procedimiento propuesto, se diseña el marco de 8 niveles considerando como acción sísmica un registro acelerográfico característico de un suelo firme. En este trabajo se considera la componente norte-sur del registro acelerográfico registrado en el sitio El centro, California, durante el sismo Imperial Valley, California, del 18 de Mayo de 1940.

Con el propósito de que las acciones sísmicas de diseño correspondientes a cada estado límite definidas por este acelerograma tengan la misma intensidad que las acciones sísmicas consideradas en los ejemplos anteriores, el registro acelerográfico de El centro se escala por dos factores tales que para uno de ellos, la máxima ordenada de su espectro de respuesta elástico de pseudoaceleración sea igual a la correspondiente del espectro de respuesta del registro del sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación SCT del Valle de México, y para el otro factor, a la máxima ordenada del espectro de respuesta del registro del sismo del 25 de abril de 1989 en la misma estación. Los registros acelerográficos de El centro así escalados definen la acciones sísmicas de diseño correspondientes al ELPC y al ELS, respectivamente. Estos registros y sus espectros de respuesta de pseudoaceleración y desplazamiento se muestran en la fig. 4.29. El diseño del marco de 8 niveles ante este par de acciones sísmicas se designa como el ejemplo de aplicación, (E4).

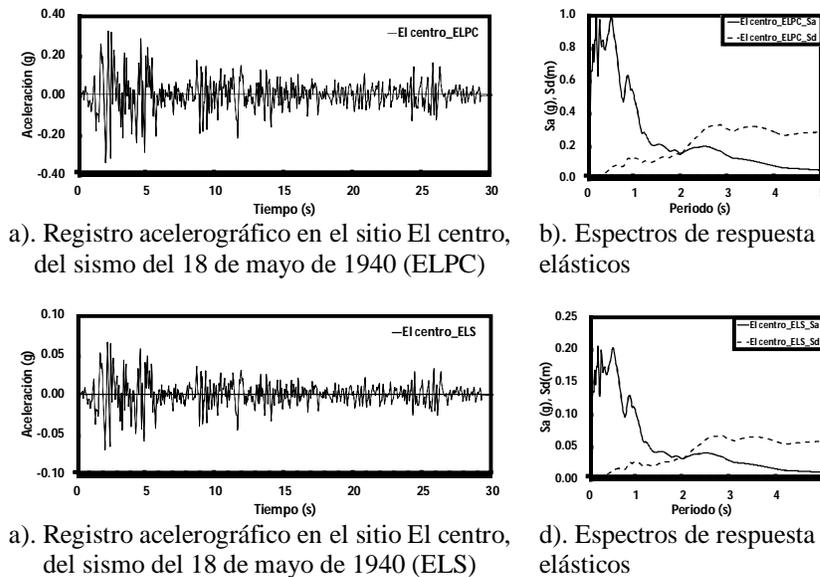


Figura 4.29: Registros acelerográficos escalados y correspondientes espectros de respuesta elásticos de los niveles de diseño sísmico considerados en el sitio El centro.

4.6.3. Aplicación del procedimiento de análisis y diseño sísmico

Se aplicó el procedimiento para establecer las dimensiones de las secciones transversales de los elementos estructurales, de tal forma que la máxima distorsión de entrepiso que presenten las estructuras ante el nivel de diseño sísmico asociado al ELS sea menor o igual a la permisible para este estado, γ_{ELS} . En la tabla 4.4 se muestran las dimensiones requeridas de las secciones transversales y en la tabla 4.5 los periodos fundamentales de los marcos correspondientes a este estado límite, T_{1s} . Aplicando la ec. 4.29 se obtuvieron los valores de la distorsión de entrepiso correspondiente a la fluencia incipiente de las estructuras, γ_y , mismos que se muestran en la tabla 4.5. Del perfil de distorsiones asociado a la fluencia incipiente de las estructuras se determinaron los valores del desplazamiento de fluencia, $S_{d_{yI}}$, y resistencia de fluencia, $S_{a_{yI}}$, de sus correspondientes SR1GDL. Los periodos fundamentales de los marcos correspondientes a su estado de fluencia incipiente, T_{IE} , se muestran en la tabla 4.5.

Se propone una distribución de daño congruente con el ELPC de las estructuras y se introduce en el modelo analítico de éstas. De este modelo se calculan los valores de α_I y T_{ID} mostrados en la tabla 4.5, así como los valores de γ_{maxI} correspondientes a los desplazamientos laterales de su modo fundamental. Después de proponer algunos valores de $\gamma_{ELPCISE}$ obtienen los mostrados en la tabla 4.5 y las correspondientes distribuciones de daño y μ_I de los SR1GDL mostradas en la fig. 4.33y tabla 4.5, respectivamente, para las cuales; la R_y/m_I leída para el T_{IE} de los espectros inelásticos de resistencias construidos con los correspondientes valores de α_I y μ_I , fueron aproximadamente iguales a las respectivas $S_{a_{yI}}$ de los SR1GDL.

Tabla 4.4: Dimensiones de las secciones transversales de los miembros de los marcos diseñados

Marco E1		Marco E2		Marco E3		Marco E4	
Nivel	Dimensiones (m)						

Columnas	1 a 7	1.10x1.10	1 a 2	0.80x0.80	1 a 4	0.60x0.60	1 a 8	0.45x0.45
	8 a 11	0.90x0.90	3 a 8	0.70x0.70	5 a 8	0.50x0.50		
	12 a 14	0.75x0.75	9 a 12	0.60x0.60				
	15 a 17	0.60x0.60						
Vigas	1 a 9	0.40x0.85	1 a 7	0.35x0.60	1 a 4	0.35x0.50	1 a 8	0.25x0.45
	10 a 17	0.40x0.75	8 a 12	0.35x0.45	5 a 8	0.35x0.45		

Tabla 4.5: Propiedades dinámicas y parámetros de diseño de los marcos diseñados

Estructura	T_{1S} (s)	γ_y (%)	T_{1E} (s)	R_y/m_1 (m/s ²)	Sd_{y1} (m)	γ_{ELPC1} (%)	α_1 (%)	μ_1	T_{1D} (s)	γ_{ELPC} (%)
E1	1.90	0.67	2.24	1.704	0.217	1.5	4.72	2.38	10.3	1.54
E2	1.72	0.84	2.06	1.943	0.208	1.8	5.10	2.32	9.12	1.90
E3	1.59	0.98	1.87	1.839	0.163	2.2	6.05	2.28	7.62	2.33
E4	2.31	0.98	2.55	0.797	0.131	1.7	9.63	1.79	8.22	1.67

Se calcula mediante un análisis modal espectral considerando como acción sísmica de diseño los correspondientes espectros inelásticos de resistencias calculados previamente, el cortante basal y los desplazamientos laterales de los niveles correspondientes a la fluencia incipiente de las estructuras. De estos análisis quedan definidas las R_y/m de los modos superiores mostradas en la tabla 4.6. A continuación se realiza un análisis dinámico inelástico paso a paso a los osciladores de 1GDL que representan a los modos superiores de la estructura (con las propiedades T , R_y/m y α mostradas en la tabla 4.6), considerando como excitación el acelerograma que define la acción sísmica de diseño asociada al ELPC; obteniéndose como respuesta de dichos análisis los máximos valores de μ mostrados en la tabla 4.6 desarrollados por los osciladores modales. En la misma tabla se muestran las R_{comp}/m de los modos superiores calculadas en función del conjunto de parámetros obtenidos anteriormente.

Tabla 4.6: Propiedades y parámetros de respuesta modales y globales de las estructuras estudiadas.

	Modo	T_E	R_y/m (m/s ²)	α (%)	μ	$\frac{V_{byi}}{V_{by}}$ (%)	R_{comp}/m (m/s ²)	R_{max}/m (m/s ²)	$\frac{V_{bmaxi}}{V_{bmax}}$ (%)	μ global	α global (%)
Marco E1	1	2.24	1.70	4.72	2.38	98.66	0.110	1.81	98.09		
	2	0.79	1.50	11.3	2.13	14.24	0.192	1.69	14.91		
	3	0.43	1.50	19.8	1.83	6.26	0.247	1.75	6.69	2.45	5.05
	4	0.28	1.51	29.5	1.98	2.70	0.437	1.93	3.43		
Marco E2	1	2.05	1.94	5.10	2.32	93.41	0.130	2.07	97.68		
	2	0.78	1.52	12.7	2.02	18.78	0.197	1.72	21.15		
	3	0.42	1.48	24.8	1.72	7.62	0.265	1.74	8.56	2.55	6.51
	4	0.27	1.51	41.9	1.69	3.35	0.438	1.95	4.14		
Marco E3	1	1.87	1.83	6.05	2.28	98.34	0.142	1.98	98.3		
	2	0.60	1.44	17.6	2.16	12.70	0.294	1.73	14.2		
	3	0.31	1.49	35.0	1.94	5.66	0.493	1.98	6.88	2.36	9.21
	4	0.19	1.52	51.6	1.26	3.40	0.204	1.73	2.88		
Marco E4	1	2.55	0.79	9.6	1.79	83.60	0.060	0.86	80.98		
	2	0.78	2.25	28.9	1.74	31.83	0.483	2.73	34.07		
	3	0.41	4.75	51.4	1.53	28.85	1.286	6.04	30.55	1.75	15.5
	4	0.25	4.42	65.1	1.76	15.47	2.185	6.60	17.28		

Conocidos los valores de las R_{comp}/m de todos los modos se realizan los análisis estructurales para determinar sus contribuciones a la respuesta complementaria de las estructuras. Finalmente, para cada modo se suman las contribuciones obtenidas de los dos análisis estructurales anteriores y se obtiene la respuesta inelástica máxima de las estructuras combinando dichas contribuciones. Una vez finalizado el procedimiento de análisis se verificó que el valor de la distorsión en los entrepisos que se consideraron

que no fluirían las vigas no fuera mayor al valor de su distorsión correspondiente a fluencia incipiente; en cuyo caso se puede dar por terminado el procedimiento de diseño. En la última columna de la tabla 4.5 se muestran las máximas distorsiones de entrecapado de diseño para el ELPC obtenidas al finalizar el procedimiento, y en las figs. 4.30 y 4.36 se muestran, respectivamente, las curvas de comportamiento de los tres primeros modos de las estructuras diseñadas y sus curvas de capacidad. En las últimas dos columnas de la tabla 4.6 se muestran los valores de los parámetros μ y α globales obtenidos de las curvas de capacidad de las estructuras. Como se esperaba en general, son mayores a los del modo fundamental debido a la contribución de los modos superiores.

Los análisis modales espectrales se realizaron con el programa SAP 2000 (CSI, 2010), considerando el modelo de amortiguamiento de Rayleigh con fracciones del 5% del amortiguamiento crítico en el primero y quinto modos en ambas etapas de análisis.

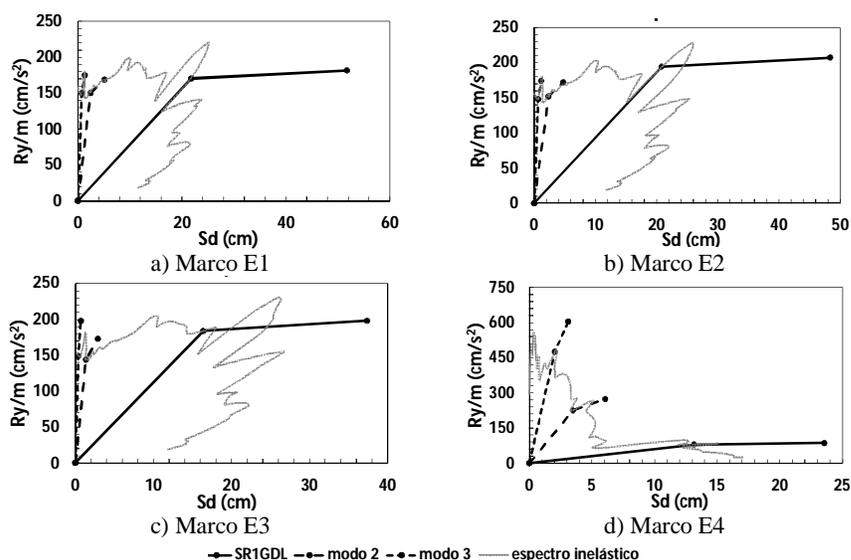


Figura 4.30: Curvas de comportamiento de los sistemas de referencia de los marcos diseñados

En la fig. 4.31 se muestran las contribuciones de los tres primeros modos al valor total de las distorsiones de entrecapado de diseño, así como el valor negativo de estas últimas, en los estados límite de fluencia incipiente (EFI), y de prevención del colapso (ELPC). Se observa que en las estructuras de los ejemplos E1, E2 y E3, la contribución de los modos superiores a las distorsiones en el EFI son poco significativas, mientras que en la estructura del ejemplo E4 dichas contribuciones son significativas. Esto se debe a que la rama ascendente del espectro de desplazamientos de fluencia del registro de El centro tiene una pendiente poco pronunciada, como puede intuirse de la fig. 4.29b.

Los resultados anteriores son consistentes con los mostrados en las figs. 4.30a 4.30b y 4.30c, donde se aprecia que los desplazamientos espectrales de fluencia de los modos superiores de las estructuras de los ejemplos E1, E2 y E3 son considerablemente menores al correspondiente del modo fundamental. Por el contrario, en la fig. 4.30d se observa que los desplazamientos espectrales de fluencia de los modos superiores de la estructura del ejemplo E4 son fracciones importantes del desplazamiento correspondiente al modo fundamental. En la fig. 4.31 también se observa que los modos superiores contribuyen en una

proporción ligeramente menor a las distorsiones inelásticas del ELPC, debido a que sus ductilidades de desplazamiento son moderadamente menores a la del modo fundamental, y a que los factores de participación de los modos de la estructura en su estado dañado tienen valores similares a los que presenta en su estado elástico.

Cabe notar en la fig. 4.31 que el perfil de distorsiones en el ELCP es similar al correspondiente del EFI, lo cual se debe a que el perfil de distorsiones obtenido del análisis de la estructura en su estado dañado (el cual no se muestra), es más uniforme; por lo que al combinar linealmente por modos ambos perfiles, el resultante presenta mayor similitud con el del EFI.

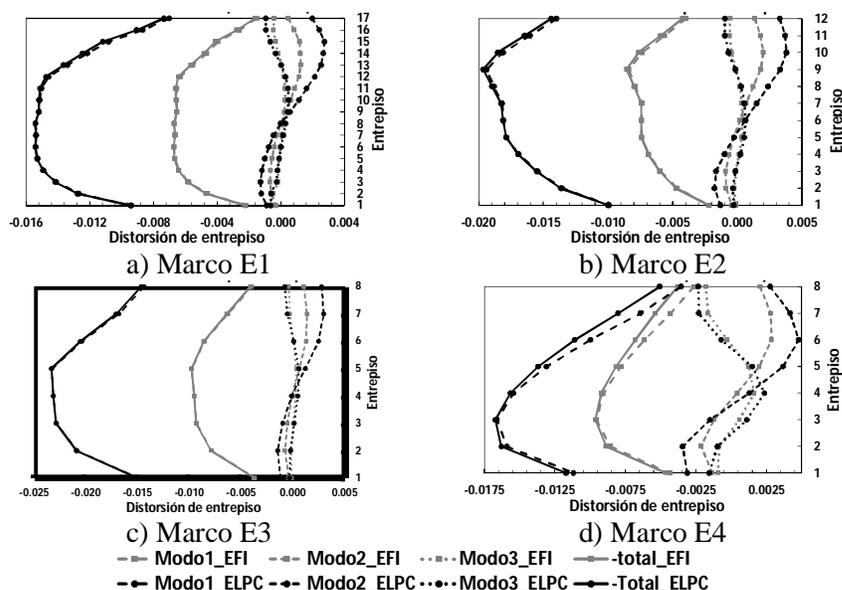


Figura 4.31: Distorsiones de entrepiso modales de diseño correspondientes a los estados límite de fluencia incipiente y de prevención del colapso

4.7. Validación del procedimiento

La validación del procedimiento propuesto se lleva a cabo comparando las distorsiones de entrepiso y los desplazamientos laterales de los niveles establecidos para cada estado límite, con los valores promedio de los máximos de estos parámetros de respuesta obtenidos de análisis dinámicos inelásticos pasos a paso de las estructuras diseñadas ante un conjunto de siete registros acelerográficos para los cuales, el espectro promedio de sus espectros de respuesta elásticos de pseudoaceleración calculados para una fracción del 5% del amortiguamiento crítico, es aproximadamente igual al espectro de respuesta del registro acelerográfico usado como acción sísmica de diseño para el estado límite en cuestión, fig. 4.32. Cabe notar que en los siete acelerogramas considerados se encuentra el usado como la acción sísmica de diseño.

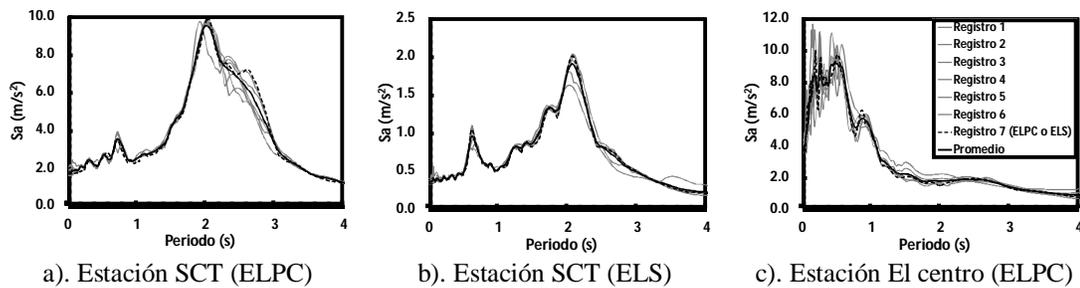


Figura 4.32: Espectros de respuesta elásticos de pseudoaceleración de los registros acelerográficos ajustados usados para validar el procedimiento de diseño

4.7.1. Registros acelerográficos considerados

El número de acelerogramas considerados y el criterio de promediar los valores de los parámetros de respuesta obtenidos de los análisis son las recomendaciones del Uniform Building Code de 1994 (UBC, 1994), para evaluar el diseño sísmico de estructuras. Es importante mencionar que de los diferentes criterios de escalamiento existentes para acelerogramas reales, se optó por el de igualar espectralmente las ordenadas del espectro de diseño sobre un rango de periodos usando el método de ajuste de ondoletas. Esto debido a que como concluyen Hancock et al., (2008); el número de registros requeridos para obtener una estimación razonable de la respuesta inelástica de una estructura se reduce significativamente si se usan acelerogramas ajustados con esta técnica, por lo que para un número de registros dado, el promedio obtenido de las respuestas es más representativo. Los acelerogramas usados para obtener los ajustados fueron registrados en la misma estación, y corresponden a sismos de moderada magnitud provenientes de la misma fuente del sismo cuyo acelerograma se usa como acción sísmica de diseño para el estado límite en cuestión. Los acelerogramas ajustados se obtuvieron con el programa SeismoMatch (Seismosoft, 2012), el cual usa el algoritmo de ajuste de ondoletas propuesto por Abrahamson (1992) y Hancock et al. (2006). El rango de periodos considerado para el cual las ordenadas de los espectros compatibles igualan a las del espectro de diseño, es el recomendado por Hancock et al. (2008); que comprende desde el periodo elástico del modo superior de la estructura que se considere tiene una participación aún significativa, hasta el máximo que se estime presentará la estructura en su respuesta inelástica. Considerando las tres estructuras estudiadas, este rango comprende periodos de 0.2 a 10 s., tabla 4.5. Cabe mencionar que el rango de periodos para el ajuste de las ordenadas indicado al programa fue de 0.2 a 5 s., sin embargo como se aprecia en la fig. 4.32, los espectros de respuesta de los registros ajustados igualan razonablemente bien las ordenadas del espectro de diseño hasta el periodo de 10 s.

4.7.2. Modelos matemáticos de las estructuras para los análisis dinámicos inelásticos paso a paso

En el modelo elástico simplificado de la estructura dañada se supusieron ciertos valores de los parámetros l_p y β de las articulaciones plásticas, los cuales son aproximaciones de los que se obtendrían de diagramas momento-curvatura de las secciones diseñadas en el caso del parámetro β , y con el uso de expresiones propuestas en la literatura técnica para el caso del parámetro l_p . Es importante tener en cuenta sin embargo, que el objetivo de los análisis inelásticos es validar el procedimiento de diseño propuesto más que estimar con mayor precisión la respuesta inelástica de las estructuras. De acuerdo a esto, en los

modelos analíticos de las estructuras para realizar los análisis inelásticos se consideraron los mismos valores de los parámetros l_p y β supuestos en el diseño. Por la misma razón se consideró que las articulaciones plásticas presentan un comportamiento histerético bilineal sin degradación de rigidez y resistencia y no se estandarizaron bajo ningún criterio las resistencias de las vigas y las de las columnas de la base obtenidas de los análisis, más si las de las columnas de los niveles superiores. Se consideró además el modelo de amortiguamiento de Rayleigh proporcional a la masa y rigidez elástica inicial, con fracciones del 5% del amortiguamiento crítico en el primero y quinto modos. Los análisis se realizaron con el programa de análisis inelástico de estructuras bidimensionales **Ruamoko-2D (Carr, 2000)**.

4.7.3. Presentación y discusión de resultados

En la fig. 4.33 se comparan para los cuatro marcos, la distribución de articulaciones plásticas propuesta con la representativa de las desarrolladas ante el conjunto de acciones sísmicas correspondientes al ELPC. Se observa que en todas las estructuras se desarrollaron las articulaciones plásticas propuestas en las vigas. Al diseñar por capacidad las columnas de las estructuras de los ejemplos E1, E2 y E3 se logra que solo en las columnas de la base se desarrollen articulaciones plásticas, fig. 4.33. En algunas columnas de los niveles superiores de la estructura del ejemplo E4 si se desarrollan articulaciones plásticas, fig. 4.33, sin embargo, las demandas de deformación inelástica no son significativas.

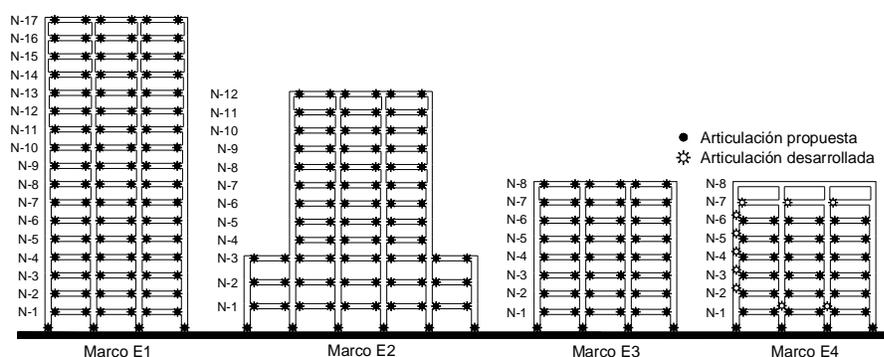


Figura 4.33: Comparación de la distribución de daño propuesta para cada marco con la representativa de las desarrolladas ante el sismo de diseño asociado al ELPC

El desplazamiento lateral máximo de la azotea es el parámetro de desempeño usado para evitar el choque entre edificios adyacentes. Aunque este parámetro no es el de diseño, se muestran los resultados obtenidos con el propósito de mostrar la aproximación que se puede obtener con el procedimiento de diseño propuesto. En la fig. 4.34 se comparan para los cuatro marcos, los desplazamientos laterales de diseño de sus niveles para el ELPC, con los promedio de los máximos demandados ante el conjunto de acelerogramas representativos del nivel de diseño sísmico correspondiente a este estado límite. Cabe mencionar que los máximos desplazamientos laterales de los diferentes niveles generalmente ocurren en diferentes tiempos. Se observa que en las estructuras de los ejemplos E1 y E2 se sobrestiman ligeramente los desplazamientos, mientras que en general, se subestiman en las de los ejemplos E3 y E4. Los errores relativos en los desplazamientos de la azotea de los cuatro marcos, medidos como el valor de diseño menos el valor promedio obtenido de los análisis no lineales paso a paso (ANLPP), entre el valor de éste último; están comprendidos en un rango de -15% a 13%.

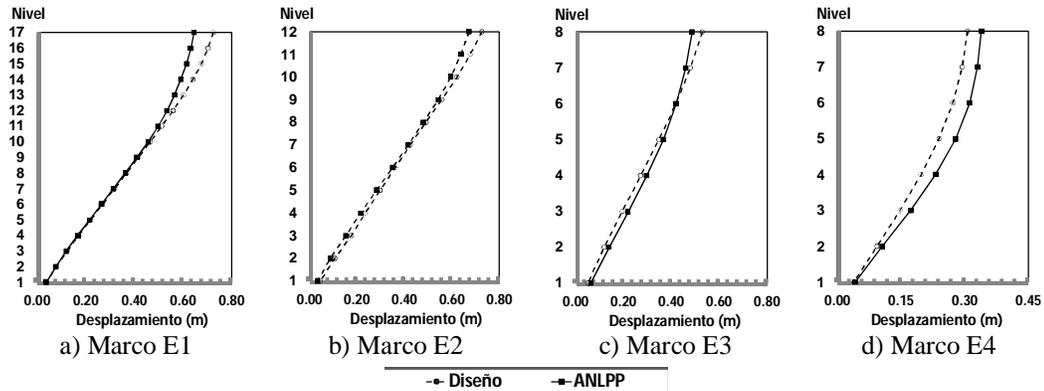


Figura 4.34: Comparación de los desplazamientos laterales de diseño de los niveles para ELPC con los máximos demandados ante el nivel de diseño sísmico asociado

En la fig. 4.35 se comparan para los cuatro marcos, sus distorsiones de entrepiso de diseño para ambos estados límite, con las distorsiones promedio de las máximas demandadas ante el conjunto de acelerogramas representativos de los correspondientes niveles de diseño sísmico. Cabe mencionar que las máximas distorsiones de los diferentes entrepisos generalmente ocurren en diferentes tiempos. En la misma figura se muestran las $\gamma\gamma$ de cada uno de los entrepisos. Se observa que tanto el perfil de distorsiones como la máxima distorsión promedio demandada ante las acciones sísmicas correspondientes a ambos estados límite son similares a las estimadas en el diseño. En las estructuras de los ejemplos E1, E2 y E3 las distorsiones de entrepiso demandadas ante las acciones sísmicas correspondientes al EPC son, en general, ligeramente menores a las estimadas en el diseño y los errores relativos en la máxima distorsión de diseño se encuentran en un rango de $\pm 8\%$. En la estructura del ejemplo E4 las distorsiones de entrepiso demandadas ante las acciones sísmicas correspondientes al EPC son mayores a las estimadas en el diseño, y el error relativo en la máxima distorsión de diseño es de -18% . En la fig. 4.35a se observa que la distorsión demandada en el entrepiso superior de la estructura del ejemplo E1 es menor a su valor de $\gamma\gamma$, lo que indica que las vigas de dicho entrepiso no fluirán.

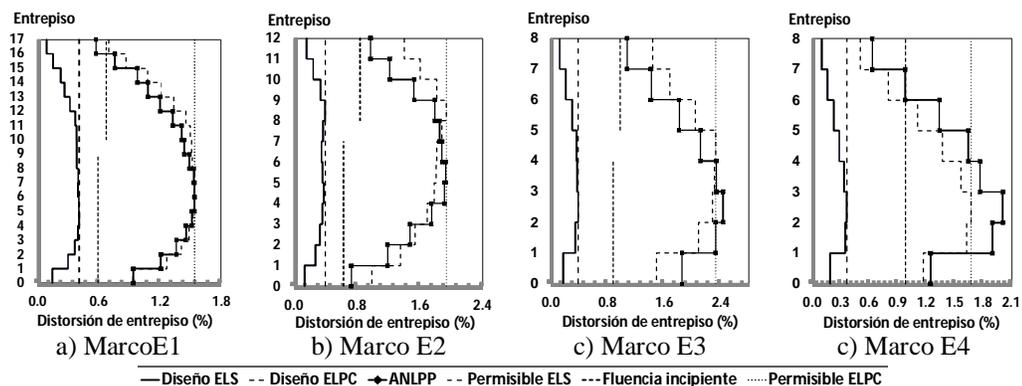


Figura 4.35: Comparación de las distorsiones de entrepiso de diseño para ambos estados límite con las máximas demandas ante sus correspondientes niveles de diseño sísmico.

En la fig. 4.36 se comparan las curvas de capacidad de diseño de las cuatro estructuras con sus respuestas

promedio en el tiempo cortante basal-desplazamiento de azotea. Se observa que las pendientes de la primera y segunda rama de las curvas de capacidad, las cuales definen la rigidez lateral global de las estructuras en sus etapas de comportamiento elástico e inelástico, respectivamente; representan razonablemente bien las respectivas rigideces globales de las estructuras que se pueden apreciar de sus respuestas en el tiempo. También se observa que el cortante basal máximo y el desplazamiento inelástico máximo en la azotea asociado representan razonablemente bien la envolvente en el tiempo de estos parámetros de respuesta. Los cortantes basales máximos no se desarrollaron en el instante en que se alcanza la respuesta máxima de desplazamiento, como era de esperarse. Además se observa que contrario a lo que se esperaba, el cortante basal de diseño de la estructura del ejemplo E1 es ligeramente mayor al obtenidos del ANLPP. Los errores relativos de los máximos cortantes basales de diseño de las estructuras de los ejemplos E1, E2, E3 y E4 son: 1.88%, -11.38%, -10.91% y -20.32%, respectivamente, los cuales son aceptables.

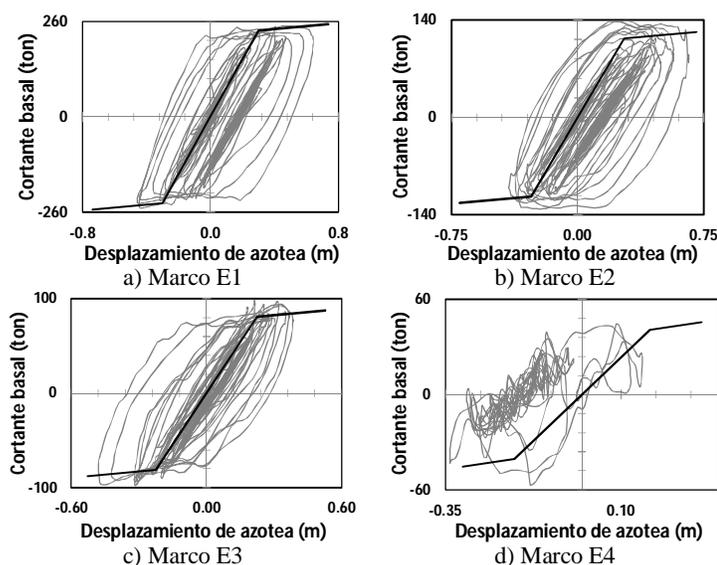


Figura 4.36: Comparación de las curva de capacidad de diseño de los marcos con su respuesta en el tiempo cortante basal- desplazamiento de azotea obtenida de los análisis inelásticos

Se puede observar que se estimaron con mayor precisión los diferentes parámetros de respuesta de las estructuras de los ejemplos E1, E2 y E3, en las cuales la contribución de los modos superiores a sus respuestas elástica e inelástica es menos significativa. Este resultado es congruente con el hecho de que entre mayor sea la contribución de los modos superiores a un determinado parámetro de la respuesta de una estructura, menor será la precisión con la que se estime el valor total de dicho parámetro mediante una regla de combinación modal al aplicar un análisis modal espectral, (Chopra, 2005). En la décima columna de la tabla 4.6 se muestran para las cuatro estructuras, los valores de los cocientes V_{bmaxj}/V_{bmax} ; donde V_{bmaxj} es el valor pico de la contribución del modo "j" al cortante basal total máximo de la estructura, V_{bmax} . Se observa que en las estructuras de los ejemplos E1, E2 y E3, el valor pico de V_{bmax1} representa prácticamente el total de V_{bmax} , mientras que en la estructura del ejemplo E4 representa el 81%. Este resultado es un aspecto que influye en el hecho de que la precisión con la que se estimó el valor de V_{bmax} de la estructura del ejemplo E4 es la mitad con la que se estimaron los valores de dicho parámetro en las estructuras restantes.

Capítulo 5

Conclusiones y recomendaciones

5.1. Conclusiones

En esta tesis se trataron diferentes temas, siendo el primero de ellos en relación al procedimiento de diseño sísmico y las acciones sísmicas de diseño estipulados en el RCDF-2004. Con el propósito de salvar una de las deficiencias que presenta dicho procedimiento, que consiste en ignorar la correlación que existe entre la rigidez efectiva a flexión y la resistencia de fluencia de los elementos que forman parte de estructuras de concreto reforzado; se propone un procedimiento iterativo para incluir la mencionada correlación, de cuya aplicación se puede concluir lo siguiente:

- El procedimiento iterativo propuesto representa un procedimiento general para considerar la correlación entre la rigidez efectiva a flexión y la resistencia de miembros que formen parte de cualquier tipo de sistemas estructurales de concreto reforzado; en el procedimiento de análisis y diseño sísmico basado en fuerzas.
- La consideración de dicha correlación conduce a una estimación más precisa del I_{eff} y de la resistencia que tendrán los miembros de concreto reforzado, ya sea que sus características y propiedades sean convencionales o no, y por lo tanto a una mejor estimación de los diferentes parámetros de respuesta de la estructura.
- Como se observa en la fig. 2.16 y por las razones comentadas en referencia a ésta, al considerar la correlación entre la rigidez y resistencia usualmente conduce a diseños en los que se requiere menor cantidad de refuerzo en los miembros estructurales e inclusive, en estructuras cuyo periodo fundamental requerido de acuerdo a un diseño usando los I_{eff} indicados por las normas se ubica en la proximidad del final de la meseta del espectro de diseño, también conduce a menores dimensiones de sus secciones transversales.
- Mediante los valores representativos de los I_{eff} de vigas y columnas a usarse en el análisis sísmico para el ELF encontrados en el presente estudio, se obtiene una buena estimación del periodo de la estructura, de las dimensiones de las secciones transversales de los miembros y de la máxima distorsión de entrepiso. Sin embargo, debido a que estos valores representativos pueden ser significativamente mayores de los más aproximados de las vigas y columnas ubicadas en los entrepisos inferiores y superiores, fig. 2.15, se sobrestimarán en la misma proporción su resistencia de diseño. Dependiendo de las cuantías de refuerzo requeridas en estos miembros, este hecho puede conducir a que se comporten como sobre-reforzados y por tanto no sean capaces de desarrollar las demandas de ductilidad requeridas. El estudio de las consecuencias de este comportamiento indeseado está fuera de los alcances del presente trabajo.

- Respecto al cálculo de los I_{eff} de los miembros estructurales en condiciones de servicio, es necesario realizar un mayor número de análisis a estructuras de diferentes características bajo la acción de demandas sísmicas de diferentes intensidades para justificar plenamente el valor de la relación $(I_{eff}/I_g-ELS)/(I_{eff}/I_g-ELF)=1.43$, indicado por el ACI-318-11. En vista de lo anterior, y dada la enorme variabilidad que pueden presentar sus elementos mecánicos, vistos como fracciones de sus resistencias de diseño, parece ser que la opción más precisa para calcular los I_{eff} de los miembros asociados a condiciones de servicio es por medio del uso de expresiones en función de la cuantías de refuerzo y de la magnitud de los elementos mecánicos actuantes.
- Dadas las características regulares y comunes de los modelos estructurales estudiados y de las consideraciones idealistas que se hicieron para su modelado (marcos planos en los que se ignora la interacción suelo-estructura), los valores representativos de los I_{eff} de vigas y columnas a usarse en el análisis sísmico para el ELF encontrados en el presente estudio, serán aproximaciones de los que se presentan en modelos estructurales más realistas. Por ejemplo, es conocido que en estructuras reticulares tridimensionales en las que existen efectos de torsión, los marcos exteriores están sujetos a fuerzas sísmicas mayores que los interiores, y por tanto a los miembros de los primeros deberán asignárseles cuantías de refuerzo mayores y por ende presentarán I_{eff} mayores que los miembros de los marcos interiores. Es importante notar sin embargo que por razones de sencillez, en análisis rutinarios de estructuras comunes usualmente se ignoran éste y otros aspectos más realistas del comportamiento estructural. Considerando lo anterior, y por las razones que a continuación se discuten, se piensa que los valores representativos de los I_{eff} encontrados en el presente estudio pueden ser razonablemente aproximados para su uso en análisis elásticos rutinarios, que son los que comúnmente se realizan en los despachos de cálculo para estructuras con características usuales de encontrar en la práctica y de importancia normal.
- De acuerdo a lo discutido en referencia a la fig. 2.15, los I_{eff} de los miembros presentan ciertos valores asintóticos. En marcos de mayor altura o que tengan crujías de mayores dimensiones, se espera que las cargas axiales en columnas sean mayores, sin embargo, debido a las bajas cargas axiales que se presentan en las columnas de los niveles superiores su I_{eff} usualmente será el mínimo permitido en la ec. 2.2. Aunque los resultados mostrados en la fig. 2.11b corresponden a una columna de características particulares, en general, la aplicación de la ec. 2.3 a columnas con características comunes de encontrar en la práctica conduce a valores máximos de $I_{eff}/I_g= 0.45$. Los I_{eff} de las columnas ubicadas en los entrepisos más demandados son mayores que los correspondientes a las columnas de los restantes entrepisos, sin embargo, para el valor máximo de la relación $P_u/Agf'c=0.3$ que usualmente se presenta en columnas de edificaciones de concreto reforzado (Paulay y Priestley, 1992); la aplicación de la ec. 2.2 conduce a valores máximos de I_{eff}/I_g del orden de 0.80.
- En la fig. 2.15, se observa que el I_{eff} de las vigas ubicadas en los entrepisos más demandados usualmente es mayor al indicado en las normas, sin embargo, es un hecho bien constatado por medio de resultados experimentales, que el máximo I_{eff} asociado a condiciones de fluencia que pueden presentar vigas de características comunes de encontrar en la práctica y diseñadas de acuerdo a requisitos de reglamentos de diseño sísmico contemporáneos, oscila entre 0.4 y 0.6,

valores que se reflejan en la ec. 2.5. Dado que las vigas de los entrepisos superiores requieren menor cantidad de refuerzo, sus I_{eff} serán del orden o menores a los indicados en las normas.

- Considerando el rango de valores que presentarán los I_{eff} de los miembros y que su variación en los diferentes entrepisos será similar a la que se presenta en los modelos estudiados en el presente trabajo, se espera que los I_{eff} promedio de todos los miembros ubicados en los distintos ejes y crujeas sea del orden de 0.5.
- A pesar de que los I_{eff} obtenidos en las columnas para el ELF son considerablemente menores a los indicados por el RCDF 2004, el periodo en las estructuras estudiadas no se incrementó significativamente. Esto se debe a que, como se conoce, la rigidez lateral de un marco depende principalmente de la rigidez a flexión de sus vigas y en éstas, los I_{eff} obtenidos en la mayoría de los entrepisos son del orden de los indicados por dichas normas.
- En estructuras de mayor importancia, en las que se considere necesario y suficiente emplear análisis elásticos más refinados, se recomienda el uso del procedimiento de análisis y diseño iterativo propuesto.
- La ejecución del procedimiento iterativo propuesto requiere una gran cantidad de trabajo numérico, sin embargo, si se considera el uso de programas de análisis y diseño sísmico como el usado en el presente estudio, que auxilien al ingeniero en el diseño estructural de los miembros y de hojas de cálculo para evaluar las expresiones para determinar sus I_{eff} , la cantidad de trabajo se reduce considerablemente; permitiendo que la implementación de este procedimiento sea viable en la práctica del diseño sísmico. Además, el trabajo numérico requerido es un precio que bien valdría la pena pagar con tal de conocer de la manera más aproximada posible el desempeño que presentará la estructura ante las acciones sísmicas de diseño y todos los beneficios que este conocimiento implica.

En esta tesis también se aplicó una metodología desarrollada por Niño 2008, para calcular espectros de peligro uniforme correspondientes a un nivel de desempeño definido por una demanda de ductilidad constante e igual a uno; que son de utilidad en el diseño y evaluación sísmica de estructuras para el ELS de estructuras ubicadas en la proximidad de la estación acelerográfica SCT del Valle de México. Debido a la necesidad de contar con una base de datos de registros sísmicos suficientemente grande para obtener los espectros de peligro uniforme que se calculan en esta tesis, y debido a la falta de registros sísmicos reales, se calcularon registros acelerográficos sintéticos en la estación SCT, correspondientes a sismos de diferentes magnitudes que se obtienen con un método de simulación sísmica que emplea registros de sismos pequeños como funciones de Green empíricas. De la comparación de la máxima ordenada del espectro de peligro uniforme con tasa uniforme de 1/10 años de exceder una ductilidad de uno, con la correspondiente del espectro de diseño para el ELS en la estación SCT estipulado por el RCDF-2004, se observa que ambas ordenadas son muy similares, sin embargo, no es posible generalizar este resultado a otras estaciones del Valle de México.

Existe la posibilidad de que las mejoras propuestas en esta tesis al procedimiento de diseño sísmico estipulado en el RCDF-2004, no sean suficientes para garantizar cabalmente los parámetros de desempeño

establecidos en el ELPC, ya que se necesita de un conocimiento suficientemente preciso de la capacidad dúctil y de la sobrerresistencia de la estructura a diseñar. Estas propiedades que varían significativamente en función del tipo de sistema estructural, grado de redundancia estructural, configuración geométrica y dimensiones, tanto de la estructura como de sus miembros, nivel de resistencia asignada, detallado sísmico de sus miembros, entre otras. Lo anterior sugiere que ni usando valores representativos de estos parámetros en estructuras con características semejantes, se podría garantizar plenamente el cumplimiento de los parámetros de diseño, y que lo más apropiado es determinar dichas propiedades para cada estructura particular, tarea que requiere el uso de análisis inelásticos, lo cual no es factible en la práctica del diseño sísmico.

Debido a la necesidad de disponer con procedimientos de diseño sísmicos alternos, que sean capaces de garantizar razonablemente los parámetros de desempeño establecidos para los estados límite de diseño; en la parte final de esta tesis se desarrolló y presentó un procedimiento de diseño sísmico de estructuras reticulares basado en desplazamientos, que permite considerar explícitamente tres estados límite y sus correspondientes niveles de diseño sísmico. Con el propósito de validar los resultados obtenidos mediante su aplicación, se efectuaron análisis dinámicos inelásticos paso a paso a las estructuras diseñadas considerando como acción sísmica correspondiente a cada estado límite, un conjunto de acelerogramas cuyos espectros de respuesta elásticos de pseudoaceleración son compatibles con el espectro análogo del acelerogramas usado como acción sísmica de diseño. Es evidente sin embargo, que en la aplicación práctica del método se deben considerar espectros de diseño correspondientes a un reglamento de diseño sísmico. Del análisis de los resultados obtenidos de los análisis dinámicos inelásticos paso a paso se puede concluir lo siguiente:

- En las cuatro estructuras diseñadas y para los dos estados límite considerados, el error relativo de la máxima distorsión de diseño respecto al valor promedio de las máximas distorsiones obtenidas de los análisis no lineales paso a paso es aceptable. Además, el método propuesto predice con razonable aproximación el entrepiso donde se presentará la máxima distorsión inelástica, lo que muestra su eficacia para aproximar las máximas demandas inelásticas de deformación lateral.
- Los resultados obtenidos se logran con un procedimiento más general y simple que los usados en otros métodos basados en desplazamientos; algunos de los cuales usan una configuración de desplazamientos laterales aproximados a los del modo fundamental, teniendo que recurrir posteriormente al uso de factores de modificación para tomar en cuenta los efectos de los modos superiores. Otros métodos usan configuraciones de desplazamientos laterales obtenidas estadísticamente de resultados de análisis dinámicos no lineales paso a paso de estructuras sometidas a registros acelerográficos con contenidos de frecuencias similares, lo cual, considerando el conocido hecho de que la respuesta inelástica de estructuras es especialmente sensible a las características del movimiento del terreno; hace que la generalidad de uso de estos resultados sea cuestionable.
- Los aceptables resultados en general obtenidos, se deben en parte a que en los modelos de las estructuras para los análisis inelásticos paso a paso, por las razones mencionadas; se hicieron consideraciones análogas a las establecidas en los modelos estructurales elásticos para el diseño. Cabe notar sin embargo, que la similitud en la representación de la inelasticidad en las secciones críticas de los elementos fue posible debido a que el modelo elástico aproximado de daño propuesto, representa

una articulación plástica de forma similar a los modelos analíticos comúnmente implementados en los programas de análisis no lineal. Este aspecto es de vital importancia para una adecuada caracterización de las propiedades dinámicas de la estructura en su estado dañado, con las cuales se determinan las contribuciones modales a la respuesta complementaria. Por otra parte, el considerar en un análisis no lineal paso a paso el típico comportamiento cíclico de secciones de concreto reforzado con degradación de rigidez, modificará el desempeño de la estructura predicho con el procedimiento propuesto. Desafortunadamente esta es una limitación inherente de cualquier método aproximado de diseño sísmico que se apoye en el uso de modelos estructurales elásticos y en el análisis modal espectral como herramienta de análisis.

- En la aplicación del procedimiento propuesto la mayor fuente de incertidumbre en la estimación de la respuesta inelástica de una estructura está en la determinación de las contribuciones modales a su respuesta complementaria. Considerando las aceptables estimaciones en general obtenidas de los diferentes parámetros de la respuesta inelástica de las estructuras diseñadas; se podría concluir que se aproximaron razonablemente la resistencia y el desplazamiento complementario de los osciladores modales. Además, el hecho de que los parámetros de los cuales son función: R_y/m , μ y α , estén fuertemente correlacionados entre sí, indica que los valores de estos últimos también se aproximaron razonablemente. Los hechos anteriores permiten hacer las siguientes conclusiones preliminares:
 - Para el cálculo de la resistencia y desplazamiento complementario de los osciladores que representan a los modos superiores, se puede considerar aceptable definir sus resistencias de fluencia como la requerida para desarrollar la ductilidad del modo fundamental., y posteriormente mediante los correspondientes valores de la relación α , calcular sus máximas demandas de ductilidad.
 - En estructuras reticulares de concreto reforzado hasta de moderada altura, los valores del parámetro α se pueden estimar razonablemente considerando que todas las articulaciones plásticas requeridas en vigas y columnas se desarrollarán simultáneamente.
- En la sección previa se concluyó que una de las razones por la que los diferentes parámetros de la respuesta inelástica de la estructura del ejemplo E4 se estimaron con menor precisión, consiste en que los modos superiores contribuyen significativamente en los parámetros de respuesta de esta estructura. Es difícil estimar con precisión qué porcentaje de los errores relativos en los diferentes parámetros de respuesta se deben a este aspecto, ya que otra posible razón por la que se obtienen resultados menos satisfactorios es que en estas condiciones, las hipótesis en que se basa el método propuesto, excluyendo el uso del análisis modal espectral, representan con menor aproximación el comportamiento real de las estructuras. A pesar de estos hechos, las estimaciones obtenidas con el método propuesto de los diferentes parámetros de la respuesta inelástica máxima de la estructura se pueden considerar aún aceptables.

5.2. Recomendaciones

- Con la finalidad de corroborar que las máximas ordenadas de los espectros con tasa uniforme de 1/10 años de exceder una ductilidad de uno y del espectro de diseño para el ELS son similares en la mayoría de las estaciones o sitios del Valle de México, es necesario calcular los espectros de peligro uniforme en un mayor número de estaciones.
- En el presente trabajo se muestra que el método de diseño sísmico basado en desplazamientos propuesto, puede estimar con aceptable aproximación las máximas demandas inelásticas de deformación lateral de estructuras con configuraciones geométricas esencialmente regulares. Es necesario investigar su eficacia en estructuras con configuraciones geométricas irregulares.
- Es necesario además adecuar el método para aplicarlo a estructuras tridimensionales a base de marcos rígidos de concreto reforzado, así como para incluir los efectos de la interacción suelo estructura.

Referencias

- ACI Committee 318 (2011). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary, *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Mich., 465 pp.
- Abe, Y. (1988). Vibration characteristics and earthquake resistance of R.C. buildings. Tesis doctoral, Tohoku University, (en japonés).
- Abrahamson, N.A. (1992). Non-stationary spectral matching. *Seismological Research Letters*, vol. 63, no. 1, pp. 30.
- Aki, K. (1967). The scaling law of seismic spectrum, *J. Geophys. Res.*, vol. 72, no. 4, pp. 1217-1231.
- Arroyo, D., D. García, M. Ordaz, M. A. Mora, y S. K. Singh (2010). Strong ground-motion relations for Mexican interplate earthquakes, *J. Seismology*, vol. 14, pp. 769–785.
- Avelar, C., A. Ayala, y A. D. de León (2003). Design spectra determination for performance based seismic design, *Memorias del IX Congreso en Aplicaciones de Estadística y Probabilidad en Ingeniería Civil*, A. Kiureghian, S. Madanat, y J. Pestana (Eds.), Amsterdam, pp. 899-906. Millpress.
- Bernal, D. (1982). Relación entre la ductilidad de diseño y las rotaciones plásticas en las secciones críticas de marcos de concreto, Reporte elaborado para Dirección General de Construcción y operación Hidráulica del Departamento del Distrito Federal. México.
- Bertero, R. (2001). Diseño Sismorresistente basado en la Performance, *Tesis doctoral, Universidad de Buenos Aires*, Argentina.
- Brune, J. (1970). Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes, *J. Geophys. Res.*, vol. 75, no. 26, pp. 4997-5009.
- Carr, A.J. (2000). Ruaumoko, Inelastic Dynamic Analysis Computer Program and Users Manual. University of Canterbury. Department of Civil Engineering. Nueva Zelanda.
- Chan, C. y Q. Wang (2006). Nonlinear Stiffness Design Optimization of Tall Reinforced Concrete Buildings Under Service Loads, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, junio de 2006, pp. 978-990.
- Corona, G. (2003). ECOgcW versión 2.06, Análisis y diseño de edificios de concreto, Guía rápida de uso, www.gcingenieria.com
- Chopra, A.K. y R.K. Goel (2001). A modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation, *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, PEER 2001/03

- Chopra, A.K. (2005), *Dynamics of structures*, Pearson Education.
- CSI (2010). SAP2000 integrated finite element analysis and design of structures, Berkeley, California, E.U.A.
- Elnashai, A.S. y A. M. Mwafy (2002). Overstrength and force reduction factors oh multistorey reinforced-concrete buildings, *The Structural Design of Tall Buildings*, vol. 11, pp. 329-351.
- Elwood, K. J. y M. O. Eberhardn (2009). Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns, *ACI Structural Journal*, vol. 106, no. 4, pp. 476-484.
- Esteva, L. (1976). Seismic risk and engineering decisions. Lomnitz C. y Rosenblueth E. (Editores), *Elsevier Scientific Publishing Company*, Amsterdam.
- FEMA 273 (1997). NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, *Federal Emergency Management Agency* (FEMA).
- Fib TG 7.2 (2003). Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings, State-of-art report, Bulletin 25.
- García, L.E., A. Pérez y J. Bonacci (1996). Cost implications of drift controlled design of reinforced concrete buildings, *Décimo primera Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica*, paper No. 648.
- Hage, S. E. y J. G. MacGregor (1974). Second Order Analysis of Reinforced Concrete Frames, *Structural Engineering Report No. 9*, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada.
- Hancock, J., J. Watson-Lamprey, N.A. Abrahamson, J.J Bommer, A. Markatis, E. McCoy y R. Mendis (2006). An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets, *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 10, pp. 67–89.
- Hancock, J., J.J. Bommer, y P.J. Stafford (2008). Number of scaled and matched accelerograms required for inelastic dynamic analyses, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 37, pp. 1585–1607.
- Hartzel, S. (1978). Earthquake aftershocks as Green's functions, *Geophys. Res. Lett.*, vol. 5, no. 1, pp. 1-4.
- Haviland, R. (1976). A study of the uncertainties in the fundamental translational period and damping values for real builgings, Reporte No. 5, *Evaluation of seismic safety of buildings*, Instituto Tecnológico de Massachusetts, Cambridge, MA.
- Joyner, W. y D. Boore (1986). On simulation large earthquakes by Green's function addition of smaller earthquakes, *American Geophysical Monograph*, vol. 37, pp. 269-274.

Kappos, A.J. y A. Manafpour (2001). Seismic Design of R/C buildings with the aid of advanced analytical techniques, *Engineering Structure*, vol. 23, pp. 319-332.

Khuntia, M. y S. K. Ghosh (2004). Flexural Stiffness of Reinforced Concrete Columns and Beams: Analytical Approach, *ACI Structural Journal*, vol. 101, no. 3, pp. 351-363.

Kumar, R. y Y. Singh (2010). Flexural Stiffness of Reinforced Concrete Columns and Beams: Analytical Approach, *ACI Structural Journal*, vol. 107, no. 5, pp. 607-615.

Lepage, A. (1996). A Method for Drift Control in Earthquake-Resistant Design of RC Building Structures, *Ph. D. Thesis Submitted to the Graduate of the University of Illinois*, Urbana, Illinois.

Melchor, J. (2002). Efecto del agrietamiento en la rigidez lateral de marcos de concreto reforzado, *Tesis de Maestría, Posgrado en Ingeniería*, UNAM, México.

Meli, R. (2011). Comunicación personal. Instituto de Ingeniería, UNAM. México.

Moehle, J.P. (1992). Displacement- Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes, *Earthquake Spectra*, vol. 8, no. 3.

Niño, M. (2008). Desarrollo y aplicación de espectros de peligro uniforme en la evaluación y diseño sísmico de estructuras basados en el desempeño, *Tesis doctoral, Posgrado en Ingeniería*, UNAM, México.

NTCDCC-2004 (2004). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de Concreto, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, octubre.

NTCDS-2004 (2004). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, octubre.

Ordaz, M. y Arboleda, J. (1993). SIMFI3, programa para simulación de sismos, Instituto de Ingeniería, UNAM. México.

Ordaz, M., J. Arboleda, y S. K. Singh (1995). A scheme of random summation of an empirical Green's function to estimate ground motions from future large earthquake, *Bull. Seism. Soc. Am.*, vol. 85, no. 6, pp. 1635-1647.

Ordaz, M. (2002). Estado actual y futuro de la normatividad, *Memorias del VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica (CDROM)*, Cuernavaca, Morelos, México.

Ordaz, M., E. Miranda y J. Avilés (2003). Propuesta de espectros de diseño por sismo para el DF, *Revista internacional de ingeniería en estructuras*, vol. 8, no. 2, pp. 189-207.

Ordaz, M., A. Aguilar y J. Arboleda (2009). Crisis 2007, Versión.7.2, Program for computing seismic hazard, Instituto de Ingeniería, UNAM. México.

Ordaz, M. (2010). Comunicación personal. Instituto de Ingeniería, UNAM. México.

Ordaz, M. (2011). Comunicación personal. Instituto de Ingeniería, UNAM. México.

Panagiatakos, T.B. y M.N. Fardis (1999). Deformation-controlled earthquake-resistant design of RC Buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 3, no. 4, pp. 498-518.

Park, R. y T. Paulay (1975). Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons Inc., New York, 768 pp.

Paulay, T. y M. J. N. Priestley (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons Inc., New York.

Priestley, M.J.N. (1998). Briefs comments on elastic flexibility of reinforced concrete frames and significance to seismic design, *Bulletin of the New Zealand National society for Earthquake Engineering*, vol. 3, no. 4, pp. 426-259.

RCDF (2004). Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Cuerpo principal y sus Normas Técnicas Complementarias, Diario Oficial de la Federación, México D.F., México.

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

Ruiz-García, J. y E. Miranda (2003). Inelastic displacement ratios for evaluation of existing structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 32, pp. 1237-1258.

Ruiz-García, J. y E. Miranda (2006). Inelastic displacement ratios for evaluation of structures built on soft soil sites, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 35, pp. 679-694.

Saito, T., S. Abe, y A. Shibata (1997). Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings based on statistics of structural lateral resistance, *Structural Safety*, vol. 19, no. 1, pp. 141-151.

SEAOC (1995), Vision 2000. Performance Based Seismic Engineering of Building, *Structural Engineers Association of California*, Sacramento, California.

SeismoMatch (2012). A computer program for adjusting earthquake accelerograms to match a specific target response spectrum Online, Available from: <http://www.seismosoft.com>.

Shimazaki, K. y M. A. Sozen (1985). Seismic Drift of Reinforced Concrete Structures, Special Research Paper, Hazama-Gumi, Ltd., Tokyo, Japon, 1985.

Smith, R. S. H. y W. K. Tso (2002). Inconsistency of Force-Based Design procedure, *JSEE*, vol. 4, no. 1,

pp. 47-54.

Sullivan, T.J., M.J.N. Priestley y G.M. Calvi (2008). Estimating the Higher-Mode Response of Ductile Structures, *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 12, pp. 456-472.

Tanaka, T., S. Shizuyo, Y. Osawa y T. Morishita (1969). Period and damping of vibration in actual buildings during earthquakes, *Bulletin of the Earthquake Research Institute*, vol. 47, pp. 1073-109.

Uang, C. (1991). Establishing R (or R_w) and Cd Factors for Buildings Seismic Provisions, *Journal of Structural Engineering*, vol. 117, no.1.

UBC, Uniform Building Code 1994. International Conference of Buildings Officials, Washington, 1994. ISBN 1884590438.

Wallace J. W. y J. P. Moehle (1989). BIAx: A computer program for the analysis of reinforced concrete sections, *Department of civil engineering university of California at Berkeley*, Berkeley, California.

Wennerberg, L. (1990). Stochastic summation of empirical Green's functions, *Bull. Seism. Soc. Am.*, vol. 80, no. 6, pp. 1418-1432.