



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

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

DESARROLLO Y VALIDACIÓN DE UN MÉTODO DE EVALUACIÓN Y DISEÑO
SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS PARA EDIFICIOS DE CONCRETO
REFORZADO

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
DOCTOR EN INGENIERÍA

PRESENTA:

HUGO CASTELLANOS ROSADO

TUTOR:

DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN
INSTITUTO DE INGENIERÍA-UNAM

MIEMBROS DEL COMITÉ TUTOR:

DR. LUIS ESTEVA MARABOTO
INSTITUTO DE INGENIERÍA-UNAM

DR. EDUARDO REINOSO ANGULO
INSTITUTO DE INGENIERÍA-UNAM

DR. OSCAR LÓPEZ BÁTIZ
CENAPRED

DR. HUMBERTO VARUM
UNIVERSIDAD DE AVEIRO, PORTUGAL

MÉXICO, D.F. ENERO 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. LUIS ESTEVA MARABOTO
Secretario: Dr. EDUARDO REINOSO ANGULO
1er. Vocal: Dr. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN
2do. Vocal: Dr. OSCAR LÓPEZ BATIZ
3er. Vocal: Dr. HUMBERTO VARUM

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA - UNAM

TUTOR DE TESIS

DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN

FIRMA

DEDICATORIA

A Dios, porque siempre ha estado a mi lado, siendo mi guía, mi luz y mi todo

A mi madre:

Esperanza Rosado Antonio

Por su valor y coraje que me han demostrado que todo es posible

A mis hermanas:

Kenya y Lizbeth, por su confianza, amor y cariño

A mis sobrinos:

Emanuel y Nayrobi, que han sido la motivación para luchar todos los días

A mis abuelos:

Juan B. Rosado y Josefina Antonio

Por su amor y enseñanzas que ha hecho de mi una mejor persona

AGRADECIMIENTOS

A la *Universidad Nacional Autónoma de México*, máxima casa de estudios de este país, por la oportunidad de formarme y realizar este trabajo de investigación doctoral en sus instalaciones.

Al *Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología*, CONACyT, por el apoyo económico recibido durante mis estudios de doctorado.

A la *Dirección General de Asuntos del Personal Académico*, DGAPA, por el apoyo económico otorgado en la etapa final de este proyecto de investigación doctoral.

Al *Instituto de Ingeniería de la UNAM*, por el apoyo económico y las facilidades otorgadas durante mis estudios de doctorado.

Al *Dr. A. Gustavo Ayala Milián*, director de esta tesis, por su tiempo y dedicación en el desarrollo de esta investigación, además de su paciencia e innumerables consejos para ser, no solo un mejor profesionalista, sino un mejor ser humano.

Al *Dr. Humberto Varum*, por su disposición e interés en la revisión de este documento de tesis y sus valiosos comentarios hechos lo largo de esta investigación.

Al *Dr. Luis Esteva Maraboto* por sus comentarios, durante el desarrollo de este trabajo de investigación, que permitieron enriquecerlo; a los *Drs. Eduardo Reinoso Angulo* y *Oscar López Bátiz*, por la minuciosa revisión de esta tesis y sus acertados comentarios para mejorar la calidad de este trabajo.

Al grupo de trabajo del *Dr. Gustavo Ayala*, por las discusiones académicas y la retroalimentación derivadas de ellas. Un agradecimiento especial a la *Dra. Mabel Mendoza*, por su ayuda incondicional.

RESUMEN

En esta tesis se presenta un método de evaluación y diseño sísmico para edificios, usando conceptos aceptados de ingeniería basada en el desempeño y desplazamientos como índice de desempeño objetivo. La aplicación del método propuesto se particulariza a edificios de concreto reforzado formados por marcos planos ortogonales.

Durante el desarrollo del método se considera que una aproximación del desempeño de una estructura de múltiples grados de libertad con comportamiento no lineal puede obtenerse a partir de un sistema de referencia no lineal de un grado de libertad, correspondiente al modo fundamental de vibrar de la estructura original de múltiples grados de libertad. La hipótesis principal utilizada en este método es que, garantizando igual energía de deformación en el punto de desempeño, la curva de capacidad no lineal de una estructura de múltiples grados de libertad puede aproximarse mediante una curva bilineal; y que a partir de esta, se puede extraer directamente una curva bilineal correspondiente que caracteriza el comportamiento del sistema de referencia de un grado de libertad, utilizando conceptos aceptados de la dinámica estructural.

En el método se acepta que la curva de capacidad de una estructura caracteriza su desempeño sísmico ante demandas de intensidad creciente, de tal forma que puede obtenerse directamente, a partir de los resultados usados en su construcción, el desempeño detallado para las demandas sísmicas de diferentes intensidades, en consistencia con los objetivos de la evaluación sísmica de una estructura. Se demuestra que una aproximación aceptable de las curvas de capacidad y comportamiento puede ser construida usando conceptos y herramientas comunes en la práctica del análisis estructural lineal, adaptándolo para considerar de una manera simplificada, el comportamiento no lineal de la estructura y la energía disipada por histéresis, en lugar de realizar análisis dinámicos no lineales incrementales requeridos en la práctica para construir la curva de capacidad dinámica.

El método de diseño propuesto se fundamenta en el concepto de la curva de comportamiento de un sistema de referencia de un grado de libertad, utilizado para caracterizar el desempeño sísmico de una estructura de múltiples grados de libertad. Por lo que se busca definir una curva de comportamiento bilineal asociada al modo fundamental de la estructura, en la cual la primera rama represente las propiedades de la estructura con comportamiento elástico lineal y la segunda las de un estado de comportamiento inelástico equivalente. Las pendientes respectivas de estas ramas se definen a partir de los resultados

de dos análisis de valores característicos, correspondientes a la estructura sin daño y a la estructura con un nivel de daño que se acepte se presente bajo condiciones de diseño y que sea consistente con el nivel de desempeño para el cual se está diseñando la estructura. El desplazamiento último de la curva de comportamiento se determina mediante el desplazamiento modal correspondiente al nivel de desempeño de diseño y, el desplazamiento de fluencia es función de las características geométricas de la estructura y de las propiedades de los materiales usados. Con base en las demandas de resistencia definidas en esta curva, es posible obtener las fuerzas de diseño de los elementos estructurales. Esta formulación asegura el control del daño de la estructura mediante la aplicación de distribuciones de daño definidas por el diseñador. En este método se puede considerar la relación existente entre rigidez y resistencia de los elementos estructurales, la contribución de los modos superiores de vibrar de la estructura, la no linealidad de los materiales, y diferentes tipos de demandas sísmicas, tales como espectros de respuesta para sismos particulares, espectros de diseño sísmico o espectros de peligro uniforme.

Para ilustrar la aplicación del método propuesto en esta tesis se presentan los resultados de la evaluación sísmica de un marco diseñado de acuerdo con el actual Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, y el diseño basado en desplazamientos de seis diferentes marcos de concreto reforzado. La demanda sísmica usada en todos los casos fue la componente este-oeste del registro obtenido en la estación SCT para el sismo de Michoacán ocurrido el 19 de septiembre de 1985.

Los resultados del ejemplo de evaluación obtenidos con el método propuesto se validaron comparando la curva de capacidad aproximada de la estructura con la curva de capacidad dinámica derivada a partir de análisis dinámicos no lineales incrementales. Para los ejemplos de diseño, los objetivos de desempeño asumidos se compararon con los obtenidos de los resultados de análisis dinámicos no lineales paso a paso realizados para las estructuras diseñadas sujetas a la misma demanda sísmica.

De estas comparativas se concluye que, tanto para evaluación como para diseño, el método propuesto es una herramienta confiable y de fácil implantación en la práctica que conduce a resultados aceptables en marcos planos de concreto reforzado.

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

ABSTRACT

This thesis presents a seismic evaluation and design method for buildings, using accepted concepts of performance based engineering and displacements as target performance index. The application of the method proposed is particularized to reinforced concrete buildings formed by orthogonal plane frames.

Throughout the development of the method it is considered that an approximation to the performance of a multiple degree of freedom structure with nonlinear behavior may be obtained from that of a nonlinear single degree of freedom reference system, corresponding to the fundamental mode of vibration of the original multiple degree of freedom structure. The main assumption used in this method is that by assuring equal deformation energy at the performance point, the nonlinear capacity curve of the multiple degree of freedom structure may be approximated by a bilinear curve, and that, from this curve, a corresponding bilinear curve characterizing the behavior of the reference single degree of freedom system may be directly extracted using accepted structural dynamics concepts.

In the method it is accepted that the capacity curve of a structure characterizes its seismic performance under demands of increasing intensity, so that one may directly obtain from the results used for its construction, the performance details for seismic demands of different intensity, in consistence with seismic evaluation objectives for the structure. It is shown that an acceptable approximation of the capacity and behavior curves may be built using concepts and tools common in the current practice of linear structural analysis, adapted only to consider, in a simplified manner, the nonlinear behavior of the structure and the energy dissipated by hysteresis, instead of performing incremental nonlinear dynamic analyses required to build the dynamic capacity curve.

The proposed design method is based on the concept of a behavior curve of a reference single degree of freedom system, used to characterize the seismic performance of a multiple degree of freedom structure. Its aim is to define a bilinear behavior curve associated to the fundamental mode of the structure in which its initial branch represents the properties of the structure with linear elastic behavior and its second those of the equivalent inelastic stage of behavior. The respective slopes of these branches are defined from the results of two eigen value analyses, corresponding to the undamaged structure and to the structure with damage accepted to occur under design conditions and consistent with the of performance level for which the structure is designed. The ultimate displacement of the behavior curve is

determined by the modal displacement corresponding to the design performance level and the yield displacement is function of the geometrical characteristics of the structure and properties of the materials used. Based on the calculated strength demands, defined in this curve, it is possible to obtain the design forces of the structural elements. This formulation ensures damage control of the structure by enforcing damage distributions defined by the designer. This method can consider the relationship between stiffness and strength of the structural elements, the contribution of the higher modes of vibration of the structure, the nonlinearity of the materials and seismic demands given by response spectra defined for a single records, seismic design spectra or uniform hazard spectra.

To illustrate the application of the proposed method this thesis presents the results of the seismic evaluation of a frame designed in accordance to the current Building Code of the Federal District and the displacement based design of six different reinforced concrete frames. The seismic demand used in all cases was that EW component of the record registered at the SCT-station of the Michoacan earthquake of September 19, 1985.

The results of the evaluation example obtained by the proposed method are validated by comparing the approximate capacity curve defined for the structure with the dynamic capacity curve derived from incremental nonlinear dynamic analyses. For the design examples the target performances assumed in the design process were validated by comparing their values with those obtained from the responses of nonlinear step by step dynamic analyses of the structures subjected to the same seismic demand used for their design. From these comparisons it is concluded that, for both evaluation and design, the proposed method is a reliable tool of easy implementation in practice that leads to acceptable results in reinforced concrete frames.

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

Índice general

Capítulo 1. Introducción, objetivo principal y organización de la tesis	1
1.1. Introducción	1
1.2. Objetivo principal de esta tesis.....	2
1.3. Organización de la tesis	2
Capítulo 2. Antecedentes	4
2.1. Diseño sísmico actual	4
2.1.1. Método de diseño sísmico basado en fuerzas.....	5
2.1.2. Inconsistencias del diseño sísmico basado en fuerzas	6
2.2. Diseño sísmico basado en el desempeño	12
2.2.1. Niveles de desempeño.....	13
2.2.2. Niveles de diseño sísmico.....	14
2.2.3. Objetivos de diseño sísmico basado en el desempeño.....	15
2.3. Métodos de diseño y evaluación sísmica basados en desempeño.....	17
Capítulo 3. Métodos de diseño y evaluación sísmica basados en desplazamientos ...	18
3.1. Generalidades	18
3.2. Métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos.....	22
3.2.1. Método de diseño propuesto por Panagiotakos y Fardis (1999)	22
3.2.2. Método de diseño propuesto por Kappos <i>et al.</i> (2010).....	24
3.2.3. Método de diseño propuesto por Priestley <i>et al.</i> (2007)	27
3.2.4. Método de diseño propuesto por Aschheim y Black (2000)	33
3.2.5. Método de diseño sísmico propuesto por Medhekar y Kennedy (2000)	35
3.2.6. Método de diseño propuesto por Browning (2001).....	37
3.2.7. Método de diseño sísmico propuesto por Chopra y Goel (2001)	37
3.2.8. Método de diseño sísmico propuesto por Yu-Yuan Lin <i>et al.</i> (2002).....	39
3.3. Métodos de evaluación sísmica basados en desplazamientos	42
3.3.1. El espectro de capacidad (1996)	42
3.3.2. El método N2 (1996)	45
3.3.3. El método de los coeficientes de desplazamiento	48
3.4. Conclusiones	49
Capítulo 4. Fundamentos del método propuesto de evaluación y diseño sísmico basado en desplazamientos	52
4.1. Generalidades	52
4.2. Hipótesis principal	52
4.3. Puntos característicos de la CC y CCSR.....	58

4.4. Distribuciones de daño	58
4.4.1. Criterios generales para definir una distribución de daño aceptable	59
4.4.2. Procedimiento para definir una distribución de daño aceptable	59
4.5. Demandas sísmicas	61
4.6. Propiedades de las secciones.....	61
Capítulo 5. Método propuesto de diseño sísmico basado en desplazamientos	63
5.1. Generalidades	63
5.2. Método de diseño sísmico basado en desplazamientos	63
5.3. Ejemplos de aplicación.....	72
5.3.1. Edificio de 8 niveles (regular)	76
5.3.2. Edificio de 8 niveles (irregular en elevación).....	83
5.3.3. Edificio de 12 niveles (irregular en elevación).....	89
5.3.4. Edificio de 12 niveles (irregular en planta)	95
5.3.5. Edificio de 17 niveles (regular)	102
5.3.6. Edificio de 25 niveles (regular).....	109
5.4. Comparación del método de diseño propuesto con otros métodos actuales de diseño basados en desplazamientos	116
5.4.1. Método de diseño propuesto vs método de diseño de Priestley <i>et al.</i> (2007)	117
5.4.2. Método de diseño propuesto vs método de diseño de Kappos <i>et al.</i> (2010).....	121
Capítulo 6. Método propuesto de evaluación sísmica basada en desplazamientos ...	125
6.1. Generalidades	125
6.2. Método de evaluación sísmica basado en desplazamientos.....	125
6.3. Ejemplo de aplicación	129
6.3.1. Edificio de 12 niveles (irregular en planta)	131
Capítulo 7. Conclusiones y recomendaciones	133
7.1. Conclusiones	133
7.2. Recomendaciones.....	135
Referencias	136

Índice de figuras

Capítulo 2. Antecedentes.....	4
Figura 2.1. Diagrama momento-curvatura típico de una sección de concreto reforzado	7
Figura 2.2. Diagramas momento-curvatura bilinealizados para una sección de concreto reforzado u diferentes cuantías de acero de refuerzo (Castellanos <i>et al.</i> , 2010).....	8
Figura 2.3. Influencia de la resistencia en las relaciones momento-curvatura (adaptado desde Priestley <i>et al.</i> 2007)	9
Figura 2.4. Regla de iguales desplazamientos	10
Figura 2.5. Relación resistencia vs demanda de ductilidad.....	12
Figura 2.6. Niveles de desempeño estructural (adaptado desde FEMA, 1997)	14
Figura 2.7. Matriz de objetivos del DSBD para edificios (adaptada de SEAOC, 1995).....	15
Figura 2.8. Curva de capacidad típica de una estructura	17
Capítulo 3. Métodos de diseño y evaluación sísmica basados en desplazamientos.....	18
Figura 3.1. Comportamiento de un muro esbelto de concreto reforzado (adaptado de fib 2003).....	18
Figura 3.2. Sistema compuesto por elementos con propiedades desiguales (Adaptado de fib, 2003).	19
Figura 3.3. Definición de la pendiente del diagrama $M-\theta_{inel}$ y de α para vigas	25
Figura 3.4. Fundamentos del método directo de diseño sísmico basado en desplazamientos, adaptado desde Priestley <i>et al.</i> (2007).....	28
Figura 3.5. Espectro elástico de desplazamientos reducido por amortiguamiento equivalente.....	41
Figura 3.6. Representación bilineal del espectro de capacidad	44
Figura 3.7. Espectro de respuesta reducido	45
Figura 3.8. Demanda elástica e inelástica vs diagrama de capacidad	47
Figura 3.9. Representación bilineal de la curva de capacidad	48
Capítulo 4. Fundamentos del método de evaluación y diseño sísmico propuesto basado en desplazamientos.....	52
Figura 4.1. Transformación de la curva de capacidad a la curva de comportamiento	53
Figura 4.2. Ilustración conceptual de las dos etapas de comportamiento de la CCSR.....	54
Figura 4.3. Respuesta de un oscilador bilineal ante el registro sísmico EW-SCT-1985	54
Figura 4.4. Curva de comportamiento de un oscilador bilineal.....	55
Figura 4.5. Propiedades dinámicas en los dos estados de comportamiento	56
Figura 4.6. Distribuciones de daño para diferentes estados límite	59

Capítulo 5. Método de diseño sísmico basado en desplazamientos.....63

Figura 5.1. Diagrama de flujo del método de diseño sísmico basado en desplazamientos con control de daño	64
Figura 5.2. Modelo elástico (T_E).....	65
Figura 5.3. Modelo con daño (T_I)	66
Figura 5.4. Ramas de la curva de comportamiento del sistema de referencia asociados a los periodos T_E y T_I	66
Figura 5.5. Obtención del desplazamiento objetivo	67
Figura 5.6. Desplazamiento del espectro inelástico correspondiente a T_E	69
Figura 5.7. Obtención del periodo requerido, $T_{REQUERIDO}$, para alcanzar el desplazamiento objetivo ...	69
Figura 5.8. Resistencia correspondiente a $T_{REQUERIDO} = T_E$	70
Figura 5.9. Curva de comportamiento del sistema de referencia	71
Figura 5.10. Espectros elásticos de resistencias escalados usado en los análisis modales espectrales.....	71
Figura 5.11. Componente este-oeste del registro sísmico en la estación SCT para el sismo ocurrido en Michoacán el 19/09/1985.....	75
Figura 5.12. Geometría del marco plano regular de ocho niveles (dimensiones en metros)	76
Figura 5.13. Distribución de daño propuesta	77
Figura 5.14. Configuración deformada del modelo con daño	78
Figura 5.15. Desplazamiento del espectro inelástico correspondiente a T_E	78
Figura 5.16. Obtención del periodo requerido para satisfacer el desplazamiento objetivo	79
Figura 5.17. Obtención de la resistencia R_y/m	80
Figura 5.18. Curva de comportamiento del sistema de referencia	80
Figura 5.19. Comparación entre los resultados del método de diseño y los del análisis no lineal.....	81
Figura 5.20. Comparación entre la distribución de daño considerada en el método de diseño y la del análisis no lineal.....	82
Figura 5.21. Curva histerética de la estructura	82
Figura 5.22. Geometría del marco plano irregular de ocho niveles (dimensiones en metros)	83
Figura 5.23. Distribución de daño propuesta	84
Figura 5.24. Configuración deformada del modelo con daño	84
Figura 5.25. Desplazamiento del espectro inelástico correspondiente a T_E	85
Figura 5.26. Obtención de la resistencia R_y/m	86
Figura 5.27. Curva de comportamiento del sistema de referencia	87
Figura 5.28. Comparación entre los resultados del método de diseño y los del análisis no lineal.....	88
Figura 5.29. Comparación entre la distribución de daño considerada en el método de diseño y la del análisis no lineal.....	88
Figura 5.30. Curva histerética de la estructura	89

Figura 5.31. Geometría del marco plano irregular en elevación de doce niveles (dimensiones en metros).....	89
Figura 5.32. Distribución de daño propuesta	90
Figura 5.33. Configuración deformada del modelo con daño	91
Figura 5.34. Desplazamiento del espectro inelástico correspondiente a T_E	92
Figura 5.35. Obtención de la resistencia R_y/m	92
Figura 5.36. Curva de comportamiento del sistema de referencia	93
Figura 5.37. Comparación entre los resultados del método de diseño y los del análisis no lineal.....	94
Figura 5.38. Comparación entre la distribución de daño considerada en el método de diseño y la del análisis no lineal.....	95
Figura 5.39. Curva histerética de la estructura	95
Figura 5.40. Geometría del marco plano irregular en planta de doce niveles (dimensiones en metros).....	96
Figura 5.41. Distribución de daño propuesta	97
Figura 5.42. Configuración deformada del modelo con daño	97
Figura 5.43. Desplazamiento del espectro inelástico correspondiente a T_E	98
Figura 5.44. Obtención de la resistencia R_y/m	99
Figura 5.45. Curva de comportamiento del sistema de referencia	100
Figura 5.46. Comparación entre los resultados del método de diseño y los del análisis no lineal.....	100
Figura 5.47. Comparación entre la distribución de daño considerada en el método de diseño y la del análisis no lineal.....	101
Figura 5.48. Curva histerética de la estructura	102
Figura 5.49. Geometría del marco plano regular de diecisiete niveles (dimensiones en metros).....	103
Figura 5.50. Distribución de daño propuesta	104
Figura 5.51. Configuración deformada del modelo con daño	104
Figura 5.52. Desplazamiento del espectro inelástico correspondiente a T_E	104
Figura 5.53. Obtención de la resistencia R_y/m	106
Figura 5.54. Curva de comportamiento del sistema de referencia	106
Figura 5.55. Comparación entre los resultados del método de diseño y los del análisis no lineal.....	107
Figura 5.56. Comparación entre la distribución de daño considerada en el método de diseño y la del análisis no lineal.....	108
Figura 5.57. Curva histerética de la estructura	108
Figura 5.58. Geometría del marco plano regular de veinticinco niveles (dimensiones en metros)	109
Figura 5.59. Distribución de daño propuesta	110
Figura 5.60. Configuración deformada del modelo con daño	111
Figura 5.61. Desplazamiento del espectro inelástico correspondiente a T_E	112
Figura 5.62. Obtención de la resistencia R_y/m	113
Figura 5.63. Curva de comportamiento del sistema de referencia	114

Figura 5.64. Comparación entre los resultados del método de diseño y los del análisis no lineal.....	114
Figura 5.65. Comparación entre la distribución de daño considerada en el método de diseño y la del análisis no lineal.....	115
Figura 5.66. Curva histerética de la estructura	116
Figura 5.67. Comparación entre los resultados del método de diseño propuesto por Priestley <i>et al.</i> (2007) y los del análisis dinámico no lineal	119
Figura 5.68. Comparación entre los resultados del método de diseño propuesto en este trabajo y los del análisis dinámico no lineal.....	119
Figura 5.69. Distribución de daño del método propuesto por Kappos <i>et al.</i> (2010)	123
Figura 5.70. Comparación entre los resultados del método de diseño propuesto en este trabajo y los del análisis dinámico no lineal.....	124

Capítulo 6.- Método de evaluación sísmica basada en desplazamientos.....125

Figura 6.1. Diagrama de flujo del método propuesto de evaluación sísmica basado en desplazamientos	126
Figura 6.2. Componente este-oeste del registro sísmico en la estación SCT para el sismo ocurrido en Michoacán el 19/09/1985.....	130
Figura 6.3. Geometría del marco plano irregular en planta de doce niveles (dimensiones en metros).....	131
Figura 6.4. Curva de capacidad del marco plano irregular en planta de doce niveles	132

Índice de tablas

Capítulo 3. Métodos de diseño y evaluación sísmica basados en desplazamientos.....18

Tabla 3.1. Matriz de métodos de diseño basados en desplazamientos (fib, 2003)..... 21

Tabla 3.2. Métodos de diseño basados en desplazamientos (fib, 2003)..... 22

Capítulo 5. Método de diseño sísmico basado en desplazamientos.....63

Tabla 5.1. Propiedades nominales de los materiales 73

Tabla 5.2. Cargas actuantes para el diseño de los marcos..... 74

Tabla 5.3. Dimensiones de los elementos estructurales (diseño preliminar) 77

Tabla 5.4. Dimensiones de los elementos estructurales 79

Tabla 5.5. Puntos característicos de la CCSR 80

Tabla 5.6. Dimensiones de los elementos estructurales (diseño preliminar) 83

Tabla 5.7. Dimensiones de los elementos estructurales 85

Tabla 5.8. Puntos característicos de la CCSR 86

Tabla 5.9. Dimensiones de los elementos estructurales (diseño preliminar) 90

Tabla 5.10. Dimensiones de los elementos estructurales 92

Tabla 5.11. Puntos característicos de la CCSR 93

Tabla 5.12. Dimensiones de los elementos estructurales (diseño preliminar) 96

Tabla 5.13. Dimensiones de los elementos estructurales 98

Tabla 5.14. Puntos característicos de la CCSR 99

Tabla 5.15. Dimensiones de los elementos estructurales (diseño preliminar) 102

Tabla 5.16. Dimensiones de los elementos estructurales 105

Tabla 5.17. Puntos característicos de la CCSR 106

Tabla 5.18. Dimensiones de los elementos estructurales (diseño preliminar) 110

Tabla 5.19. Dimensiones de los elementos estructurales 112

Tabla 5.20. Puntos característicos de la CCSR 113

Tabla 5.21. Cálculo del desplazamiento efectivo y de la altura efectiva 117

Tabla 5.22. Parámetros de diseño..... 118

Capítulo 6.- Método de evaluación sísmica basada en desplazamientos.....125

Tabla 6.1. Propiedades nominales de los materiales 130

Tabla 6.2. Dimensiones de los elementos estructurales 131

Capítulo 1

Introducción, objetivo principal y organización de la tesis

1.1. Introducción

En la actualidad se han logrado avances importantes en el conocimiento de las características de los eventos sísmicos, en el comportamiento de los materiales, en la respuesta de los sistemas estructurales bajo acciones sísmicas, en las herramientas para simular el comportamiento real de las estructuras, entre otras cosas; sin embargo, muchos de estos avances no se han podido incorporar en los códigos de diseño sísmico actuales, puesto que en ellos se usan métodos de diseño basados en fuerzas.

En los métodos basados en fuerzas existen inconsistencias y/o deficiencias, que no permiten garantizar adecuadamente el desempeño estructural, como se ha puesto en evidencia en sismos ocurridos recientemente, en los cuales muchos sistemas estructurales tuvieron desempeños inadecuados ya que se presentaron daños de consideración en sus elementos estructurales y/o no estructurales, no contemplados en su diseño, que produjeron pérdidas humanas y económicas importantes.

Por esta razón, muchos de los esfuerzos de investigación en el campo de la ingeniería sísmica, se han enfocado al desarrollo y validación de métodos de diseño y evaluación racionales, transparentes y de fácil implementación en la práctica del diseño sísmico de estructuras, mediante los cuales sea posible garantizar un desempeño adecuado de las estructuras ante las demandas de diseño. Bajo este contexto, recientemente ha adquirido relevancia la filosofía de diseño sísmico basada en el desempeño, y siguiendo estos preceptos, se han desarrollado métodos de diseño capaces de garantizar el desempeño para diferentes índices de desempeño, como ductilidad, desplazamientos, índices de daño, energía, entre otros. Dentro de la gama de estos procedimientos, los basados en desplazamientos han adquirido una especial relevancia en virtud de que los desplazamientos se pueden relacionar con las deformaciones y estas a su vez con el daño estructural. Uno de los métodos de diseño basados en desplazamiento es el propuesto por Priestley *et al.* (2007), el cual ha sido ampliamente difundido por su enfoque práctico; además de este método de diseño en la literatura se puede encontrar otras aproximaciones que usan a los desplazamientos como índice de desempeño, tales como los propuestos por Kappos y Stefanidou (2010), Chopra y Goel (2001), Panagiotakos y Fardis (1999), entre otros. Sin

embargo, la mayoría de estos métodos hacen uso de hipótesis inconsistentes con el comportamiento real de las estructuras, su formulación es poco transparente y/o son demasiados complejos para implementarse en la práctica del diseño.

Motivado por lo anterior, en este proyecto de investigación se desarrolla y valida un método de evaluación y diseño sísmico basado en desplazamientos, el cual se fundamenta en la hipótesis de que se puede estimar el desempeño de una estructura mediante el desempeño de un sistema de referencia asociado al modo fundamental de vibrar y con un control explícito del daño estructural. Los resultados obtenidos con este método muestran que es una alternativa adecuada para el diseño puesto que se garantiza el desempeño estructural utilizándose en su implementación herramientas comúnmente usadas en la práctica del diseño estructural.

1.2. Objetivo principal de esta tesis

El objetivo principal de este proyecto de investigación doctoral es desarrollar y validar un método dual de evaluación y diseño sísmico para estructuras formadas por marcos de concreto reforzado, usando los preceptos de la filosofía de diseño sísmico basada en el desempeño y tomando a los desplazamientos como el índice de desempeño a controlar.

1.3. Organización de la tesis

Esta tesis se organiza en siete capítulos. En el primer capítulo se incluye la introducción y se indica cual es el objetivo principal de este trabajo de investigación.

En el segundo capítulo se presentan algunas de las inconsistencias de los procedimientos basados en fuerzas y el marco conceptual que sustenta a los métodos de evaluación y diseño sísmico basados en conceptos del desempeño.

En el tercer capítulo se describen brevemente algunos procedimientos de diseño y evaluación sísmica basados en desplazamientos.

En el cuarto capítulo se muestran las hipótesis y fundamentos considerados en el desarrollo del procedimiento de evaluación y diseño sísmico basado en desplazamientos propuesto en esta investigación.

En el quinto capítulo se presenta con detalle el método de diseño sísmico propuesto, se ilustran seis diseños como ejemplos de aplicación del método y se hace una comparativa de los resultados obtenidos con este método y los obtenidos a través de otros dos métodos de diseño.

En el sexto capítulo se muestra detalladamente el método de evaluación sísmica propuesto, y se presenta un ejemplo de aplicación.

Finalmente, en el séptimo capítulo se exponen las principales conclusiones y recomendaciones derivadas de este trabajo de investigación.

Capítulo 2

Antecedentes

2.1. Diseño sísmico actual

En la mayoría de los códigos actuales de diseño sísmico se establecen métodos de diseño fundamentados en la *filosofía de diseño sísmico basada en fuerzas* (FDSBF); debido a que históricamente estos conceptos se han utilizado, racionalmente, para el diseño de estructuras sujetas a otros tipos de acciones, tales como las cargas muertas y vivas. Esencialmente, en este enfoque de diseño se determinan las resistencias que deben tener los elementos estructurales para evitar que se presente su falla, por lo que se debe garantizar que estas sean mayores que las máximas acciones actuantes posibles; esto solo se podría garantizar para aquellas acciones cuya magnitud máxima probable se defina con un aceptable grado de certidumbre, e.g., cargas gravitacionales, pero no para las que involucren cargas reversibles y variables en intervalos cortos de tiempo, e.g., las debidas a sismos, tal como se ha evidenciado en los sismos recientes ocurridos en Sichuan (China, 2008), Mexicali (México, 2011), Tohoku (Japón, 2011), Guerrero (México, 2012), entre otros; en los cuales se presentaron daños estructurales y/o no estructurales importantes que, se supone, no estaban contemplados en el diseño original, y que condujeron a grandes pérdidas humanas y/o económicas.

De acuerdo con lo anterior, es evidente que con este enfoque de diseño sísmico no ha sido posible caracterizar adecuadamente el comportamiento real de las estructuras cuando se someten a demandas sísmicas, ya sean las de diseño ó menores. Las diferencias entre los desempeños estimados en el diseño y los observados durante y/o después de la ocurrencia de sismos se atribuyen, entre otras cosas, a que en su diseño se utilizaron reglamentos antiguos con requerimientos sísmicos menores, a la mala aplicación de la reglamentación vigente, a las incertidumbres en la determinación real de las demandas sísmicas, y/o principalmente a las inconsistencias presentes en la filosofía de diseño actual. A continuación se describen brevemente los pasos que se deben seguir para implementar el método de *diseño sísmico basado en fuerzas* (DSBF), así como algunas de las inconsistencias que se tienen en su formulación.

2.1.1. Método de diseño sísmico basado en fuerzas

De manera general, el proceso de DSBF, tal como se estipula en el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (RCDF-2004, vigente desde el 6 de octubre de 2004), consta de los siguientes pasos:

1. Definir la configuración estructural y la geometría preliminar de los elementos estructurales, con base en las restricciones arquitectónicas, ayudas de diseño y de la experiencia del diseñador. En algunas ocasiones se define la geometría preliminar de la estructura a partir del diseño para acciones gravitacionales.
2. Obtener la rigidez efectiva elástica de los elementos estructurales, usando las dimensiones obtenidas en el paso anterior y tomando en cuenta las recomendaciones reglamentarias referentes a los efectos del agrietamiento.
3. Calcular el periodo fundamental de vibrar de la estructura, a partir de las propiedades dinámicas, utilizando las rigideces efectivas determinadas en el paso anterior.
4. Determinar las fuerzas sísmicas de diseño, para lo cual se elige un factor de reducción de fuerzas asociado con el nivel de comportamiento sísmico de diseño, a partir del cual se modifican las ordenadas de aceleración del espectro elástico de diseño y se obtiene la aceleración de diseño reducida, correspondiente al periodo elástico del sistema estructural, con esta y la segunda ley de Newton se determinan las fuerzas sísmicas de diseño y se llevan a cabo análisis elásticos de la estructura, ya sean modales espectrales o estáticos.
5. Diseñar los elementos que pueden desarrollar comportamiento inelástico de tal manera que se satisfagan los requerimientos de fuerzas debidos a las acciones sísmicas y a las cargas gravitacionales.
6. Obtener los desplazamientos de la estructura mediante análisis elásticos. A partir de estos se estiman los desplazamientos reales que se presentarán en el sistema cuando éste incurriere en el rango de comportamiento inelástico; para lo cual, se acepta la validez de la regla de iguales desplazamientos, por lo que los desplazamientos elásticos se multiplican por el factor de reducción de fuerzas y se verifica que estos sean menores

o iguales a los especificados en el reglamento, si este requisito se satisface, entonces se continua con el proceso de diseño, de lo contrario se regresa al principio, se modifican las dimensiones de la estructura y se repite el proceso de diseño a partir del paso 2.

7. Diseñar los elementos que tendrán comportamiento elástico usando criterios de diseño por capacidad; regularmente, los diseños se realizan cumpliendo el criterio de columna fuerte - viga débil. Finalmente, se detallan todos los elementos estructurales para resistir las fuerzas cortantes actuantes, utilizando criterios de diseño por capacidad para evitar que se presenten fallas frágiles en el sistema estructural.

En los métodos DSBF, se considera a los desplazamientos como un parámetro secundario, por lo que solo se revisan hasta el final del proceso de diseño; asumiéndose regularmente, que con satisfacerse un estado límite último de diseño, automáticamente se satisfacen estados límite menores; lo cual no necesariamente es cierto, puesto que hay muchos diseños que son regidos por los requerimientos de algún estado límite menor al último. Sin embargo, a pesar de que en la actualidad la mayoría de los reglamentos exige que los desplazamientos se revisen de forma independiente para cada uno de los estados límite de diseño, la idea de que cumplir con el estado último es suficiente aún se mantiene en muchos diseñadores de la práctica.

2.1.2. Inconsistencias del diseño sísmico basado en fuerzas

Diversos investigadores, tales como Priestley (1993), Smith y Tso (2002), Priestley *et al.* (2007), entre otros, han identificado las principales inconsistencias que tienen los métodos de DSBF, algunas de las cuales se mencionan a continuación:

- **Correlación entre la rigidez y la resistencia de los elementos estructurales**

En los métodos de diseño sísmico, acordes con la FDSBF, para determinar el periodo de la estructura es necesario, entre otras cosas, conocer la rigidez real de los elementos estructurales; sin embargo, particularmente para las estructuras de concreto reforzado y de mampostería reforzada, es complicado definir un valor adecuado para dicha rigidez, puesto que ésta varía en función de las propiedades de los materiales, del nivel de esfuerzo al que se encuentre sometido el elemento y de la cantidad de refuerzo de la sección. En la Fig. 2.1 se muestra un diagrama típico momento-curvatura de una sección de concreto reforzado. En esta figura se observa que la rigidez del elemento es función

del nivel de esfuerzo al que se encuentre sometido; de esta manera, para una sección se tienen diferentes valores de rigidez para cuando se ha alcanzado, o no, el agrietamiento (o la fluencia). Si ahora esto, se lleva a nivel del elemento, estrictamente a lo largo del elemento se tendrían diferentes rigideces dependiendo del nivel de esfuerzo al que se encuentren las diferentes zonas que lo conforman; lo cual, ratifica que caracterizar adecuadamente las propiedades de un elemento es complicado. En este mismo orden de ideas, es importante comentar que en los elementos sujetos a cargas axiales, la rigidez varía en función de dicha carga.

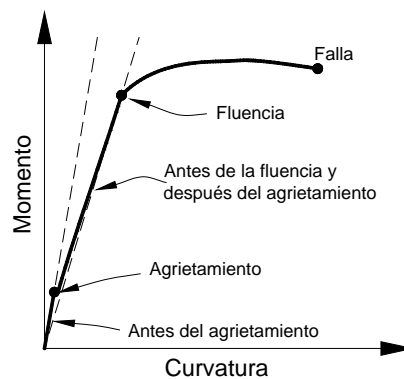


Figura 2.1. Diagrama momento-curvatura típico de una sección de concreto reforzado

La rigidez, regularmente, se calcula a partir de las dimensiones de las secciones obtenidas del diseño preliminar, pudiéndose utilizar la rigidez gruesa, derivada directamente de las propiedades geométricas de las secciones, o bien, la rigidez reducida (rigidez efectiva) calculada a partir de las dimensiones de las secciones pero modificada mediante un factor usualmente menor que la unidad, con el cual se pretende tomar en cuenta el efecto que el agrietamiento tiene sobre la rigidez de los elementos. De esta forma, se tendrán diferentes valores para el periodo fundamental de la estructura asociados al valor de rigidez que se use, y por tanto, diferentes ordenadas de aceleración espectral (dependiendo de la forma del espectro de diseño), lo que conduce a diseños diferentes que podrían no ser conservadores.

En la FDSBF se considera que la rigidez es independiente de la resistencia, la aplicación de esta hipótesis es evidente en elementos de concreto reforzado y de mampostería reforzada, en donde la rigidez se calcula a partir de la geometría, asumiéndose como constante; mientras que la resistencia se determina a partir de la geometría y de la cuantía de acero de refuerzo necesaria para satisfacer las demandas de diseño;

usualmente, se considera que la resistencia varía en función de la cantidad de acero de refuerzo. Sin embargo, tanto en investigaciones experimentales como analíticas (Priestley, 1998; Castellanos *et al.*, 2010), se ha observado que la rigidez de un elemento depende de la resistencia; es decir, a medida que varía la resistencia se modifica también la rigidez; esto se aprecia claramente en la Fig. 2.2, en la cual se muestran los diagramas momento-curvatura bilinealizados obtenidos a partir de un análisis de fibras de una sección tipo columna de concreto reforzado de 0.80x0.80 m, con una carga axial $P=1569.06$ kN, una resistencia a la compresión $f'_c=16.67$ MPa, acero de refuerzo tipo A-42 con resistencia a la fluencia $f_y=411.88$ MPa y diferentes cuantías de acero de refuerzo; en dicha figura se observa que para las diferentes cuantías de acero de refuerzo se presentan diferentes rigideces asociadas a diferentes resistencias.

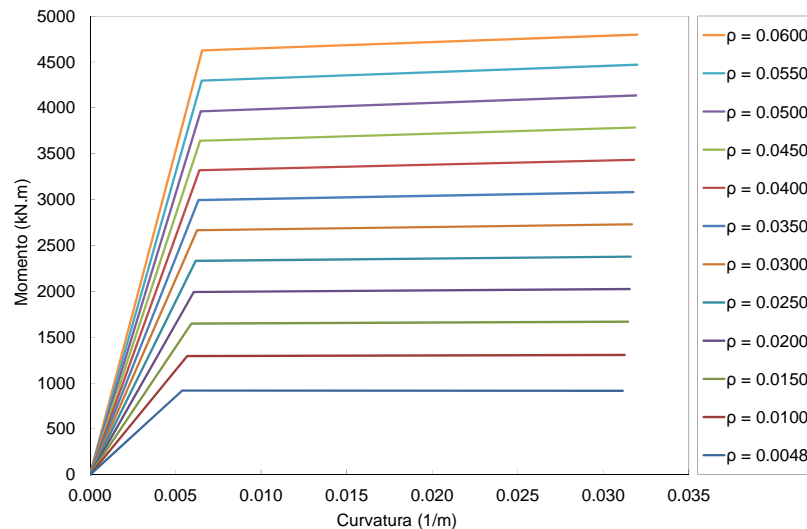


Figura 2.2. Diagramas momento-curvatura bilinealizados para una sección de concreto reforzado y diferentes cuantías de acero de refuerzo (Castellanos *et al.*, 2010)

En la consideración de que la rigidez es constante e independiente de la resistencia se asume que la curvatura de fluencia de una sección es variable y directamente proporcional a la resistencia (Fig. 2.3a); sin embargo, como se menciono anteriormente, la rigidez varía con la resistencia, lo que implica que la curvatura de fluencia de una sección no depende de la resistencia; es decir, su valor solo presenta cambios ligeros a medida que se varía la resistencia, por lo que se puede considerar como constante (Fig. 2.3b).

De acuerdo con lo mencionado anteriormente, para conocer la rigidez de un elemento, estrictamente, sería necesario definir un valor adecuado de su resistencia, el cual inicialmente se desconoce, y sólo se obtiene como resultado final del proceso de diseño; de esta forma, el método de diseño debería ser iterativo hasta encontrar una estructura que satisfaga los requerimientos tanto de rigidez como de resistencia, sin embargo, en la práctica del diseño estructural, al aplicar los métodos basados en fuerzas, no se considera la correlación entre rigidez y resistencia, por lo que los diseños resultantes pueden presentar diferencias importantes entre el comportamiento considerado en el diseño y el realmente observado cuando la estructura se somete a las demandas de diseño, a partir de lo cual se concluye que con este tipo de métodos de diseño no es posible garantizar correctamente el desempeño estructural.

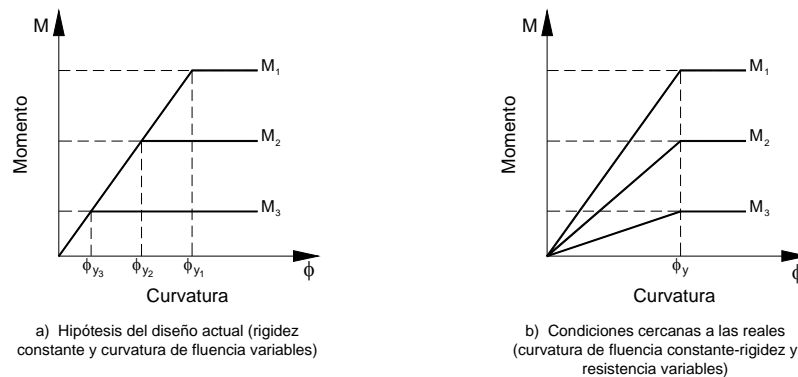


Figura 2.3. Influencia de la resistencia en las relaciones momento-curvatura (adaptado desde Priestley *et al.* 2007)

- **Regla de iguales desplazamientos y el factor de reducción de fuerzas**

En el enfoque de DSBF se acepta como válida la regla de iguales desplazamientos, en la cual se establece que la demanda de desplazamientos de un sistema elástico, puede igualarse a la demanda de desplazamientos de uno inelástico que tenga una resistencia menor que la elástica, tal como se muestra en la Fig. 2.4, en la que se representa una curva fuerza cortante vs desplazamiento para dos sistemas; uno con una rigidez y resistencia (V_e), tal que el sistema se mantenga elástico; y el segundo con la misma rigidez inicial y una resistencia (V_y), menor que el elástico, y con comportamiento elasto-plástico. En esta figura se observa que los dos sistemas alcanzan el mismo nivel de demanda de desplazamiento (regla de iguales desplazamientos). Sin embargo, investigaciones recientes han demostrado que la aproximación de iguales desplazamientos es inapropiada para estructuras con periodos muy cortos o muy largos,

y es de dudosa validez para estructuras de periodos medios, principalmente cuando el comportamiento histerético del sistema inelástico no corresponde con el comportamiento elasto-plástico, observándose que más que una regla, es una peculiaridad, que solo se cumple bajo ciertas condiciones.

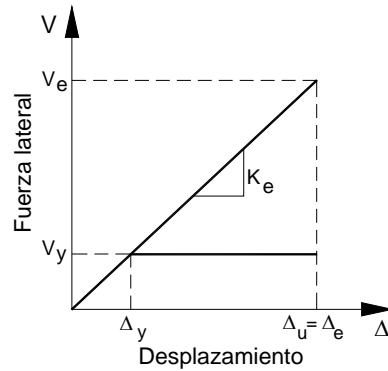


Figura 2.4. Regla de iguales desplazamientos

A partir de la regla de iguales desplazamientos, en la FDSBF se definió un factor de comportamiento sísmico, Q ó R , a partir del cual se reducen las fuerzas que se presentarían en una estructura que durante un sismo se mantiene en el rango de comportamiento elástico, a fin de diseñar los elementos estructurales con una resistencia menor que la elástica y con ello permitir que el sistema incurriere en el rango de comportamiento inelástico, desarrollándose una ductilidad de desplazamiento de tal manera que los desplazamientos elásticos sean similares a los inelásticos; este factor de reducción de fuerzas intenta ser un medio simple para obtener diseños inelásticos.

Para la mayoría de los reglamentos de diseño sísmico se especifican diferentes valores para el factor de reducción de fuerzas, los cuales dependen principalmente del tipo de sistema estructural y del material de construcción; sin embargo, estos valores son un tanto arbitrarios, difíciles de justificar y poco consistentes con la información experimental y/o analítica. El uso de factores de reducción de fuerzas en el diseño conlleva a estructuras de peligro no uniforme, puesto que estructuras diferentes, diseñadas con el mismo reglamento y con los mismos factores de reducción de fuerzas, pueden experimentar diferentes niveles de daño para una misma demanda sísmica, por lo que resulta conceptualmente incompatible con el uso de espectros de diseño de peligro uniforme, que son los que se deberían utilizar en el diseño sísmico puesto que caracterizan de una forma más apropiada a las demandas sísmicas.

- **Ductilidad de un sistema estructural**

La ductilidad de un sistema estructural es la relación existente entre la capacidad última y la capacidad de fluencia de algún parámetro de respuesta, como desplazamientos, curvatura, rotación, entre otros, a partir de la cual se intenta cuantificar el nivel de incursión en el rango inelástico del sistema; sin embargo, definir un valor adecuado de la capacidad última ó de la capacidad de fluencia es complicado puesto que dependen del criterio que se use para determinarlos. Por ejemplo, para el caso de la capacidad última existe la opción de considerarla como la capacidad al punto máximo antes de que se presente pérdida de capacidad por degradación, o bien, aceptarla como un valor para el cual se presente cierto porcentaje de degradación. Por otra parte, en el caso de la capacidad de fluencia se podría definir como la fluencia nominal o la primera fluencia, entre otras opciones; así pues, de acuerdo con el valor que se elija, se tendrían diferentes valores de ductilidad para el mismo valor de capacidad última.

Otro problema que se presenta con este parámetro es que, de acuerdo con los reglamentos, dos estructuras del mismo material y con similares sistemas resistentes a fuerzas laterales deben desarrollar la misma ductilidad debido a que tienen el mismo factor de comportamiento sísmico, sin embargo, la ductilidad de un sistema depende tanto del tipo de material y de la configuración estructural como de la geometría, del porcentaje de acero de refuerzo y de las cargas axiales actuantes en los elementos. Finalmente, es importante mencionar que la ductilidad es un indicador pobre del daño que puede presentarse en un sistema estructural bajo la acción de demandas sísmicas.

- **Relación entre resistencia y demanda de ductilidad**

Al aceptarse como válida la regla de iguales desplazamiento en la FDSBF se asume que a medida que incrementa la resistencia de un sistema inelástico se reduce su demanda de ductilidad (Fig. 2.5); sin embargo, como se ha comentado anteriormente, esta regla no se cumple en todos los casos; teniéndose que si los desplazamientos inelásticos son mayores que los elásticos, se presentaría una demanda de ductilidad en la estructura mayor que la supuesta en el diseño, lo que implicaría un mayor nivel de daño; y, como los elementos estructurales no son diseñados para resistir este incremento de ductilidad se obtienen diseños no conservadores.

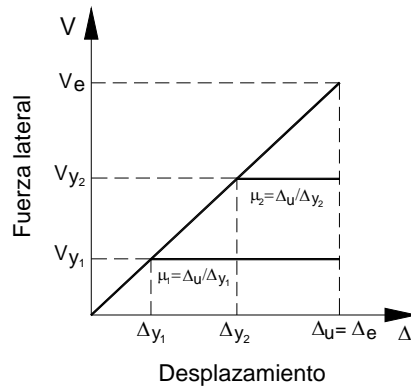


Figura 2.5. Relación resistencia vs demanda de ductilidad

A raíz de las inconsistencias anteriores y con la intención de reducir las diferencias entre los comportamientos supuestos en el diseño y el realmente observado durante y/o después de eventos sísmicos; recientemente, se ha intentado adecuar los métodos de diseño, incorporándoles los avances que se han tenido en los conocimientos sobre dinámica estructural, comportamiento sísmico de los elementos estructurales, sismología, entre otros; por ejemplo, la incorporación de los criterios del diseño por capacidad en los reglamentos basados en fuerzas, sin embargo, a pesar de esto, aún no es posible garantizar eficientemente el desempeño de las estructuras bajo las acciones de diseño.

2.2. Diseño sísmico basado en el desempeño

Debido a las deficiencias mostradas en los diseños con la FDSBF, en los años recientes ha adquirido una gran relevancia los preceptos de la *filosofía de diseño sísmico basado en el desempeño* (FDSBD), en la cual se estipulan objetivos que en realidad no son nuevos ya que de una u otra manera han estado presentes en la mayoría de los códigos de diseño, como es el caso del código de Hammurabi (1692 a.C.), en el cual se estipulaba como objetivo esencial de diseño que las edificaciones no deberían fallar so, pena de muerte del constructor; otro ejemplo de lo anterior, se encuentra en el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (RCDF-2004) en el cual se establece como premisa principal del diseño que ante un sismo excepcionalmente severo con una probabilidad baja de ocurrencia en la vida de la estructura se debe evitar el colapso, pero se acepta que se presente daño; mientras que para sismos moderados que tienen una probabilidad alta de ocurrencia durante la vida útil de la estructura se debe evitar daños de cualquier tipo. De acuerdo con lo anterior, es evidente que desde siempre se ha intentado garantizar el desempeño estructural; sin embargo, no se ha contado con los métodos de diseño/evaluación, ni con las herramientas

adecuadas, para predecir de manera confiable el desempeño que presentarán las estructuras ante determinados niveles de demanda sísmica.

En la actualidad, en los documentos FEMA 273 (Federal Emergency Management Agency, 1997) y Comité VISIÓN 2000 (SEAOC, 1995) se establecen las bases del diseño sísmico basado en el desempeño; en este último se define a la FDSBD 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 requisitos que se tratan de satisfacer con la FDSBD es crear estructuras seguras y económicas, en las cuales sea posible garantizar sus desempeños ante las diversas posibles demandas de diseño de tal forma que se puedan establecer los costos e implicaciones que los niveles de daño aceptados tendrán para cada nivel de demanda, minimizándose las pérdidas humanas y económicas. Para satisfacer estos objetivos, en la actualidad diversos grupos de investigación se han enfocado al desarrollo de nuevos métodos de diseño y/o evaluación basados en los criterios de desempeño, de tal forma que se tenga un adecuado control sobre los objetivos de diseño específicos para los diferentes niveles de desempeño estructural, considerándose explícitamente todos los aspectos que influyen en la respuesta estructural.

2.2.1. Niveles de desempeño

Los niveles de desempeño son un indicador del daño máximo aceptable en una estructura en particular, para un determinado sismo de diseño. En el caso de edificación, representa el grado de deterioro y degradación permisible en elementos estructurales o no estructurales bajo las acciones de diseño.

En el documento FEMA 273 se representan los niveles de desempeño estructural mediante una curva de capacidad de un sistema estructural (Fig. 2.6). La curva de capacidad representa la variación de una medida global del desempeño sísmico vs diferentes intensidades de la demanda sísmica (e.g., desplazamiento máximo de azotea vs cortante basal) y se considera como la propiedad estructural que caracteriza el desempeño sísmico de una estructura ante sismo de intensidad creciente. En Fig. 2.6 se indican tres niveles de desempeño: ocupación inmediata, seguridad de vidas y prevención del colapso.

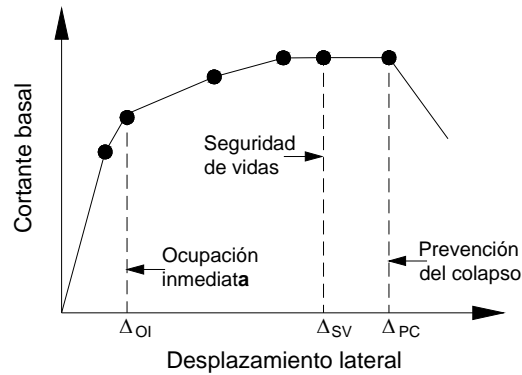


Figura 2.6. Niveles de desempeño estructural (adaptado desde FEMA, 1997)

El Comité VISIÓN 2000 propone cuatro niveles de desempeño para edificios:

- *Completamente funcional (servicio)*. Las instalaciones continúan en operación normal; el daño es insignificante
- *Funcional*. Las instalaciones continúan en operación con daño estructural menor e interrupciones mínimas en servicios no esenciales para el correcto funcionamiento del inmueble
- *Seguridad de vidas*. Se protege la seguridad estructural con la presencia de un daño moderado
- *Cercano al colapso*. La seguridad de la estructura está en riesgo con un daño estructural severo

2.2.2. Niveles de diseño sísmico

Los niveles de diseño sísmico se clasifican a través del periodo de retorno, o de la probabilidad de excedencia de un grupo de temblores entre el grupo de sucesos que se han presentado en cierta región, representativos del nivel de intensidad sísmica para el cual se alcanza un desempeño particular en la estructura. Para el caso de edificación, el Comité VISIÓN 2000 clasifica los niveles de diseño sísmico de la siguiente manera:

- Sismo frecuente. $T_r=43$ años; Probabilidad de excedencia: 50% en 30 años
- Sismo ocasional. $T_r=72$ años; Probabilidad de excedencia: 50% en 50 años
- Sismo raro. $T_r=475$ años; Probabilidad de excedencia: 10% en 50 años
- Sismo muy raro. $T_r=970$ años; Probabilidad de excedencia: 10% en 100 años

2.2.3. Objetivos de diseño sísmico basado en el desempeño

Los objetivos de *diseño sísmico basado en el desempeño* (DSBD) se definen en función de la importancia y del uso de la estructura, y son la unión entre un nivel de desempeño y un nivel de diseño sísmico. En el caso particular de las edificaciones, los objetivos del DSBD se seleccionan de acuerdo a la ocupación del inmueble, a la importancia de las actividades que se desarrollan dentro de él, a consideraciones económicas (costo de reparación) o a las pérdidas ocasionadas por no disponer del inmueble, así como al valor que puede tener la construcción por considerarla patrimonio histórico o cultural para la sociedad.

Los niveles de desempeño son una expresión del daño máximo deseado en la estructura; mientras los niveles de diseño se definen por un grupo de eventos sísmicos que representan el peligro sísmico particular de la región donde se localiza la estructura, clasificándose por el periodo de retorno (T_r) de un sismo de diseño o su probabilidad de excedencia; lo cual se ilustra en la matriz de objetivos del DSBD para edificios (Fig. 2.7), propuesta por el Comité VISIÓN 2000 (SEAOC, 1995). Cada casilla representa un objetivo de diseño correspondiente a un sismo de diseño específico y el estado de daño máximo deseado para un tipo específico de estructura. Se considera que durante la vida útil de ésta se presentarán sismos de diversas magnitudes, los cuales deben ser resistidos con distintos niveles de daño, estos pares forman un grupo de objetivos de diseño sísmico, representados por las diagonales de la Fig. 2.6 para edificios de tres ocupaciones y usos distintos.

Nivel de desempeño sísmico

	Completamente funcional	Funcional	Seguridad de vida	Cercano al colapso
Frecuente		Desempeño inaceptable		
Ocasional	Estructuras de ocupación estandar			
Raro	Estructuras esenciales / peligrosas			
Muy raro	Estructuras críticas			

Nivel de diseño sísmico

Figura 2.7. Matriz de objetivos del DSBD para edificios (adaptada de SEAOC, 1995)

Los objetivos del DSBD propuestos por el Comité VISIÓN 2000 (SEAOC, 1995) para periodos de retorno de los sismos de diseño asociados con la sismicidad local del estado de California en los Estados Unidos de América son:

- *Objetivo básico.* Se aplica a edificios de ocupación y uso normal (oficinas y casa habitación); las estructuras dentro de esta clasificación deben resistir a diferentes sismos de diseño, expresados por su periodo de retorno con los siguientes niveles de desempeño:
 - Completamente funcional ante sismos frecuentes, $T_r=43$ años
 - Funcional ante sismos ocasionales, $T_r=72$ años
 - Seguridad de vidas ante sismos raros, $T_r=475$ años
 - Cercano al colapso ante sismos muy raros, $T_r=970$ años
- *Objetivo esencial/riesgo.* Objetivo de desempeño mínimo aceptable para las estructuras clasificadas como: indispensables, aquellas cuya operación es crítica después de un evento sísmico (hospitales, estaciones de bomberos, centrales de comunicación, centros de control de emergencias o estaciones de policía); y estructuras peligrosas, aquellas que almacenan grandes cantidades de materiales peligrosos, donde en caso de colapso la liberación de estos materiales afecta solamente los alrededores del inmueble, provocando que el impacto a la población sea mínimo. Las estructuras dentro de esta clasificación deben resistir a eventos sísmicos de acuerdo con las siguientes condiciones:
 - Completamente funcional ante sismos ocasionales, $T_r=72$ años
 - Funcional ante sismos raros, $T_r=475$ años
 - Seguridad de vidas ante sismos muy raros, $T_r=970$ años
- *Objetivo de seguridad crítica.* Objetivo de desempeño mínimo aceptable para estructuras que contienen grandes cantidades de materiales peligrosos, la liberación de los cuales resulta de gran peligro para una amplia porción de la sociedad. Las estructuras dentro de esta clasificación deben permanecer:
 - Completamente funcional ante sismos raros, $T_r=475$ años
 - Funcional ante sismos muy raros, $T_r=970$ años

De acuerdo con lo anterior, los métodos que se basan en el DSBS permiten la ocurrencia de daño, incluso severo, para aquellas estructuras que no son indispensables, daño moderado en aquellas cuyo contenido no expone a una amplia porción de la sociedad o cuyo funcionamiento es necesario después de un sismo, y tratan de evitar al máximo la ocurrencia de daño en aquellas estructuras cuyo colapso afecte a una gran cantidad de personas.

2.3. Métodos de diseño y evaluación sísmica basados en desempeño

En años recientes se han desarrollado métodos de diseño y/o evaluación a partir de los cuales se intenta poner en práctica la FDSBD, para los cuales se han empleado diferentes índices de desempeño, tales como desplazamientos (o deformaciones), ductilidades, energía, índices de daño, velocidades máximas, aceleración, entre otros.

Como ejemplo de lo anterior, se encuentra el método de diseño basado en desempeño propuesto por Ayala y Sandoval (1999). En este método se toma en cuenta el comportamiento no lineal de las estructuras mediante el uso de una curva de comportamiento de un sistema de referencia de *un grado de libertad* (1GDL), a través del cual se determina el desempeño de un sistema de *múltiples grados de libertad* (MGDL) que responde esencialmente en su modo fundamental, usando a la ductilidad global como el índice de desempeño.

Con relación a los métodos de evaluación sísmica, existen los métodos del espectro de capacidad, el método N2, el método de los coeficientes de desplazamientos, entre otros: en los cuales, para caracterizar el desempeño sísmico utilizan la curva de capacidad de la estructura (Fig. 2.8); en la cual se representa la variación de una medida global del desempeño sísmico vs diferentes intensidades de la demanda sísmica.

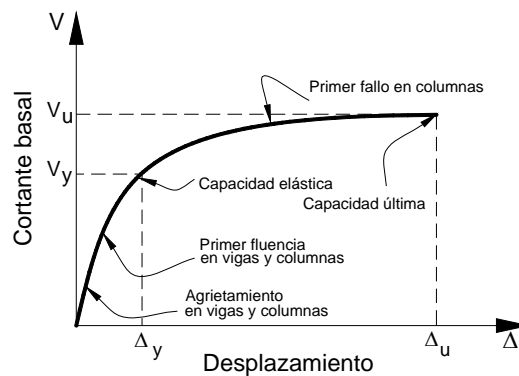


Figura 2.8. Curva de capacidad típica de una estructura

Los métodos destacados de diseño y evaluación basados en desplazamientos se muestran con mayor detalle en el capítulo siguiente de esta tesis.

Capítulo 3

Métodos de diseño y evaluación sísmica basados en desplazamientos

3.1. Generalidades

Diversos investigadores han estipulado que los desplazamientos en muchos casos son la forma más directa de evaluar la intensidad de daño en una estructura (fib 2003), puesto que los desplazamientos están relacionados con las deformaciones y a su vez éstos con el daño estructural; de esta manera, al tener un control eficiente de los desplazamientos en una estructura, se tiene un control adecuado del nivel de daño en la misma.

Para ejemplificar lo anterior, considérese el caso de un muro esbelto de concreto reforzado con comportamiento bilineal y con escasa pendiente de posfluencia (Fig. 3.1). Se observa que para un valor de desplazamiento bajo, asociado al desplazamiento de fluencia, en el muro se presenta agrietamiento del concreto y fluencia del acero, a partir de este valor se empieza a formar una articulación plástica en su base; si se sigue incrementando el desplazamiento se alcanza el valor máximo de la capacidad de rotación y se produce la falla del muro. En la curva de capacidad del sistema que se muestra en esta figura se aprecia claramente que después de que se alcanza la fluencia, la variación de la fuerza es poco significativa en comparación con los desplazamientos; por lo que, a partir de los desplazamientos del sistema, se podría tener una mejor estimación del nivel de daño.

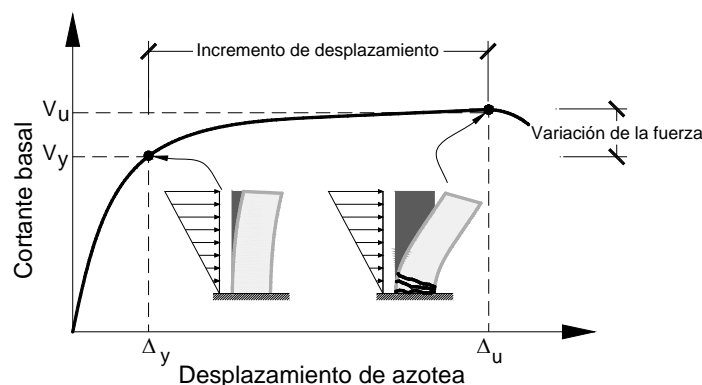


Figura 3.1. Comportamiento de un muro esbelto de concreto reforzado (adaptado de fib 2003)

Otro ejemplo que muestra la ventaja de utilizar a los desplazamientos como índice de desempeño, es el caso de sistemas compuestos por elementos duales con capacidades de deformación desproporcionadas. En la Fig. 3.2 se muestra un edificio frágil formado por marcos, reforzado con un sistema de resistencia y ductilidad mayores. En un reforzamiento, basado en los criterios de fuerzas, bastaría con proveer un sistema de refuerzo dúctil y de mayor resistencia; en cambio, con un criterio basado en desplazamientos, para definir las características de los elementos de refuerzo es necesario tomar en cuenta la capacidad de deformación (desplazamientos permisibles) de la estructura existente; lo cual muestra que para este caso, también los desplazamientos son mejores indicadores de la intensidad de daño que las fuerzas.

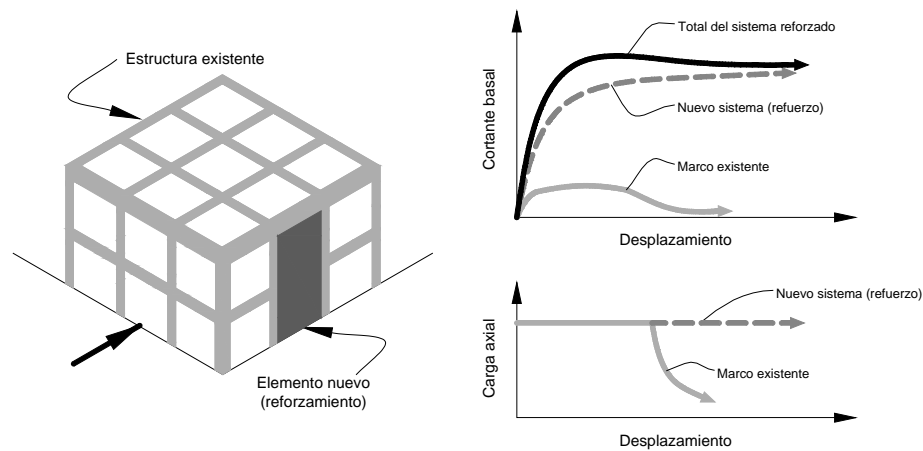


Figura 3.2. Sistema compuesto por elementos con propiedades desiguales (Adaptado de fib, 2003)

Debido a la relevancia que tienen los desplazamientos como parámetro de control del daño; diversos investigadores, tales como Moehle (1992), Priestley (1993), entre otros; han establecido que para el diseño de estructuras de concreto reforzado es más apropiado utilizar métodos basados en desplazamientos y/o deformaciones.

Motivados por lo anterior, en diversos grupos de investigación se han desarrollado métodos de diseño y/o evaluación sísmica basados en desplazamientos, como se muestra en el documento fib 2003, en el cual se hace una revisión detallada de los métodos de diseño basados en desplazamientos (o deformaciones) para estructuras de concreto, existentes hasta esa fecha de publicación.

Los autores de ese documento, dada la gran cantidad de métodos de diseño, consideraron conveniente clasificarlos a partir de los siguientes cuatro criterios:

Criterio 1: El rol del desplazamiento en el proceso de diseño

Basado en deformación calculada (DCB, por sus siglas en inglés): Los métodos pertenecientes a esta categoría involucran el cálculo de un desplazamiento máximo esperado para una estructura ya diseñada. El detallado de los elementos se realiza de forma tal que la capacidad de la estructura y sus componentes excedan el desplazamiento máximo calculado. Debido a esto, no se intenta cambiar el sistema para alterar el desplazamiento máximo, sino que la demanda se satisface con un detallado apropiado.

Basado en cálculo iterativo de deformación (IDSB, por sus siglas en inglés): Estos son similares a los anteriores en el sentido que también involucran el análisis de una estructura previamente diseñada para evaluar el desplazamiento máximo esperado. Sin embargo, a diferencia de estos métodos, aquí se define un límite al desplazamiento máximo, por lo que se realizan cambios en el sistema estructural para que los desplazamientos del análisis se mantengan debajo del límite especificado, por lo que se requiere de un proceso de diseño iterativo.

Basado en deformación directa (DDSB, por sus siglas en inglés): En estos métodos se utilizan como punto de inicio un desplazamiento objetivo predefinido. El diseño de la estructura se realiza de forma directa y su resultado final es la resistencia requerida y, por consiguiente, la rigidez, para alcanzar el desplazamiento objetivo correspondiente al nivel de diseño sísmico. Estos métodos no son iterativos y no requieren de un diseño preliminar.

Criterio 2: Tipo de análisis utilizado en el proceso de diseño

Modal espectral usando la rigidez inicial: Métodos basados en la rigidez inicial utilizan la rigidez elástica acoplada con aproximaciones entre la respuesta elástica e inelástica, tales como la regla de iguales desplazamientos u otras relaciones $R-\Delta-T$ para evaluar la respuesta máxima.

Modal espectral usando la rigidez secante: Estos métodos utilizan la rigidez secante al máximo desplazamiento y el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente para caracterizar la respuesta no lineal de sistemas estructurales.

Análisis dinámicos no lineales (o lineales) paso a paso: En estos métodos se resuelve la ecuación de movimiento mediante la integración directa de un acelerograma para obtener las respuestas máximas. El análisis puede ser elástico o inelástico, aunque es difícil caracterizar apropiadamente el comportamiento inelástico por medio de un análisis elástico. Para el análisis inelástico se requiere definir el comportamiento histerético de los elementos estructurales.

Criterio 3: Limitaciones en los tipos de estructura en que son aplicables

Algunos métodos de diseño fueron desarrollados para sistemas estructurales específicos, tales como marcos, muros, etc. Por ejemplo, el método de diseño propuesto por Browning (2001), que solo es aplicable al diseño de marcos regulares de concreto reforzado.

Criterio 4: Estados límite de diseño

Algunos métodos de diseño fueron desarrollados para algún estado límite en específico, mientras que otros se pueden aplicar independientemente del estado límite de diseño.

De acuerdo con estos criterios, en la tabla 3.1 se muestra una matriz representativa de los métodos de diseño estudiados en el documento fib 2003.

Tabla 3.1. Matriz de métodos de diseño basados en desplazamientos (fib, 2003)

Método	DCB	IDSB	DDSB
Modal espectral Rigidez inicial	Moehle (1992) FEMA (1997) UBC (1997) Panagiotakos y Fardis (1999) Albanesi <i>et al.</i> (2000) Fajfar (2000)	Browning (2001)*	SEAOC (1999) Aschheim y Black (2000) Chopra y Goel (2001)
Modal espectral Rigidez secante	Freeman (1978) ATC (1996) Pared <i>et al.</i> (1997) Chopra y Goel (1999)	Gulkan y Sozen (1974)	Kowalsky <i>et al.</i> (1995) SEAOC (1999) Priestley y Kowalsky (2000)
Historia en el tiempo	Kappos y Manafpour (2001)		

*Método aplicable a marcos regulares de concreto reforzado de mediana altura

En la tabla 3.2 se muestra a los autores que han contribuido en el desarrollado de los diferentes métodos de diseño y evaluación. También se presenta una clasificación de acuerdo con los criterios 1 y 2 que permite identificarlos claramente.

Tabla 3.2. Métodos de diseño basados en desplazamientos (fib, 2003)

Método	Contribuciones	Categoría
Método directo de diseño sísmico basado en desplazamientos	Kowalsky <i>et al.</i> (1995) SEAOC (1999) Priestley <i>et al.</i> (2000) Chopra <i>et al.</i> (2001)	DDSB-Rigidez secante DDSB-Rigidez secante DDSB-Rigidez secante DDSB-Rigidez inicial
Espectro de capacidad	Freeman (1978) ATC (1996) Pared <i>et al.</i> (1997) Chopra <i>et al.</i> (1999) Fajfar (2000)	DCB-Rigidez secante DCB-Rigidez secante DCB-Rigidez secante DCB-Rigidez inicial DCB-Rigidez inicial
Método de diseño sísmico con control de deformaciones	Moehle (1992) Panagiotakos <i>et al.</i> (1999)	DCB-Rigidez inicial DCB-Rigidez inicial
Diseño basado en análisis inelásticos	Kappos <i>et al.</i> (2001)	DCB-Historia en el tiempo
Método del punto de fluencia	Aschheim (2000)	DDSB-Rigidez inicial
Método de la estructura substituta	Gulkan <i>et al.</i> (1974)	IDSB-Rigidez secante
Método para un periodo objetivo*	Browning (2001)	IDSB-Rigidez inicial
UBC – Muros estructurales*	UBC (1997)	DCB-Rigidez inicial

*Método limitado a un tipo de estructura específica

3.2. Métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos

Como se comentó anteriormente, en la actualidad existe una gran variedad de métodos de evaluación y/o diseño sísmico basados en desplazamientos (y/o deformaciones) para diferentes tipos de estructuras, tales como edificios o puentes. A continuación se presentan algunos de estos métodos orientados al diseño y/o evaluación de estructuras reticulares; primero se presentan los métodos de diseño basados en deformaciones calculadas, posteriormente los métodos de diseño basados en deformaciones directas y, finalmente, los métodos de evaluación.

3.2.1. Método de diseño propuesto por Panagiotakos y Fardis (1999)

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 que 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.

3.2.2. Método de diseño propuesto por Kappos *et al.* (2010)

Kappos *et al.* (2010) 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. De acuerdo con el autor de este método, el fundamento por el cual se utilizan análisis dinámicos no lineales paso a paso, es porque son la herramienta, actualmente disponible, más sofisticada ya que posee una base matemática y física rigurosa. La descripción que en este trabajo se hace de este método corresponde a lo presentado en la referencia Kappos *et al.* (2010); sin embargo, es importante aclarar que existen versiones de este método publicadas con anterioridad, e.g., Kappos y Manafpour (2001).

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 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 y además se deben usar valores medios en las resistencias de los materiales; donde E es el módulo de

elasticidad del material y I_g es el momento de inercia obtenido con las propiedades gruesas de la sección.

En el método se requiere definir un factor de reducción denominado 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. 3.3.

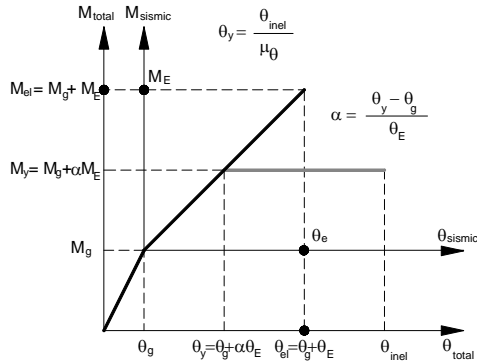


Figura 3.3. Definición de la pendiente del diagrama $M-\theta_{inel}$ y de α para vigas

De acuerdo con la Fig. 3.3, proponiendo el factor de ductilidad de rotación objetivo ($\mu\theta$) 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 ecuación 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 ecuación 3.2.

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

En la ecuación 3.1 y 3.2 M_y es el momento de fluencia, M_g es el momento debido a cargas gravitacionales, M_E es el momento elástico debido a cargas sísmicas, α es el factor de reducción, θ_y es la rotación de fluencia, θ_g es la rotación debida a las cargas gravitacionales y θ_e es la rotación debida a las cargas sísmicas.

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 del 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 las vigas y para 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 momentos y la 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 la 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.

3.2.3. Método de diseño propuesto por Priestley *et al.* (2007)

El método *directo de diseño sísmico basado en desplazamientos* (DDBD, por sus siglas en inglés) propuesto por Priestley *et al.* (2007) se basa en el concepto de la estructura substituta propuesto por Gulkan y Sozen (1974) y Shibata y Sozen (1976). En este método, un sistema

no-lineal de MGD, representativo de una estructura real, se transforma en un sistema equivalente de 1GD con una rigidez efectiva, secante al máximo desplazamiento del sistema MGD, y un amortiguamiento viscoso equivalente a través del cual se toma en cuenta la energía disipada en los elementos estructurales por comportamiento histerético. En la Fig. 3.4 se muestran los fundamentos de este método de diseño.

En la descripción de este método se estipula que el uso de una estructura lineal equivalente no es esencial para su implementación, sin embargo, la rigidez y el amortiguamiento de la estructura regularmente se caracterizan por propiedades secantes y equivalentes para alcanzar la respuesta máxima, más que por propiedades elásticas iniciales (Priestley y Calvi, 1997).

En este método se requiere que la estructura diseñada cumpla con un mecanismo de comportamiento estable, e.g., columna fuerte-viga débil, para lo cual se hace uso de los conceptos estipulados en el diseño por capacidad.

La descripción que se hace en este trabajo de este método se basa en lo presentado en la referencia Priestley *et al.* (2007); sin embargo, es importante aclarar que existen versiones de este método publicadas con anteriormente, e.g., Priestley y Kowalsky (2000).

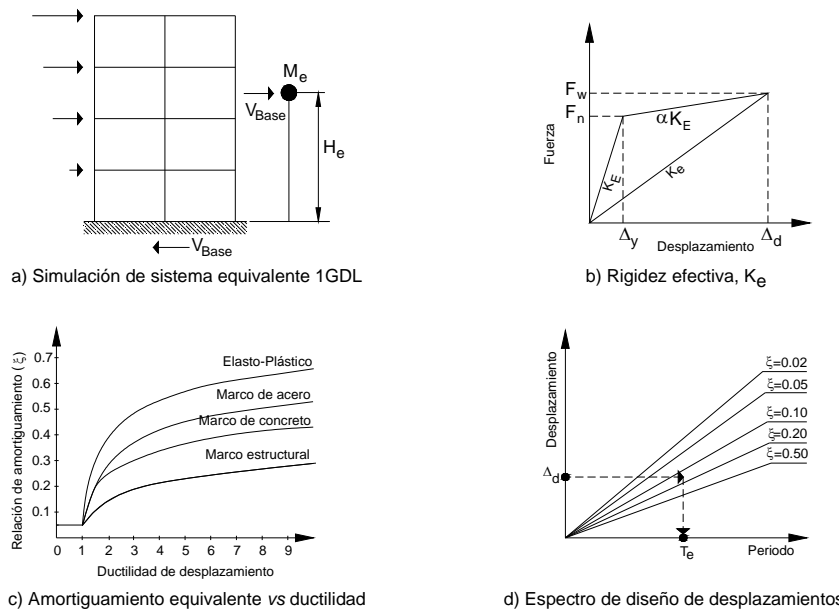


Figura 3.4. Fundamentos del método directo de diseño sísmico basado en desplazamientos, adaptado desde Priestley *et al.* (2007)

A partir de los conceptos mostrados en la Fig. 3.4, los pasos requeridos para la aplicación de este método en el diseño de estructuras de concreto reforzado son los siguientes:

1. Calcular los desplazamientos de diseño para los entrepisos. Los desplazamientos laterales de los entrepisos están asociados a la deformada normalizada del modo fundamental de vibrar inelástico, para estimarlos se usa la ecuación 3.3.

$$\Delta_i = \delta_i \begin{bmatrix} \Delta_c \\ \delta_c \end{bmatrix} \quad (3.3)$$

donde el subíndice i indica el i -ésimo entrepiso, δ_i es la coordenada normalizada del modo fundamental de vibrar inelástico, Δ_c es el desplazamiento del entrepiso crítico, y δ_c es la coordenada normalizada del modo fundamental de vibrar inelástico del entrepiso crítico. El valor de δ_i está en función de la altura y se calcula con la ecuación 3.4.

$$\text{Para } n \leq 4 \quad \delta_i = \frac{H_i}{H_n} \quad (3.4a)$$

$$\text{Para } n > 4 \quad \delta_i = \frac{4}{3} \begin{bmatrix} H_i \\ H_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 - \frac{H_i}{4H_n} \end{bmatrix} \quad (3.4b)$$

donde el subíndice i y n indican el i -ésimo y el último entrepiso respectivamente, δ_i es la factor de normalización, H_i es la altura del i -ésimo entrepiso i medida desde la base y H_n es la altura total de la estructura.

La ecuación 3.3 es válida cuando la amplificación de la distorsión debida a la contribución de los modos superiores de vibrar es despreciable. Para considerar la contribución en la respuesta de los modos superiores de vibrar, los desplazamientos Δ_i se deben multiplicar por el factor ω_θ , definido por la ecuación 3.5.

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034H_n \leq 1.0 \quad (H_n \text{ en m}) \quad (3.5)$$

2. Obtener el desplazamiento de diseño del sistema equivalente (Δ_d), usando la ecuación 3.6.

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3.6)$$

donde m_i es la masa en la altura H_i asociada con el desplazamiento Δ_i .

- Determinar la masa efectiva (m_e), del sistema equivalente de 1GDL usando la ecuación 3.7.

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (3.7)$$

- Calcular la altura efectiva, H_e , del sistema equivalente de 1GDL usando la ecuación 3.8.

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3.8)$$

- Determinar el desplazamiento de fluencia, Δ_y , usando las ecuaciones 3.9 y 3.10.

$$\theta_y = 0.5 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} \text{ para marcos de concreto reforzado} \quad (3.9)$$

$$\Delta_y = \theta_y H_e \quad (3.10)$$

donde θ_y es la rotación de fluencia, L_b es el claro de las vigas, medido desde el centro de las columnas, h_b es el peralte de la viga y ε_y es la deformación de fluencia a flexión del acero de refuerzo. Las ecuaciones 3.9 y 3.10 son válidas para marcos regulares. Para marcos irregulares, en donde la razón de la irregularidad es la diferencia entre las longitudes de los claros, para obtener la rotación de fluencia de la crujía crítica, se utiliza la ecuación 3.9 y para obtener el desplazamiento de fluencia del sistema se usa la ecuación 3.11.

$$\Delta_y = \left[\frac{2M_1 \theta_{y1} + M_2 \theta_{y2}}{2M_1 + M_2} \right] H_e \quad (3.11)$$

donde M_1 y M_2 son los momentos resistentes de las vigas, θ_{y1} y θ_{y2} son las rotaciones de fluencia de las vigas. Los subíndices 1 y 2 indican el número de la crujía en estudio.

6. Calcular la ductilidad de desplazamiento de diseño del sistema equivalente de 1GDL (μ), usando la ecuación 3.12.

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (3.12)$$

7. Obtener el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema de 1GDL (ξ_{eq}), utilizando la ecuación 3.13.

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left[\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right] \text{ para marcos de concreto reforzado} \quad (3.13)$$

8. Determinar el periodo efectivo de la estructura, T_e . El valor de T_e se obtiene desde el espectro de desplazamientos de diseño reducido por el valor correspondiente de amortiguamiento viscoso equivalente. Como ejemplo de esto, se menciona el caso en el que se utilizan espectros de diseño de desplazamientos del Eurocódigo (CEN, 2004), definidos para un amortiguamiento viscoso del 5% (expresado como un porcentaje del amortiguamiento crítico). Los autores del método proponen que las ordenadas de dicho espectro se reduzcan mediante la ecuación 3.14 a fin de expresarlas como espectros de diseño correspondientes al amortiguamiento viscoso equivalente. De este espectro modificado se lee el periodo que satisface al Δ_d

$$\Delta_{(T, \xi_{eq})} = \Delta_{(T, \xi_{5\%})} \left(\frac{7}{2 + \xi_{eq}} \right)^{0.5} \quad (3.14)$$

donde $\Delta_{(T, \xi_{eq})}$ es la ordenada espectral reducida por el amortiguamiento equivalente, $\Delta_{(T, \xi_{5\%})}$ es la ordenada del espectro de diseño asociada al 5% del amortiguamiento y ξ_{eq} es el amortiguamiento viscoso equivalente. El amortiguamiento se expresa como un porcentaje del amortiguamiento crítico.

9. Obtener la rigidez efectiva de la estructura substituta (K_e), asociada a la máxima respuesta de desplazamiento, empleando la ecuación 3.15.

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (3.15)$$

10. Determinar el cortante basal de diseño (V_{Base}), mediante la ecuación 3.16.

$$F = V_{Base} = K_e \Delta_d \quad (3.16)$$

11. Distribuir el cortante basal en todos los niveles en proporción a las masas y al perfil de desplazamientos asumido, a través de ecuación 3.17.

$$F_i = \frac{V_{Base} (m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3.17)$$

Para considerar la contribución en la respuesta de los modos superiores, la distribución del cortante basal en todos los niveles debe realizarse con la ecuación 3.18, donde $F_t=0.1V_{Base}$ en la azotea y $F_t=0$ para todos los demás niveles.

$$F_i = \frac{F_t + 0.9V_{Base} (m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3.18)$$

12. Obtener las fuerzas para el diseño de los elementos mediante análisis lineales estáticos convencionales usando el vector de fuerzas calculado en el paso anterior. Para lograr que el diseño del sistema estructural sea adecuado se deben utilizar rigideces en los elementos consistentes con el nivel esperado de ductilidad cuando se presente el desplazamiento inelástico máximo. Los autores recomiendan que para el caso de edificios formados por marcos para las vigas se emplee una inercia reducida (I_b), ya que se espera que el daño ocurra en estos elementos. Para definir el valor de la inercia reducida se debe utilizar la ecuación 3.19.

$$I_b = \frac{I_{cr}}{\mu} \quad (3.19)$$

donde, I_{cr} es la inercia agrietada de las vigas.

Para las columnas se debe utilizar la inercia agrietada sin ningún tipo de reducción. Debido a que en el mecanismo columna fuerte-viga débil se acepta la ocurrencia de daño en la parte inferior de las columnas de la base, se recomienda que para garantizar esto todas las columnas del primer nivel se modelen con articulaciones simples y se aplique un momento tal que el punto de inflexión se presente a una altura aproximada del 60% de la altura del entrepiso, por equilibrio se requiere que la sumatoria de momentos en la base de las columnas cumpla con la condición establecida en la ecuación 3.20.

$$\sum M_{bc} = 0.6V_c H_1 \quad (3.20)$$

donde, M_{bc} es el momento de diseño en la columna, V_c es la fuerza cortante en la columna y H_1 es la altura del primer entrepiso medida desde el nivel de desplante hasta el centro de las vigas del primer nivel.

Las vigas se diseñan directamente para las fuerzas obtenidas del análisis, mientras que las columnas se diseñan usando los criterios de capacidad para asegurar el comportamiento columna fuerte-viga débil. El detallado en las zonas donde se presentarán las articulaciones plásticas, es decir, en los extremos de las vigas y la base de las columnas, de debe llevar a cabo usando las recomendaciones estipuladas para estructuras dúctiles.

3.2.4. Método de diseño propuesto por Aschheim y Black (2000)

Aschheim y Black (2000) proponen un método mediante el cual se calcula la resistencia requerida en una estructura para limitar las demandas de desplazamiento y de ductilidad, mediante el uso del desplazamiento de fluencia como parámetro inicial del proceso de diseño. El método involucra el desarrollo de *espectros del punto de fluencia* (YPS, por sus siglas en inglés) asociados a diferentes ductilidades, a partir de los cuales se seleccionan la rigidez y resistencia elástica que permiten que la estructura desarrolle el desplazamiento máximo asociado a la ductilidad de diseño.

Los pasos necesarios para implementar este método son los siguientes:

1. Estimar un valor adecuado del desplazamiento de fluencia de la estructura. Esta estimación puede hacerse con base en la experiencia del diseñador, de los resultados

derivados de análisis estáticos no lineales del edificio, o mediante formulas empíricas que consideren la configuración estructural, la geometría, la deformación de fluencia del acero de refuerzo y la configuración deformada correspondiente al modo fundamental.

2. Determinar la ductilidad permisible del sistema (μ), basándose en los objetivos de desempeño.
3. Calcular el valor del factor de participación modal (Γ_1) y el factor de participación de masas (FPM_1) del modo fundamental, basándose en su forma modal y la distribución de masas. Posteriormente se calcula el desplazamiento de fluencia del sistema equivalente de 1GDL (Δ_{y1}) a partir del desplazamiento de fluencia de la estructura (Δ_y) asociado al nodo de control (*i.e.*, la azotea), usando la ecuación 3.21.

$$\Delta_{y1} = \frac{\Delta_y}{\Gamma_1} \quad (3.21)$$

4. Leer desde el YPS, el valor correspondiente del coeficiente de la resistencia de fluencia (C_y), asociado a los valores de Sd_y y μ calculados previamente. Entonces se calcula el coeficiente del cortante basal (CV_{Base}) requerido para la estructura, empleando la ecuación 3.2.

$$CV_{Base} = FPM_1 \times C_y \quad (3.22)$$

5. Obtener el cortante basal multiplicando el CV_{Base} por el peso de la estructura (W). Finalmente, se debe distribuir dicho cortante basal sobre la altura del edificio. Se realiza un análisis estático equivalente de la estructura, asociado a este vector de fuerzas, y a partir de los resultados se hace el diseño de los elementos.

Los YPS son espectros de ductilidad constante en los que se representa en el eje horizontal el desplazamiento de fluencia y en el eje vertical el coeficiente de resistencia a la fluencia, para un rango de osciladores con diferentes periodos y para una relación carga-deformación específica. La resistencia de fluencia del sistema de 1GDL está normalizada con respecto al peso W , con la finalidad de obtener simplemente coeficientes.

3.2.5. Método de diseño sísmico propuesto por Medhekar y Kennedy (2000)

Medhekar y Kennedy (2000) proponen un método de diseño basado en desplazamientos para estructuras de acero con contraventeo concéntrico, tanto de 1GDL como de MGDL; se basa en el método DDBD, adecuándose para tomar en cuenta los efectos por torsión. En este método se transforma un sistema de MGDL en un sistema equivalente de 1GDL, usando las recomendaciones dadas por Calvi y Kingsley (1995); las cuales se basan en las siguientes hipótesis:

- El sistema de MGDL responde armónicamente en la forma asumida
- El cortante basal del sistema de MGDL y el equivalente de 1GDL son iguales
- El trabajo desarrollado por las fuerzas laterales en ambos sistemas es el mismo

Los pasos requeridos en la implementación de este método para el diseño de sistemas de MGDL son los siguientes:

1. Seleccionar una configuración deformada de la estructura debida a desplazamientos laterales.
2. Seleccionar el amortiguamiento equivalente para la estructura (ξ_{eq}), en función de la ductilidad desarrollada cuando se presente la configuración deformada seleccionada.
3. Determinar el desplazamiento de diseño del sistema equivalente de 1GDL (Δ_d), usando la ecuación 3.6.
4. Obtener el perfil normalizado (c_i) con respecto al desplazamiento de diseño calculado en el paso anterior, usando la ecuación 3.23.

$$c_i = \frac{\Delta_i}{\Delta_d} \quad (3.23)$$

donde Δ_i es el desplazamiento del i-esimo entrepiso asumido en el paso 1.

5. Obtener la masa efectiva, m_e , mediante la ecuación 3.24.

$$m_e = \sum_{i=1}^n m_i c_i \quad (3.24)$$

6. Determinar el periodo efectivo del sistema de 1GDL, T_e , a partir del espectro de desplazamiento de diseño elástico reducido por el amortiguamiento equivalente.
7. Calcular la rigidez efectiva, K_e , desde la ecuación 3.15.
8. Obtener el cortante basal, V_{Base} , usando la ecuación 3.16.
9. Obtener el vector de fuerzas laterales que actuará sobre el sistema de MGDL mediante la ecuación 3.17.
10. Diseñar el sistema resistente a cargas laterales para las fuerzas laterales debidas al sismo y a las cargas gravitacionales actuantes. La selección de las propiedades de los materiales, las dimensiones y el detallado debe ser tal que se tenga una capacidad adecuada de deformación consistente con la configuración deformada supuesta en el paso 1.
11. A partir de los elementos estructurales seleccionados en el paso anterior, se lleva a cabo un análisis estático no lineal de la estructura bajo un perfil de fuerzas laterales adecuado para representar las cargas debidas al sismo. El objetivo de este análisis es tomar en cuenta, al menos en forma aproximada, la redistribución de las fuerzas internas cuando la estructura incursiona en el rango inelástico. A partir de los resultados de este análisis se verifica que se satisfaga la configuración deformada asumida en el paso 1 y se evalúan que tanto la resistencia como la demanda de deformación en los elementos estructurales no superen su capacidad.
12. Si la configuración deformada y/o las demandas de deformación en los elementos estructurales, obtenidos a partir de los análisis no lineales, difieren de las supuestas, se debe revisar la distribución de rigideces y resistencias, modificándolas, y, si es necesario, repetir el método hasta obtener un diseño adecuado.

La implementación de este método demuestra que para los diferentes sistemas resistentes a cargas laterales, *e.g.*, marcos arriostrados concéntricamente, marcos de concreto reforzado, muros de concreto reforzado, etc., se requiere que la esencia del método de diseño se mantenga, y sólo de adecuen detalles particulares asociados al comportamiento y diseño de

cada uno de los diferentes sistemas resistentes.

3.2.6. Método de diseño propuesto por Browning (2001)

Browning (2001) propone un método aplicable a marcos regulares de concreto reforzado, donde se obtiene el diseño de los elementos a partir de una estructura que satisface un periodo objetivo, el cual se define mediante un límite predefinido de distorsión de entrepiso.

Los pasos requeridos para implementar este método son los siguientes:

1. Calcular el periodo objetivo, usando espectros de respuesta de desplazamiento y los valores de distorsión asociados a los estados límite.
2. Definir las dimensiones de los miembros estructurales y calcular el periodo de la estructura usando las propiedades de las secciones gruesas.
3. Verificar que el periodo de la estructura calculado en el paso anterior sea menor o igual que el periodo objetivo calculado en el paso 1. Si esto no se cumple, se incrementa el tamaño de las secciones hasta satisfacer este requisito.
4. Comprobar que el cortante basal actuante en la estructura diseñada sea menor o igual que el cortante asociado al periodo objetivo. Si esto no se cumple, se incrementa la resistencia de fluencia de los elementos hasta satisfacer este requisito.
5. Revisar en los nodos que la resistencia de las vigas no sea mayor que la resistencia de alguna columna. Si esto ocurre, se incrementa la resistencia de las columnas hasta satisfacer este requisito.
6. Detallar adecuadamente todos los elementos estructurales para evitar fallas indeseables.

3.2.7. Método de diseño sísmico propuesto por Chopra y Goel (2001)

Chopra y Goel (2001) proponen un método que se basa en los mismos fundamentos que el método DDBD; usando, como demandas sísmicas de diseño, espectros de diseño inelásticos de ductilidad constante en lugar de espectros elásticos de diseño reducidos por amortiguamiento equivalente.

Los pasos requeridos para implementar este método son los que se describen a continuación:

1. Estimar el desplazamiento de fluencia del sistema (Δ_y), mediante expresiones empíricas disponibles en la literatura, e.g., ecuaciones 3.9 a 3.11, según sea el caso.
2. Establecer un valor de rotación plástica máxima permisible (θ_p), consistente con el estado límite de diseño.
3. Determinar el desplazamiento máximo de diseño del sistema equivalente (Δ_d), utilizando expresiones disponibles en la literatura, e.g., la ecuación 3.6. A partir de estos datos, mediante la ecuación 3.10, se obtiene la ductilidad de desplazamiento de diseño (μ).
4. Leer desde el espectro de diseño de desplazamientos para una ductilidad constante el valor del periodo elástico (T_E), que satisface al Δ_d , y la ductilidad de diseño. En caso de no disponer de una base de datos de espectros de diseño inelásticos para ductilidad constante, el valor del periodo se puede estimar directamente desde la ecuación 3.25.

$$T_E = 2\pi \sqrt{\frac{\Delta_d R_y}{A\mu}} \quad (3.25)$$

donde R_y es el factor de reducción de fuerzas, A es la ordenada de pseudo-aceleración del espectro de diseño elástico, μ y Δ_d han sido definidos previamente.

A partir de este periodo se obtiene la rigidez inicial elástica del sistema (K_E), usando la ecuación 3.15, pero sustituyendo el valor del periodo efectivo (T_e) por el del periodo elástico (T_E).

5. Obtener la resistencia de fluencia requerida (R_y), a través de la ecuación 3.26.

$$R_y = K_E \Delta_y \quad (3.26)$$

6. Estimar las secciones y detallar los elementos estructurales para proveer la resistencia requerida en el paso anterior. Para el diseño resultante se calcula su rigidez elástica inicial y su desplazamiento de fluencia ($\Delta_y = R_y / K_E$) tomando en cuenta las

recomendaciones estipuladas en los reglamentos para considerar adecuadamente la rigidez efectiva de los elementos.

7. Verificar si el desplazamiento de fluencia y su resistencia asociada (R_y), obtenidas a partir de las propiedades del diseño resultante, son similares a las supuestas en la parte inicial del proceso, de ser así, el diseño obtenido es correcto; de lo contrario, se repiten los pasos del 3 al 6 hasta encontrar una solución adecuada.

3.2.8. Método de diseño sísmico propuesto por Yu-Yuan Lin *et al.* (2002)

Yu-Yuan Lin *et al.* (2002) proponen un método iterativo de diseño sísmico basado en desplazamientos para edificios. Este método se fundamenta en el método de diseño basado en desplazamientos para sistemas de 1GDL desarrollado por Kowalsky *et al.* (1994), por lo que se fundamenta en el concepto de la estructura substituta (Gulkan y Sozen, 1974 y Shibata y Sozen, 1976). En este método se determinan las fuerzas de diseño mediante el uso de análisis lineales estáticos tradicionales.

Los pasos requeridos para implementar este método son los siguientes:

1. Determinar el desplazamiento objetivo de azotea (Δ_{AZOTEA}), con base en las restricciones del estado límite de diseño, y, proponer un desplazamiento de fluencia de azotea (Δ_y), correspondiente al punto en el que se forma la primera articulación plástica de la estructura; para la primera iteración del método, se puede suponer un desplazamiento de fluencia arbitrario. A partir de estos desplazamientos se calcula la ductilidad de desplazamiento (μ), mediante la ecuación 3.12.
2. Calcular el amortiguamiento viscoso equivalente mediante las expresiones 3.27 y 3.28

$$\xi_{eq} = \xi_i + \xi_h \quad (3.27)$$

donde ξ_i es la relación de amortiguamiento viscoso inherente al material del que están hechos los elementos que conforman la estructura, éste se asume del 2 % para edificios de acero y 5% para edificios de concreto reforzado; ξ_h es la relación de amortiguamiento histerético calculado con la ecuación 3.28. La relación expresada en esta ecuación se

basa en el modelo de histéresis de Takeda para una rigidez bilineal y una relación “ α ”, entre la rigidez post-fluencia y la rigidez inicial (Kowalsky et al., 1994).

$$\xi_h = \frac{1}{\pi} \left[1 - \left(\frac{1-\alpha}{\mu} + \alpha \right) \right] \quad (3.28)$$

3. Convertir el desplazamiento objetivo de azotea y la masa del sistema de MGDL a un desplazamiento objetivo equivalente (Δ_o), y una masa equivalente (M_e), correspondientes al sistema equivalente de 1GDL (estructura sustituta). Para edificios regulares con las mismas alturas de entrepiso, una distribución uniforme de masas en elevación y un perfil triangular de desplazamientos laterales (asociado al modo fundamental de vibrar de la estructura), el desplazamiento objetivo equivalente se obtiene utilizando la ecuación 3.29 (Miranda, 1999).

$$\Delta_o = \Delta_{AZOTEA} \left[\frac{2n+1}{3n} \right] \quad (3.29)$$

donde n es el número de niveles del edificio.

Para edificios con las mismas características que las mencionadas anteriormente, *i.e.*, regulares, la masa equivalente correspondiente al modo fundamental se calcula con la ecuación 3.30 (Tsai y Chang, 1999).

$$M_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i H_i}{H_n} \quad (3.30)$$

donde m_i es la masa del i -ésimo nivel, H_i es la altura desde la base hasta el i -ésimo nivel y H_N la altura de todo el edificio.

4. Determinar el periodo y la rigidez del sistema equivalente de 1GDL. A partir del ξ_{eq} se construye un espectro de diseño de desplazamiento reducido, de cual se lee el Δ_o (Fig. 3.5). La rigidez equivalente asociada a la máxima respuesta de desplazamientos se obtiene mediante la ecuación 3.15.

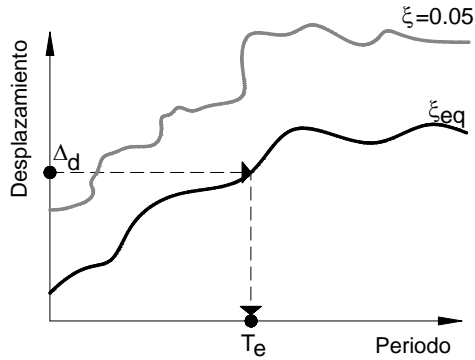


Figura 3.5. Espectro elástico de desplazamientos reducido por amortiguamiento equivalente

5. Obtener la fuerza última (V_u), usando la ecuación 3.31 y la fuerza asociada al desplazamiento de fluencia (V_y), mediante la ecuación 3.32.

$$V_u = K_e \Delta_o \quad (3.31)$$

$$V_y = \frac{V_u}{1 + \alpha(\mu - 1)} \quad (3.32)$$

donde α es la relación entre la rigidez post-fluencia a rigidez inicial.

6. Diseñar la estructura basándose en V_y y Δ_y . Debido que para V_y la estructura se encuentra en el rango elástico, esta se puede analizar y diseñar con un enfoque válido para sistemas elásticos; por lo que la fuerza de diseño es distribuida sobre la altura de la estructura usando la ecuación 3.33.

$$F_i = V_y \frac{m_i H_i}{\sum_{i=1}^N (m_i H_i)} \quad (3.33)$$

donde m_i y H_i son la masa y la altura del i -ésimo nivel respectivamente.

A partir de los resultados derivados del análisis, el diseño de los miembros estructurales se hace basándose en manuales de diseño, e.g., ACI 2008, RCDF-2004 o UBC 1997, de tal manera que el desplazamiento de fluencia en la azotea sea el mismo que el supuesto en el paso 1. En este método se debe cumplir el mecanismo de comportamiento columna

fuerte-viga débil, por lo que la sección transversal de vigas y su diseño se determinan primero y, posteriormente, siguiendo el criterio de columna fuerte-viga débil, se dimensionan y diseñan las columnas.

7. Revisar la capacidad real de cada miembro, para condiciones últimas y para condiciones de fluencia. Si dicha capacidad conlleva a que el desplazamiento de fluencia en la azotea se sigue cumpliendo, el proceso de diseño concluye, en caso contrario, se debe iterar hasta que el punto de fluencia real de la estructura coincida con el valor supuesto en el paso 1.

3.3. Métodos de evaluación sísmica basados en desplazamientos

Dentro de los métodos de evaluación basados en desplazamientos podemos mencionar al propuesto por Freeman (1978), adoptado como el método del espectro de capacidad en el informe ATC-40 (ATC, 1996), el método N2 de Fajfar y Gaspersic (1996) y el método de los coeficientes de desplazamiento (FEMA 273, 1997). Estos métodos se basan en el uso de la curva de capacidad de la estructura, que representa la variación de una medida global del desempeño sísmico vs diferentes intensidades de la demanda sísmica. La definición de esta curva como la propiedad estructural que caracteriza el desempeño sísmico de una estructura ante sismo de intensidad creciente, justifica la importancia de contar con métodos de análisis que mejor la aproximen.

Para construir la curva de capacidad de una estructura existen diversos métodos simplificados basados en fuerzas o desplazamientos (Aydinoglu, 2003, Antoniou y Pinho, 2004 y Alba, 2005), siendo estos últimos los que representan de manera más realista las características y los efectos de la demanda sísmica sobre las estructuras. Es importante destacar que hasta el momento, el único método para obtener una curva de capacidad “exacta” para una demanda sísmica dada, se basa en la aplicación de análisis dinámicos incrementales (Vamvatsikos y Cornell, 2002); esta curva, también llamada curva de capacidad dinámica (Fradiadakis y Vamvatsikos, 2011), es la única opción válida para representar la no linealidad del problema y la disipación de energía debido a histéresis.

3.3.1. El espectro de capacidad (1996)

El método del espectro de capacidad se utiliza en la evaluación del desempeño de una estructura, de la cual se conocen las dimensiones y resistencias de los elementos estructurales; con este método se revisa la demanda de desplazamiento inelástico que

experimentará la estructura ante una demanda sísmica determinada. Se construyen dos curvas: una que caracteriza la demanda, representada en el espacio espectral pseudo-aceleración vs desplazamiento; y la otra que representa la capacidad de la estructura, obtenida mediante un análisis estático no lineal. El punto donde se interceptan la curva de demanda con la de capacidad, se define como el punto de desempeño; es decir, el desplazamiento máximo demandado al sistema estructural por la acción sísmica actuante.

Los pasos requeridos para implementar este método son los siguientes:

1. Obtener la curva de capacidad de la estructura mediante un análisis de empujón.
2. Convertir la curva de capacidad y el espectro de diseño elástico al formato espectral pseudo-aceleración (S_a) vs desplazamiento espectral (S_d). Para transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad se calcula el factor de participación del primer modo (FP_1) y el coeficiente de masa modal (α_1) usando las ecuaciones 3.34 y 3.35, donde w_i/g es la masa asignada al nivel i y ϕ_{i1} es la amplitud del modo 1 en el nivel i ; entonces para cada punto de la curva de capacidad (V vs Δ_{AZOTEA}) se calcula el punto asociado S_a vs S_d , usando las ecuaciones 3.36 y 3.37, donde V es el cortante basal, W es el peso total de la estructura y Δ_{AZOTEA} es el desplazamiento en el último piso.

$$FP_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right) \right]}{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right) \right]} \quad (3.34)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right) \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right) \right]} \quad (3.35)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (3.36)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{AZOTEA}}{FP_1 \phi_{AZOTEA}} \quad (3.37)$$

Para convertir el espectro de diseño del formato estándar pseudo-aceleración (S_a) vs periodo (T) al formato espectral, se determina el valor del desplazamiento espectral (S_{di}) para cada punto en la curva (S_{ai} vs T), mediante la ecuación 3.38.

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g \quad (3.38)$$

3. Representar de manera bilineal el espectro de capacidad; para estimar el amortiguamiento efectivo y la reducción de la demanda espectral (Fig.3.6).

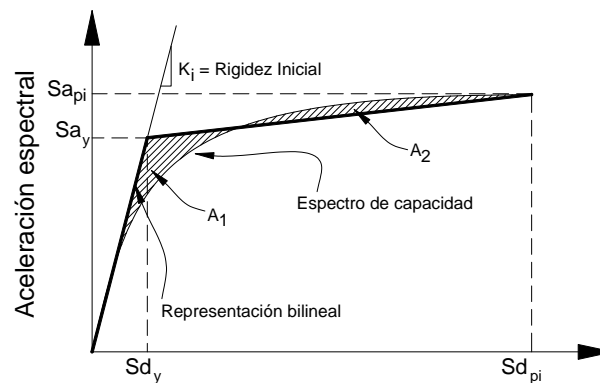


Figura 3.6. Representación bilineal del espectro de capacidad

4. Calcular los factores de reducción espectral (SR_A y SR_V) con las ecuaciones 3.39 y 3.40, y dibujar el espectro de respuesta reducido (Fig. 3.7).

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12} \quad (3.39)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.4 \ln \left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65} \quad (3.40)$$

donde k es un factor que modifica el amortiguamiento; a_y y d_y son las coordenadas del punto de fluencia del espectro de capacidad y; a_{pi} y d_{pi} son las coordenadas de las diferentes iteraciones del punto de desempeño del espectro de capacidad.

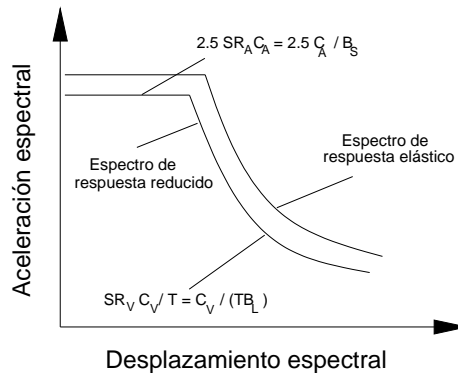


Figura 3.7. Espectro de respuesta reducido

5. Obtener el punto de desempeño. Se propone un punto de desempeño (a_{pi} vs d_{pi}); si el espectro de respuesta reducido y el espectro de capacidad se cruzan en el punto a_{p1} vs d_{p1} , se considera que se encontró el punto de desempeño, si esto no sucede se propone uno nuevo. Cuando el desplazamiento espectral no tiene una diferencia mayor del 5%, el punto a_{pi} vs d_{pi} se considera como el punto de desempeño definitivo; si la diferencia es mayor, se itera desde la generación de la curva idealizada, tomando como nuevo punto de desempeño propuesto, el punto de cruce.

3.3.2. El método N2 (1996)

El método N2 propuesto por Fajfar y Gaspersic (1996) es similar al método del espectro de capacidad, variando únicamente en la forma en la que se reduce el espectro de demanda; puesto que el método N2 utiliza un factor de reducción por ductilidad mientras que el método del espectro de capacidad emplea factores de reducción espectral que dependen directamente del amortiguamiento viscoso equivalente asociado con el desplazamiento máximo.

De manera general el método N2 consta de los siguientes pasos:

1. Definir el modelo de la estructura de MGD, atendiendo al comportamiento no lineal de todos sus elementos estructurales.

- Definir la demanda sísmica mediante un espectro de diseño elástico, que se transforma al formato espectral (S_a vs S_d) para ser aplicables a sistemas de 1GDL elástico (ecuación 3.41) e inelástico (ecuaciones 3.42 y 3.43).

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (3.41)$$

$$R_{\mu} = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (3.42)$$

$$R_{\mu} = \mu \quad T \geq T_c \quad (3.43)$$

donde S_{ae} es la pseudo-aceleración y S_{de} es el desplazamiento espectral correspondientes a un sistema elástico, T es el período del modo fundamental de la estructura, R_{μ} es el factor de reducción por ductilidad, μ es una ductilidad constante y T_c es el período característico del suelo definido en el espectro de diseño.

- Obtener la curva de capacidad de la estructura, por medio de un análisis de empujón no lineal. Fajfar (2000) propone un análisis de empujón basado en fuerzas y fija como hipótesis fundamental que la distribución de cargas aplicada a la estructura permanecerá constante durante todos los incrementos.
- Transformar la curva de capacidad de la estructura de MGDL en una curva de capacidad equivalente para un sistema de 1GDL, mediante las ecuaciones 3.44, 3.45, 3.46 y 3.47, donde m^* es la masa equivalente del sistema de 1GDL; m_i es la masa modal, ϕ_i es la forma modal correspondiente al modo i , Γ es la constante que controla la transformación (factor de participación modal), y Δ^* y F^* son el desplazamiento y cortante equivalentes del sistema de 1GDL.

$$m^* = \sum m_i \phi_i \quad (3.44)$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (3.45)$$

$$\Delta^* = \frac{d_t}{\Gamma} \quad (3.46)$$

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad (3.47)$$

5. Idealizar la curva de capacidad del sistema de 1GDL como una curva elasto-plástica, para ser consistentes ya que el factor de reducción por ductilidad (R_μ) se obtiene con base en un modelo elasto-plástico, esta curva recibe el nombre de diagrama de capacidad.
6. Transformar el diagrama de capacidad al formato espectral con el objetivo de que sea comparable con los espectros definidos inicialmente.
7. Obtener el desplazamiento objetivo. Se dibujan en la misma gráfica el espectro de demanda y el diagrama de capacidad (Fig. 3.8); el punto de intersección de la línea radial correspondiente al periodo elástico del sistema de 1GDL, con el espectro de demanda elástico define la demanda de aceleración (S_{ae}) necesaria para el comportamiento elástico y correspondiente desplazamiento elástico (S_{de}). La aceleración de fluencia (S_{ay}) representa la demanda y capacidad del sistema inelástico. El factor R_μ queda definido por la ecuación 3.48.

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (3.48)$$

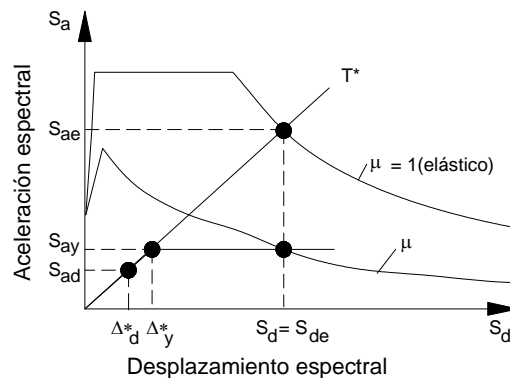


Figura 3.8. Demanda elástica e inelástica vs diagrama de capacidad

8. Obtener el desplazamiento máximo (Δ_t) de la estructura de MGDL (ecuación 3.46). Para los desplazamientos, derivas y rotaciones de los elementos estructurales se aplica de nuevo un análisis de empujón hasta alcanzar el desplazamiento objetivo calculado en el paso 7.

3.3.3. El método de los coeficientes de desplazamiento

El método de coeficientes de desplazamiento presentado en el FEMA 273 (1997) propone encontrar el punto de desempeño de una estructura calculando un desplazamiento objetivo, el cual se define como el desplazamiento máximo esperado durante el sismo de diseño (obtenido mediante coeficientes), una curva de comportamiento obtenida mediante análisis estáticos no lineales y definiendo umbrales de límites de desplazamientos asociados con los niveles de desempeño.

A continuación se presenta una breve descripción de los pasos que se deben seguir en este método:

1. Construir la curva de capacidad de la estructura mediante un análisis de empujón; definiendo como mínimo dos patrones de carga congruentes con la distribución esperada de las fuerzas inerciales al momento de que un sismo excita la estructura.
2. Representar de forma bilineal la curva de capacidad de la estructura (Fig. 3.9).

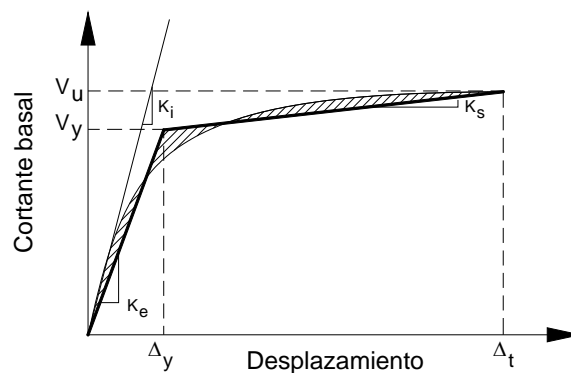


Figura 3.9. Representación bilineal de la curva de capacidad

3. Calcular el periodo fundamental efectivo (T_e) mediante la ecuación 3.49; donde T_E es el periodo fundamental elástico, K_E es la rigidez elástica de la estructura y K_e es la rigidez efectiva de la primera rama de la curva de capacidad idealizada.

$$T_e = T_E \sqrt{\frac{K_E}{K_e}} \quad (3.49)$$

4. Calcular el desplazamiento objetivo (Δ_t), que será el desplazamiento máximo esperado durante el sismo de diseño, mediante la ecuación 3.50, donde S_a es la aceleración espectral, g es la aceleración de la gravedad y los coeficientes de desplazamiento C se definen como sigue: C_0 es el factor de forma que convierte el desplazamiento espectral en el desplazamiento de azotea; C_1 es la constante que relaciona el máximo desplazamiento no lineal esperado con el desplazamiento lineal obtenido; C_2 es el factor que toma en cuenta el efecto de adelgazamiento en la relación carga-deformación debido a la degradación de rigidez y resistencia; y C_3 considera posibles incrementos en el desplazamiento último debido a efectos P- Δ .

$$\Delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (3.50)$$

3.4. Conclusiones

A través de esta revisión, se observó que actualmente se han desarrollado dos tipos de métodos de diseño, los *basados en deformaciones calculadas* (Panagiotakos y Fardis, 1999; Kappos *et al.*, 2010; entre otros) y los *basados en deformaciones directas* (Chopra y Goel, 2001; Priestley *et al.*, 2007; entre otros).

Los métodos *basados en deformaciones calculadas*, se pueden utilizar para el diseño de sistemas de MGD y 1GD, usándose análisis modales espectrales (Panagiotakos y Fardis) o análisis dinámicos no lineales paso a paso (Kappos *et al.*). En estos métodos se modela el sistema estructural de forma completa y se controla el diseño mediante el control de las deformaciones de los miembros. Dentro de estos métodos, el propuesto por Kappos *et al.* Se ha mantenido en desarrollo, siendo, de acuerdo con sus autores, uno de los que tiene una mejor precisión en la predicción del comportamiento de las estructuras.

En general, los métodos *basados en deformaciones directas* usan el concepto de la estructura substituta, empleando rigidez secante al máximo desplazamiento y

amortiguamiento viscoso equivalente, salvo el método propuesto por Chopra y Goel, en el que se utilizan propiedades iniciales pero se caracteriza a la demanda sísmica mediante espectros inelásticos de diseño. Según sus fundamentos se pueden utilizar para el diseño de sistemas de MGDL y 1GDL, sin embargo, cuando se diseñan sistemas de MGDL, es necesario transformarlos a sistemas equivalentes de 1GDL, encontrar las fuerzas de diseño y regresar al sistema de MGDL y repartir dichas fuerzas en forma proporcional a los desplazamientos y las masas. Dentro de estos métodos, el propuesto por Priestley *et al.* Es el que tiene el mayor grado de desarrollo, siendo uno de los más fáciles de implementar por su enfoque práctico.

De acuerdo con lo anterior, se hizo un estudio detallado de los métodos de diseño propuestos por Kappos *et al.* Y Priestley *et al.*; observándose, de manera general, que el método propuesto por Kappos *et al.* Es complejo y difícil de implementar en la práctica actual del diseño sísmico, debido a que como herramienta de análisis se utilizan los análisis dinámicos no lineales 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 (Varum *et al.* 2012). Por otra parte, en el método propuesto por Priestley *et al.*, no se garantiza adecuadamente el desempeño estructural, debido a que hace uso de fórmulas empíricas, algunas de las cuales fueron deducidas considerando un comportamiento elasto-plástico ó de una manera poco transparente; además, al final del proceso de diseño, a fin de garantizar el mecanismo de comportamiento columna fuerte-viga débil, es necesario ajustar el diseño de las columnas mediante criterios de diseño por capacidad; con lo cual, se modifica su rigidez, por lo que las propiedades consideradas en el análisis son diferentes a las del diseño final de la estructura, que conlleva a que no se garantice un control adecuado del desempeño. Los resultados de este estudio se presentan en el capítulo cinco de este trabajo.

Con lo que respecta a los métodos simplificados de evaluación sísmica descritos en este capítulo, se observa que el método del espectro de capacidad (ATC, 1996) es la base de los métodos de evaluación posteriores, tiene como característica principal que mediante un método gráfico se confrontan la capacidad de la estructura (espectro de capacidad) y la demanda sísmica (espectro de demanda) para determinar el desplazamiento máximo solicitado (punto de desempeño). Por otra parte, el método N2 (Fajfar y Gaspersic, 1996) tiene similitudes con el método del espectro de capacidad, únicamente difiere en la forma de reducir el espectro de demanda; mientras el método N2 lo realiza mediante un factor de reducción por ductilidad, el método del espectro de capacidad usa factores de reducción

espectral que dependen directamente del amortiguamiento viscoso equivalente, asociado a un desplazamiento máximo; al estar relacionados directamente los conceptos de amortiguamiento equivalente y ductilidad, se concluye que no existe una diferencia sustancial entre estos métodos. Al contrario del método de espectro de capacidad y N2, el método de los coeficientes (FEMA 273, 1997) no necesita que se convierta la curva de capacidad al formato espectral; además en este método se definen límites de desempeño o umbrales de desplazamiento mediante los cuales se realiza la evaluación de la estructura.

Los métodos de evaluación antes descritos tienen en común la necesidad de utilizar una curva de capacidad para estimar el desempeño de la estructura correspondiente, este requerimiento no es exclusivo de los métodos aquí descritos, sino de la generalidad de los métodos de evaluación sísmica, por lo que la precisión de estos depende de la buena aproximación que se tenga en la definición de dicha curva; por lo que deseable contar con un método de evaluación sísmica en el que integralmente se genere la curva de capacidad con una aproximación adecuada y a la vez se realice la evaluación del desempeño de la estructura.

De acuerdo con lo anterior, debido a las limitaciones existentes en estos métodos de evaluación y/o diseño, es necesario desarrollar métodos simplificados, racionales y prácticos, mediante los cuales sea posible garantizar el desempeño estructural. Motivado por lo anterior, en los siguientes capítulos se presenta un método alternativo de evaluación y diseño sísmico basado en desplazamientos con criterios de desempeño; en el cual, se consideran, de forma transparente y explícita, todos los parámetros que influyen en la respuesta de una estructura sujeta a la acción de cargas sísmicas.

Capítulo 4

Fundamentos del método propuesto de evaluación y diseño sísmico basado en desplazamientos

4.1. Generalidades

El método de evaluación y diseño sísmico que se propone en este trabajo de investigación se fundamenta en la hipótesis de que es posible aproximar el desempeño de una estructura de MGDL, con comportamiento no lineal, mediante el desempeño de un sistema de referencia no lineal de 1GDL, generalmente asociado al modo fundamental de vibrar del sistema de MGDL (Ayala, 2001). Un sistema de referencia es aquel en el que sus propiedades se definen de tal forma que la respuesta se asocia a un modo de vibrar de una estructura, a diferencia de un sistema equivalente, en el cual las propiedades se definen de tal manera que la respuesta se asocia a la respuesta total de la estructura; por lo que en las estructuras de 1GDL, *e.g.*, puentes no continuos; las propiedades del sistema de referencia y del sistema equivalente son similares; mientras que en los sistemas de MGDL, *e.g.*, edificios de varios niveles, en los cuales los modos superiores de vibrar contribuyen en la respuesta (aunque sea mínimamente), las características del sistema de referencia y del sistema equivalente son diferentes.

4.2. Hipótesis principal

El principio fundamental del método de evaluación y diseño es que la *curva de capacidad* (CC) de una estructura de MGDL, puede ser aproximada por una curva bilineal usando equivalencia de energías de deformación entre la curva real y la aproximación bilinealizada (Fig. 4.1a), y, que a partir de esta, usando conceptos de dinámica estructural y el método propuesto por Freeman *et al.* (1984) se puede extraer la *curva de comportamiento bilineal del sistema de referencia* de 1GDL (CCSR), normalmente asociada al modo fundamental de vibrar de la estructura; de tal forma que al definir las características de la CC, se pueden conocer las de la CCSR y viceversa. La CCSR puede ser representada en el formato pseudo-aceleración espectral vs desplazamiento espectral (ADRS, por sus siglas en inglés), como se muestra en la Fig. 4.1b. En estas figuras, V es el cortante basal, Δ es el desplazamiento del sistema de MGDL, S_a es la pseudo-aceleración espectral equivalente a la resistencia por

unidad de masa (R/m), S_d es el desplazamiento espectral y K es la rigidez. Los subíndices “u” y “y” indican condiciones últimas y de fluencia respectivamente.

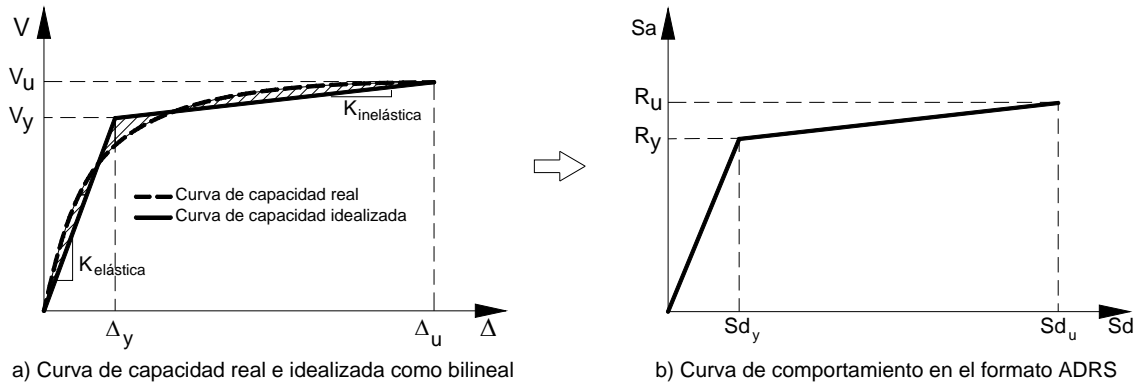


Figura 4.1. Transformación de la curva de capacidad a la curva de comportamiento

En la CC (Fig. 4.1a) la pendiente de la rama inicial representa las propiedades de rigidez de la estructura en el rango elástico de comportamiento y la pendiente de la segunda rama las propiedades de rigidez en el rango inelástico de comportamiento, asociadas al desplazamiento de azotea; las características de la segunda rama se definen a partir de una distribución de daño correspondiente al desplazamiento máximo del nivel de desempeño. La resistencia de fluencia por unidad de masa (R_y/m), es el nivel de demanda para los elementos estructurales que se asume tendrán daño bajo condiciones de diseño, la resistencia última por unidad de masa (R_u/m), es el nivel de demanda para los elementos estructurales que deberán permanecer elásticos, *i.e.*, sin daño, bajo condiciones de diseño. Por otra parte, en la CCSR la pendiente de la rama inicial representa las propiedades de rigidez en el rango de comportamiento elástico del modo fundamental de vibrar del sistema de MGD L y la pendiente de la segunda rama las propiedades de rigidez en el rango de comportamiento inelástico del modo fundamental de vibrar del sistema de MGD L (con la distribución de daño), asociadas al desplazamiento del modo fundamental en la azotea. Conceptualmente se asume que el comportamiento bilineal de la CCSR se aproxima mediante la suma de dos etapas de comportamiento elásticas (Fig. 4.2); para corroborar la validez de esta suposición se llevó a cabo un estudio estadístico de las respuestas de diferentes osciladores bilineales de un grado de libertad y su correspondiente aproximación mediante la suma de dos etapas elásticas.

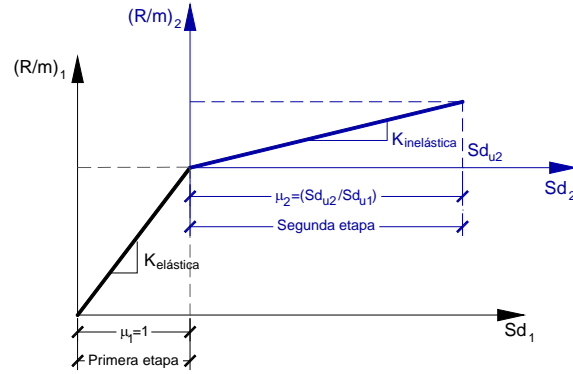


Figura 4.2. Ilustración conceptual de las dos etapas de comportamiento de la CCSR

Como parte de los resultados obtenidos en este estudio estadístico, y para demostrar la validez de las hipótesis de que se puede aproximar la respuesta de un oscilador bilineal mediante la suma de la respuesta de dos osciladores elásticos, en la Fig. 4.3 se muestra la respuesta de un oscilador bilineal de 1GDL, con un periodo de $T_E=2.02$ s, una relación rigidez post-fluencia a rigidez inicial de 0.25, un amortiguamiento viscoso de 5% (como porcentaje del amortiguamiento crítico) y una resistencia entre unidad de masa de 1.25 m/s^2 , ante la componente este-oeste de la señal sísmica registrada en la estación SCT durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 ocurrido en Michoacán, México.

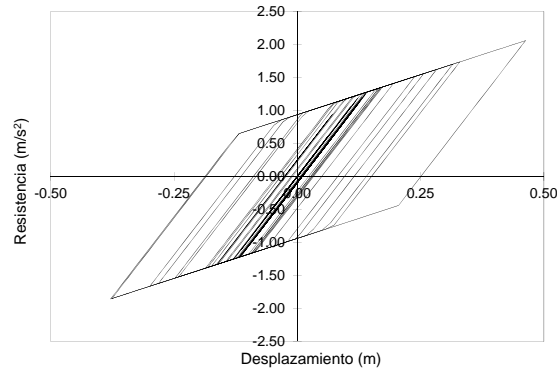


Figura 4.3. Respuesta de un oscilador bilineal ante el registro sísmico EW-SCT-1985

Para el oscilador mencionado anteriormente, los puntos característicos que definen su curva de comportamiento son los siguientes: desplazamiento de fluencia= 0.129 m, desplazamiento último=0.463 m, resistencia de fluencia=1.25 m/s^2 (asociada al desplazamiento de fluencia) y la resistencia última=2.06 m/s^2 (asociada al desplazamiento último), tal como se muestra en la Fig. 4.4. La curva de comportamiento es la envolvente de la respuesta en el tiempo del oscilador.

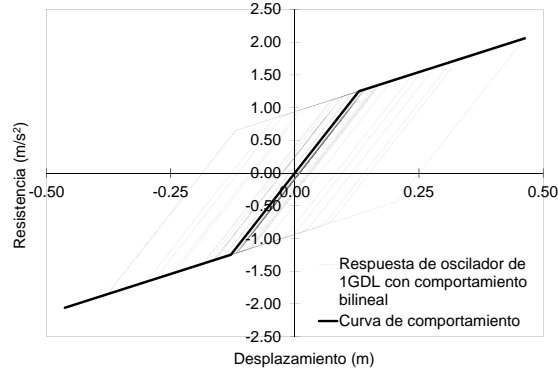


Figura 4.4. Curva de comportamiento de un oscilador bilineal

Para aproximar la respuesta de este oscilador con comportamiento bilineal mediante la respuesta de dos osciladores elásticos, se escala el registro de tal manera que la respuesta del oscilador lineal, asociado al periodo inicial ($T_E=2.02$ s) en la primera etapa de comportamiento, sea igual al desplazamiento de fluencia del oscilador bilineal (0.129 m), para este caso el factor de escala es de 0.128. A partir de la relación rigidez post-fluencia a rigidez inicial se determina el periodo (T_I) que debe tener el oscilador lineal, asociado a la segunda etapa de comportamiento, el cual tiene el valor de $T_I=4.04$ s, con el que se alcanza un desplazamiento de 0.305 m, para una demanda sísmica escalada por el complemento de la demanda total ($1-0.128=0.872$); el desplazamiento total, producto de la suma de los dos desplazamientos correspondientes a los osciladores lineales, es 0.434 m, el cual es aproximadamente igual al desplazamiento del oscilador bilineal; para que estos desplazamientos sean iguales, manteniendo las características de la rama inicial, se puede encontrar un oscilador, con un periodo diferente, con el cual se cumple con el desplazamiento de la segunda etapa; en este ejemplo el periodo que satisface dicho desplazamiento fue 4.32 s, con lo que se modifica la relación rigidez post-fluencia a rigidez inicial (0.22); otra alternativa, es modificar el factor de escala de la segunda etapa de tal manera que se forcé el cumplimiento del desplazamiento requerido; para este caso el factor de escala que se requería en la segunda etapa es 0.957. En el método de diseño propuesto en este trabajo de investigación se utiliza esta segunda opción, y dados los resultados obtenidos en este estudio estadístico se concluye que es posible aproximar la respuesta de un oscilador con comportamiento bilineal, mediante suma de las respuestas de dos osciladores con comportamiento lineal.

En el método de evaluación y diseño sísmico propuesto en este trabajo de investigación, se asume que tanto la CC como CCSR se definen a partir de los resultados obtenidos de

análisis modales espectrales (o análisis modales en el tiempo) convencionales. Para el caso de evaluación, se lleva a cabo una serie de análisis modales espectrales (o análisis modales en el tiempo), en tanto que para fines de diseño, se requieren dos análisis modales espectrales (o análisis modales en el tiempo), uno para la etapa elástica de comportamiento, *i.e.*, estructura sin daño, y el otro para la etapa inelástica de comportamiento, *i.e.*, estructura con daño.

Como se comentó anteriormente, la CCSR representa las propiedades de rigidez asociadas al modo fundamental de la estructura de MGD. En la fase de diseño, se considera que se incluye la participación de los modos superiores de vibrar en la respuesta, mediante el uso de análisis modales espectrales de los modelos lineales de la estructura, *i.e.*, el modelo sano para la primera etapa y el modelo con daño para la segunda etapa (Ayala, 2001). Esto se asume como válido, debido a que esta aproximación se basa en la hipótesis de que las propiedades modales del sistema de MGD, con comportamiento bilineal, están relacionadas directamente con la rigidez correspondiente a cada etapa de comportamiento. Lo que implica que, hasta el punto de fluencia de la CC bilineal simplificada, correspondiente a la estructura de MGD, la respuesta está definida por la combinación de la contribución modal asociada a sus propiedades de rigidez iniciales (elásticas) (Fig. 4.5a) y, de forma análoga, una vez que en el sistema se ha alcanzado el estado de daño, la respuesta máxima se define mediante la combinación de las contribuciones modales asociadas al estado de post-fluencia (4.5b). Para obtener la combinación de los modos de vibrar se puede utilizar cualquier regla de combinación modal válida, *e.g.*, CQC o SRSS.

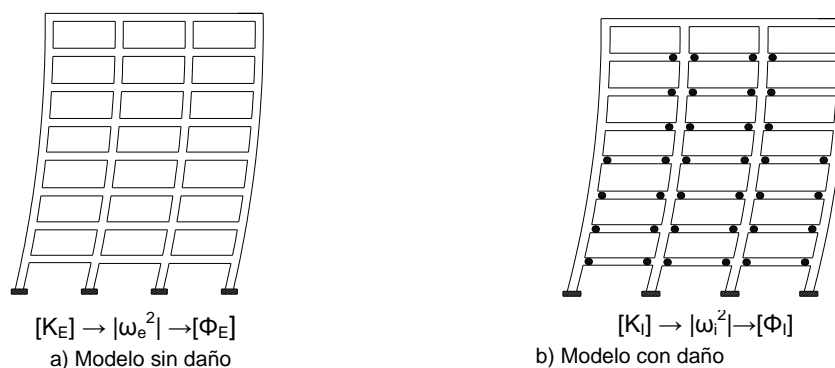


Figura 4.5. Propiedades dinámicas en los dos estados de comportamiento

En la fase de evaluación se incluye también la participación de los modos superiores de vibrar en la respuesta; mediante el uso de análisis modales espectrales, de los modelos elásticos lineales asociados a los diferentes estados de daño, para la construcción de la

curva de capacidad del sistema de múltiples grados de libertad, en términos del cortante basal y del desplazamiento de azotea.

Aunque la aplicación de análisis modales espectrales, usando reglas de combinación modal, es válida únicamente para sistemas elásticos, se acepta que también se puede aplicar para estimar la respuesta máxima de un sistema bilineal, debido a que considera que los cortantes últimos y de fluencia y los desplazamientos del sistema se pueden calcular, aproximadamente, mediante análisis modales espectrales correspondientes a los modelos elásticos asociados a los estados de comportamiento.

Además, los espectros de peligro uniforme, que son los que se deben usar en la aplicación del método propuesto, se escogen en función del valor de α y μ de la curva de comportamiento, considerándose implícitamente que estas propiedades son iguales para todos los modos. Esta hipótesis no necesariamente es cierta, pero si es consistente con los procedimientos aproximados de diseño en los que se hace uso de espectros de diseño como demanda sísmica, puesto que las fuerzas sísmicas de la estructura son inicialmente definidas por las propiedades del modo fundamental.

Los resultados obtenidos en esta investigación, para diferentes casos de estudio, muestran que usando análisis modales espectrales y una regla de combinación, e.g., CQC, en el método propuesto se obtiene una buena aproximación de la contribución de los modos superiores en estructuras que responden principalmente en su modo fundamental, cuando se someten a demandas sísmicas. Un ejemplo de este tipo de estructuras son los marcos, en los que a pesar de que se incursione en el rango inelástico de comportamiento, la respuesta está gobernada principalmente por el modo fundamental de vibrar.

La validez de los resultados obtenidos con la aplicación del método de diseño y evaluación propuesto, son tan buenos como los obtenidos con los métodos de diseño actuales y están limitados a estructuras que mantienen un aceptable nivel de regularidad modal (Ayala y Escamilla, 2011) durante su evolución en el rango de comportamiento inelástico. La regularidad modal depende de la configuración estructural, de las características de la demanda sísmica correspondientes al estado límite considerado en el diseño y del modelo estructural usado para representar, en forma equivalente, el daño estructural en condiciones de diseño. Asignar el daño mediante articulaciones en los extremos de los elementos, como se hace en este método de diseño, puede en muchos casos no ser la mejor opción puesto que con esta idealización se desprecia la rigidez equivalente que una sección dañada tiene cuando responde en el rango inelástico con un comportamiento histerético.

4.3. Puntos característicos de la CC y CCSR

De acuerdo con lo comentado anteriormente, los puntos característicos que definen una CC, idealizada como bilineal, son el desplazamiento de fluencia, el desplazamiento último, el cortante basal, asociado al desplazamiento de fluencia y último, la ductilidad, y la relación rigidez inicial a rigidez post-fluencia (Fig. 4.1a); y, para una CCSR son el desplazamiento de fluencia, el desplazamiento último, las resistencias, asociadas al desplazamiento de fluencia y último, la ductilidad, y la relación rigidez inicial a rigidez post-fluencia (Fig. 4.1b). En el caso de la CC, estos puntos están asociados al comportamiento y las propiedades de toda la estructura mientras que para la CCSR corresponden a las de un modo de fundamental de vibrar de una estructura de MGD.

En el método propuesto, para fines de evaluación es necesario calcular la CC de la estructura; la cual, regularmente se construye a partir de una sucesión de análisis como se explicará más adelante, por lo que al definir dicha curva se definen sus puntos característicos. Para fines de diseño, se requiere encontrar la CCSR, a partir de la cual se infiere la estructura, y sus puntos característicos quedan definidos en función de un desplazamiento máximo en el nodo de control, asociado a un estado límite, de un desplazamiento de fluencia que es función de la geometría y de las propiedades de los materiales usados, de las rigideces en el estado elástico y post-fluencia y de los parámetros derivados a partir de estos (ductilidad y relación entre la rigidez post-fluencia a rigidez inicial). La forma en la que se definen estos parámetros se explican detalladamente en los pasos del procedimiento de diseño, salvo el desplazamiento de fluencia; el cual, se debe estimar usando expresiones empíricas disponibles en la literatura; de acuerdo con los resultados obtenidos de la implementación del método de diseño se recomienda usar las expresiones propuestas en las referencias Priestley *et al.* (2007) y López (2009); sin embargo, es importante comentar que con estas expresiones se estima un valor aproximado de este parámetro, pero el valor definitivo queda definido de acuerdo con el refuerzo proporcionado en los elementos estructurales.

4.4. Distribuciones de daño

Una distribución de daño es la localización en la estructura de los elementos que se comporten inelásticamente; la cual se define en función del nivel de desempeño que se esté estudiando, de tal forma que para diferentes niveles de desempeño (o estados límite) se deberían tener diferentes distribuciones de daño (Fig. 4.6).

En el método de diseño y/o evaluación el daño se modela de manera simple asignando articulaciones con una rigidez reducida (o nula) en los extremos de los elementos donde se acepta la incursión en el rango de comportamiento inelástico.

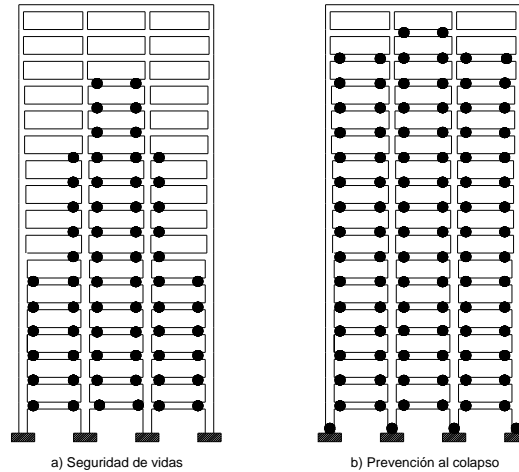


Figura 4.6. Distribuciones de daño para diferentes estados límite

4.4.1. Criterios generales para definir una distribución de daño aceptable

- Garantizar un mecanismo de comportamiento estable, *i.e.*, columna fuerte-viga débil, por lo que se debe colocar el daño solo en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer nivel.
- Proponer el daño en las vigas de los niveles inferiores, ya que regularmente en los niveles superiores la intensidad de la demanda sísmica es baja, por lo que no se alcanza la fluencia en este tipo de elementos.
- Proponer distribuciones simétricas.
- Evitar distribuciones irregulares.

4.4.2. Procedimiento para definir una distribución de daño aceptable

Para definir una distribución de daño “aceptable”, se debe seleccionar una distribución consistente con el comportamiento real de la estructura; es decir, el daño se acepta que se presente en los elementos más demandados con relación a su capacidad.

Para obtener una propuesta de distribución de daño, se recomienda seguir los siguientes pasos:

1. Se construye un modelo elástico del sistema estructural a partir de un diseño preliminar.

2. Se lleva a cabo un análisis modal espectral (o modal en el tiempo) del modelo para las cargas gravitacionales (C.G.) y para un espectro (o registro sísmico) utilizado en el diseño de la estructura preliminar (C.S.), para el 100% de la intensidad.
3. A partir de los resultados anteriores, se obtienen las fuerzas internas producidas por las acciones gravitacionales y sísmicas.
4. Se verifica que las fuerzas internas producidas por las cargas gravitacionales no superen las resistencias de los elementos. Con esto se revisa que ningún elemento fluya ante cargas gravitacionales.
5. Se obtiene la relación (RR) entre la resistencia del elemento y las fuerzas internas producidas por la combinación de las cargas gravitacionales y sísmicas, usando la ecuación 4.1.

$$RR = \frac{\text{Resistencia del elemento}}{\text{Fuerzas internas actuantes (C.G. + C.S.)}} \quad (4.1)$$

6. Se acepta que se presente daño en los extremos de los elementos para los cuales la relación RR es mayor o igual al 80%.
7. Se evalúa a qué nivel de intensidad sísmica se presenta la distribución de daño resultante. Esto se hace calculando el factor (FI) que mide la cantidad de fuerza interna que debe ser suministrada al elemento para que se supere su resistencia e inicie su fluencia. El valor máximo de FI, de los elementos que se aceptan presenten comportamiento inelásticos, es considerado como la intensidad del sismo a la cual ocurre la distribución de daño propuesta, mediante la ecuación 4.2.

$$FI = \frac{\text{Resistencia} - \text{Fuerza interna actuante (C.G.)}}{\text{Fuerzas interna actuantes (C.S.)}} \quad (4.2)$$

8. Se verifica que este valor sea consistente con el nivel de desempeño de diseño, de no ser así se debe modificar la distribución de daño propuesta.

4.5. Demandas sísmicas

En la práctica, la demanda sísmica se debería definir por medio de espectros de peligro uniforme para el sitio donde se construirá la estructura, obtenidos mediante procedimientos consistentes con la filosofía de diseño sísmico basada en desempeño, en donde los niveles de diseño sísmico sean definidos por tasas de excedencia de un índice de desempeño más que por tasas de excedencia de una intensidad sísmica (Niño y Ayala, 2012). Sin embargo, en el mejor de los casos, actualmente la demanda se define mediante espectros de peligro uniforme para una tasa de excedencia de una intensidad sísmica, ya que en la mayoría de los reglamentos vigentes, esta demanda se define mediante espectros de diseño elásticos (suavizados); los cuales, para fines de diseño inelásticos, se reducen mediante factores a partir de los cuales se intenta definir un espectro inelástico. Las incertidumbres que se generan con estas formas de caracterizar las demandas sísmicas conllevan a perder el control del desempeño, dado que se utilizan demandas no realistas.

De acuerdo con lo anterior, la idea final es tanto en el método de diseño como en el de evaluación, se usen espectros de peligro uniforme para una tasa de excedencia de un nivel de desempeño como demanda sísmica, sin embargo, el planteamiento del método se hizo de tal manera que se puede usar cualquier tipo de espectros, limitándose la precisión en sus resultados en función de la precisión en la caracterización de la demanda sísmica.

4.6. Propiedades de las secciones

Para garantizar el desempeño de una estructura ante las demandas de diseño, también es importante que se caractericen adecuadamente las diferentes propiedades de los elementos que conforman la estructura, *i.e.*, en la medida que se usan propiedades lejanas a la realidad se tendrá un menor control del desempeño real de la estructura bajo las demandas de diseño (o evaluación). Debido a esto, en este trabajo de investigación, se llevó a cabo una revisión de diferentes expresiones empíricas usadas para caracterizar el comportamiento de los elementos de concreto reforzado (Castellanos *et al.*, 2010). Se hizo un estudio estadístico de los resultados de los análisis de modelos de fibras de secciones de vigas y columnas de concreto reforzado con diferentes dimensiones y relaciones de aspecto, cuantías de refuerzo longitudinal, carga axial y refuerzo de confinamiento, típicamente usados en la práctica del diseño estructural de edificios. Se caracterizaron los diagramas momento-curvatura de las secciones mediante una representación bilineal que conservaba la pendiente inicial (secante al punto de fluencia) y el área bajo la curva correspondiente a la energía de deformación desarrollada; a partir de esta representación bilineal, se estudiaron algunas de las

expresiones utilizadas para estimar la curvatura de fluencia, la resistencia y la rigidez de una sección. A partir de los resultados obtenidos de este estudio se observó que las expresiones para calcular estos parámetros propuestas en la referencia de Priestley *et al.* (2007), para el tipo de materiales y de elementos usados en la práctica del diseño estructural de México, tiene una aceptable aproximación, por lo que se recomienda que se utilicen en tanto no se definan nuevas con mejor precisión.

Capítulo 5

Método propuesto de diseño sísmico basado en desplazamientos

5.1. Generalidades

Se presenta un método de diseño sísmico basado en desplazamientos para edificios formados por marcos de concreto reforzado, en el cual se considera de forma explícita el comportamiento no lineal de las estructuras.

En este método de diseño se obtienen directamente las resistencias de todos los elementos estructurales; *i.e.*, los que se acepta que desarrollen comportamiento inelástico y los que deben permanecer elásticos durante la demanda de diseño, garantizando el cumplimiento de un desplazamiento objetivo y de una distribución de daño predefinida; y por tanto, un control adecuado del desempeño de la estructura diseñada.

En el método de diseño se construye una curva de comportamiento bilineal asociada al modo fundamental de una estructura de MGD, a partir de las propiedades elásticas y de una propuesta de distribución de daño congruente con la filosofía columna fuerte-viga débil. Para construir esta curva es necesario definir las pendientes de las ramas asociadas a las dos etapas de comportamiento y sus desplazamientos correspondientes. Las pendientes de las ramas se definen mediante análisis de valores característicos de los modelos elásticos simplificados representativos de cada etapa; el desplazamiento de fluencia, asociado a la primera etapa, se calcula de acuerdo con las propiedades geométricas y de los materiales de la estructura; y el desplazamiento último se determina en función del límite de la distorsión de entrepiso del nivel de desempeño.

5.2. Método de diseño sísmico basado en desplazamientos

En la Fig. 5.1 se muestra el diagrama de flujo que se debe seguir para implementar el método de diseño propuesto. La aplicación de este método consta de los siguientes pasos:

1. Realizar un diseño preliminar de la estructura

Se lleva a cabo un diseño preliminar de la estructura para definir la configuración estructural, las dimensiones de las secciones y una distribución de rigideces inicial.

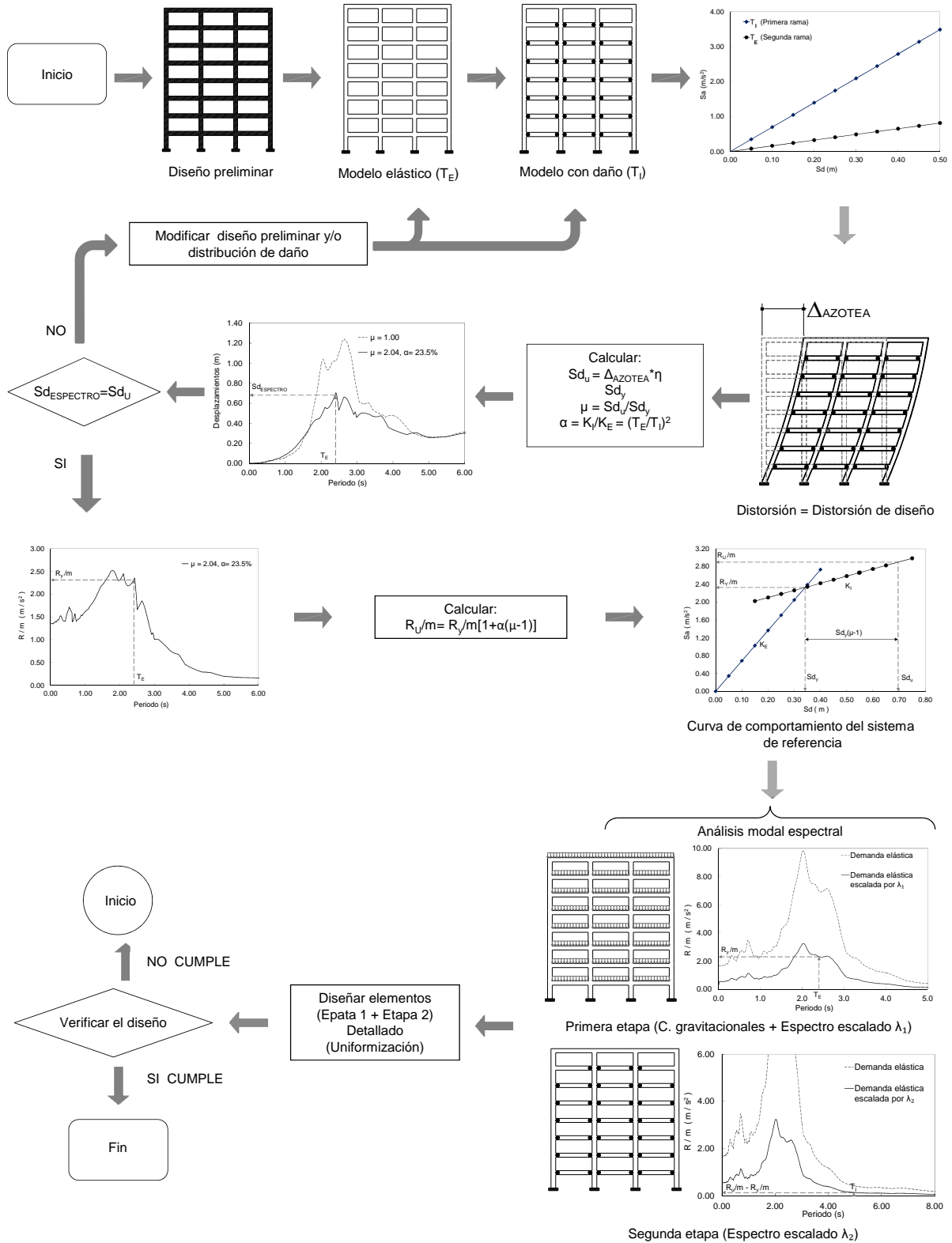


Figura 5.1. Diagrama de flujo del método de diseño sísmico basado en desplazamientos con control de daño

El diseño preliminar se puede obtener a partir del diseño de la estructura ante cargas gravitacionales y cargas laterales, usando métodos de diseño tradicionales basados en fuerzas, o de acuerdo con la experiencia del diseñador. Debido a que en la parte final del proceso de diseño se realiza una uniformización de las características de los elementos, a fin de obtener un diseño realista (construible), se recomienda que el diseño preliminar de la estructura sea uniformizado de tal forma que el diseño obtenido con la aplicación de este método también lo sea.

2. Construir un modelo elástico

A partir de la estructura definida en el paso anterior, se construye un modelo elástico (Fig. 5.2). Se efectúa un análisis de valores característicos de dicho modelo, y se obtiene el periodo fundamental (T_E), con el cual se definirá la pendiente de la rama inicial (rigidez elástica, K_E) de la CCSR usando la ecuación 5.1. Para caracterizar adecuadamente las propiedades de los elementos estructurales es necesario usar las rigideces efectivas.

$$S_a = \omega_E^2 S_d = \left(\frac{2\pi}{T_E} \right)^2 S_d \quad (5.1)$$

donde S_a es la pseudo-aceleración, ω_e es la frecuencia natural de vibrar (en radianes) y S_d es el desplazamiento espectral.

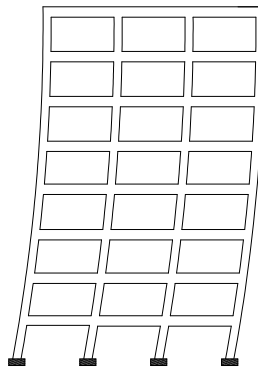


Figura 5.2. Modelo elástico (T_E)

3. Construir un modelo con daño

A partir del modelo elástico se construye un modelo, al que se denominará modelo con daño, definido a partir de una distribución de daño racional asociada al nivel de

desempeño de diseño. Esta distribución de daño se introduce en el modelo elástico por medio de articulaciones en los extremos de los elementos donde se acepta ocurra comportamiento inelástico, *i.e.*, daño (Fig. 5.3). Se efectúa un análisis de valores característicos de este modelo, y se obtiene el periodo fundamental (T_I), con el cual se definirá la pendiente de la rama subsecuente de la CCSR (rigidez post-fluencia, K_I) utilizando la ecuación 5.1, sustituyendo el valor de T_E por T_I .

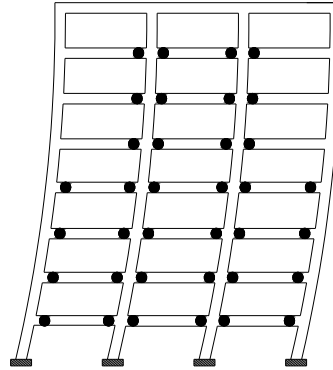


Figura 5.3. Modelo con daño (T_I)

Como se comentó anteriormente, a partir de los resultados de los análisis de valores característicos para los modelos elástico y con daño, se definen las pendientes de las dos ramas de comportamiento de la CCSR (Fig. 5.4). Hasta este punto, se conocen las dos pendientes pero aún no se define el punto de intersección de dichas líneas, *i.e.*, el punto donde en la CCSR se presenta el cambio de rigidez.

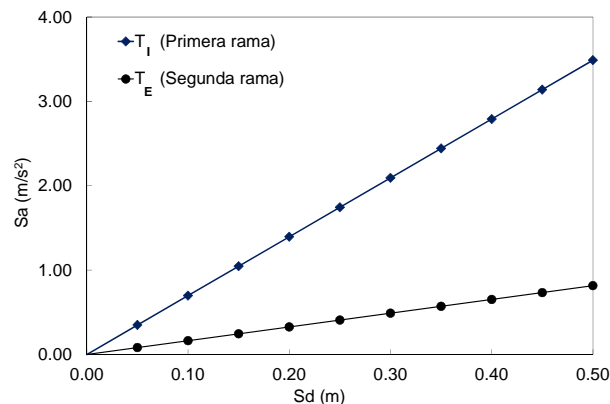


Figura 5.4. Ramas de la curva de comportamiento del sistema de referencia asociados a los periodos T_E y T_I

4. Obtener el desplazamiento objetivo de la CCSR

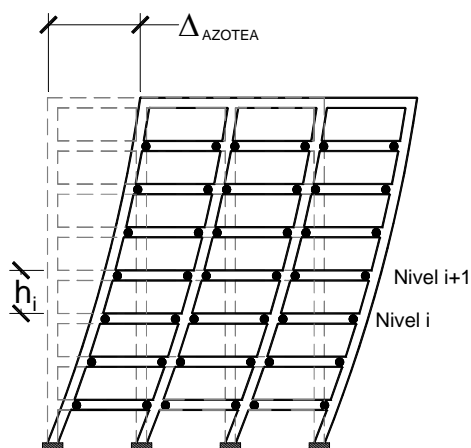
Este desplazamiento se define en función a los valores máximos permisibles, en reglamentos o normas de diseño, de los desplazamientos relativos o de las distorsiones de entrepiso correspondientes al nivel de desempeño de diseño. Para calcular el desplazamiento objetivo de la CCSR (S_{d_u}), primero se determina el desplazamiento ocurrido en la azotea (Δ_{AZOTEA}) cuando en algún entrepiso se alcanza la distorsión de diseño, a partir del cual se obtiene el correspondiente al modo fundamental, usando las ecuaciones 5.2 o 5.3. Se utiliza la configuración de desplazamientos laterales del modelo con daño (Fig. 5.5).

$$S_{d_u} = \frac{\Delta_{AZOTEA}}{\Gamma_1 \phi_{AZOTEA}} \quad (5.2)$$

donde Γ_1 es el factor de participación del modo fundamental y ϕ_{azotea} es la coordenada en la azotea de la forma modal correspondiente al modo fundamental.

$$S_{d_u} = \eta \times \Delta_{AZOTEA} \quad (5.3)$$

donde η es el relación entre el desplazamiento de azotea correspondiente al modo fundamental y el desplazamiento de azotea correspondiente a todos los modos.



$$\text{Distorsión de diseño} = \frac{\Delta_{i+1} - \Delta_i}{h_i}$$

Figura 5.5. Obtención del desplazamiento objetivo

5. Calcular el desplazamiento de fluencia de la CCSR

El desplazamiento de fluencia de la CCSR (Sd_y) se calcula utilizando expresiones válidas de acuerdo con la geometría y las propiedades de los materiales.

6. Determinar la relación entre la rigidez post-fluencia a la rigidez inicial y la ductilidad de la CCSR

Se obtiene la relación entre la rigidez post-fluencia a rigidez inicial (α) usando la ecuación 5.4. Esta relación es función de la distribución de daño.

$$\alpha = \frac{K_2}{K_1} = \left(\frac{T_1}{T_2} \right)^2 \quad (5.4)$$

La ductilidad de la CCSR (μ) se calcula, a partir de los desplazamientos definidos anteriormente, usando la ecuación 5.5.

$$\mu = \frac{Sd_u}{Sd_y} \quad (5.5)$$

Tanto el valor de α como μ modifican las ordenadas de los espectros inelásticos requeridos en este método de diseño.

7. Verificar que el desplazamiento objetivo de la CCSR corresponda con el desplazamiento inelástico del periodo T_E

A partir de un espectro inelástico de desplazamientos, asociado al valor de α y de μ calculados en el paso anterior, se obtiene el desplazamiento espectral ($Sd_{ESPECTRO}$) correspondiente al periodo fundamental del modelo elástico, T_E (Fig. 5.6).

Se compara el valor $Sd_{ESPECTRO}$ con el desplazamiento objetivo de la CCSR (Sd_u); si son iguales (se acepta con una diferencia de $\pm 5\%$) se continúa con el proceso; si no, se modifica la estructura inicial y/o la distribución de daño propuesta y se regresa al paso 2 ó 3, dependiendo de qué se decida cambiar, hasta que se satisfaga la igualdad entre dichos desplazamientos. Si se opta por modificar la distribución de daño se debe garantizar que esta siga siendo consistente con el estado límite de diseño.

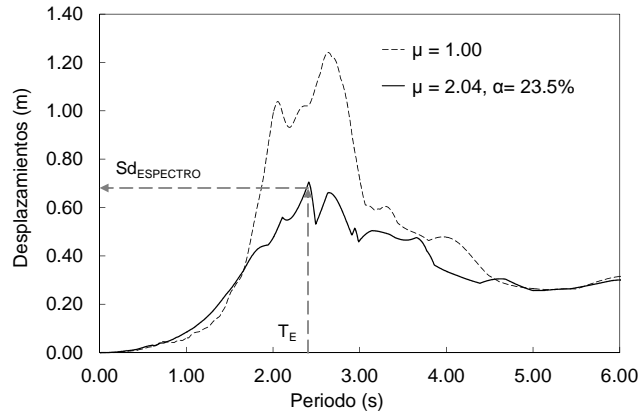


Figura 5.6. Desplazamiento del espectro inelástico correspondiente a T_E

Alternativamente, si en la primera iteración los desplazamientos no son iguales, se puede obtener directamente del espectro inelástico de desplazamientos el periodo ($T_{REQUERIDO}$) que satisface el desplazamiento objetivo (Fig. 5.7). Posteriormente, se ajusta la rigidez inicial de la estructura hasta alcanzar dicho periodo, de tal manera que la distribución de rigideces a lo largo de la altura no cambie significativamente y, en consecuencia, no se modifique en forma importante la configuración deformada del modelo dañado, con lo que se asume que el sistema tendrá la misma ductilidad y la misma relación rigidez post-fluencia a rigidez inicial. Si no es posible mantener la distribución de rigideces se deberá verificar que la configuración deformada de los modelos dañados (diseño preliminar y diseño que satisface el desplazamiento objetivo) sea aproximadamente la misma; de lo contrario, se deben recalcular los desplazamientos objetivo y de fluencia, la relación rigidez post-fluencia a rigidez inicial y la ductilidad de la CCSR hasta encontrar un diseño satisfactorio.

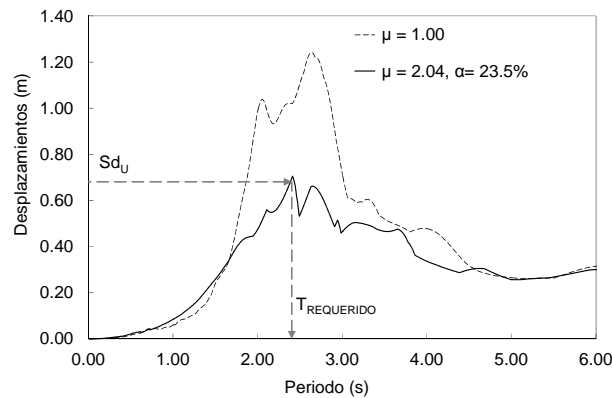


Figura 5.7. Obtención del periodo requerido, $T_{REQUERIDO}$, para alcanzar el desplazamiento objetivo

8. Calcular la resistencia R_y/m de la CCSR

Una vez que se encuentra el periodo de la estructura para el cual se cumple con el desplazamiento objetivo, se obtiene la resistencia de fluencia (R_y/m), correspondiente a dicho periodo a partir de un espectro inelástico de resistencia por unidad de masa, asociado al valor de α y de μ calculados anteriormente (Fig. 5.8).

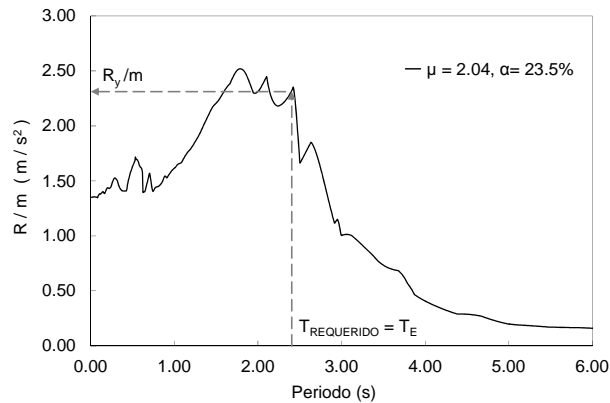


Figura 5.8. Resistencia correspondiente a $T_{\text{REQUERIDO}} = T_E$

9. Calcular la resistencia R_u/m de la CCSR

Se obtiene la resistencia última, R_u/m , de la CCSR, usando la ecuación 5.6.

$$R_u/m = R_y/m \times (1 + (\alpha \times (\mu - 1))) \quad (5.6)$$

10. Construcción de la CCSR

Con los valores obtenidos para el desplazamiento de fluencia, el desplazamiento último, la resistencia de fluencia, la resistencia última, la rigidez inicial, la rigidez post-fluencia, la ductilidad y la relación de rigidez post-fluencia a rigidez inicial se construye la curva de comportamiento del sistema de referencia (Fig. 5.9).

11. Obtener las fuerzas de diseño para los elementos estructurales

Para obtener las fuerzas de diseño de los elementos estructurales se realizan dos análisis modales espectrales, uno para el modelo elástico, en el cual se incluyen las cargas gravitacionales y como demanda sísmica se usa un espectro elástico escalado por el factor λ_1 , definido como el cociente entre la resistencia por unidad de masa al punto de fluencia (R_y/m) de la CCSR y la pseudo-aceleración correspondiente al periodo

T_E en el espectro; es decir, la pseudo-aceleración elástica se iguala a la resistencia de fluencia R_y/m (Fig. 5.10a). El segundo análisis se realiza para el modelo con daño, usando como demanda sísmica un espectro elástico escalado por el factor λ_2 , el cual se define mediante el cociente entre la diferencia de la resistencia última y la de fluencia por unidad de masa y la pseudo-aceleración correspondiente al periodo T_1 en el espectro elástico, de tal manera que la pseudo-aceleración elástica coincida con la diferencia entre dichas resistencias (Fig.5.10b). Las fuerzas de diseño para los elementos que aceptan y que no aceptan daño se obtiene sumando los dos análisis anteriores.

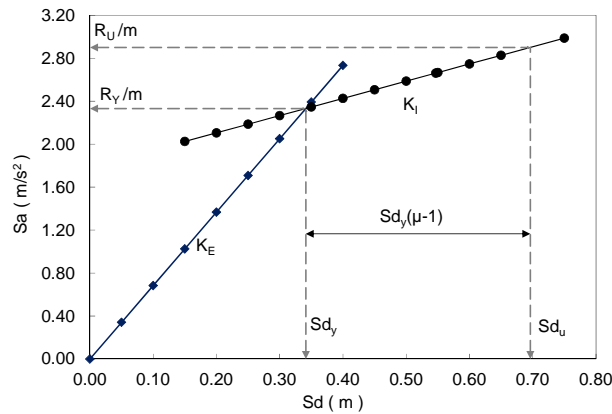


Figura 5.9. Curva de comportamiento del sistema de referencia

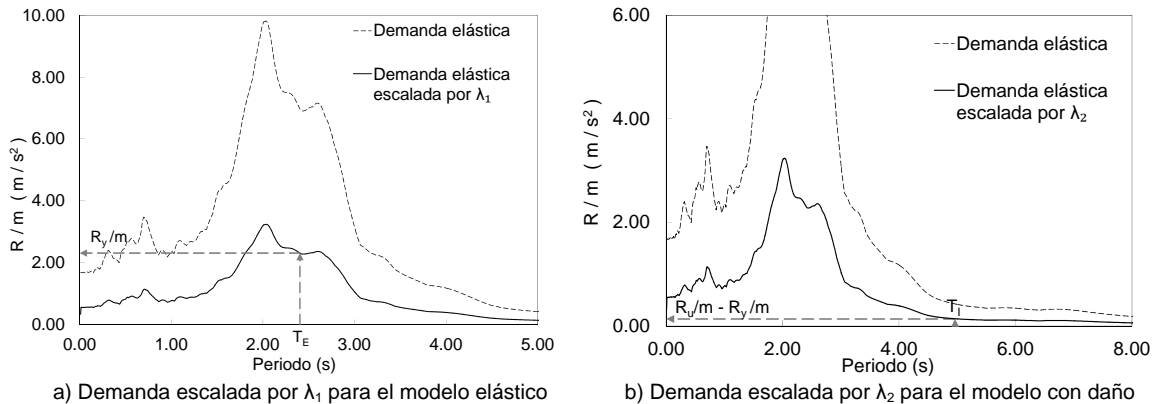


Figura 5.10. Espectros elásticos de resistencias escalados usado en los análisis modales espectrales

12. Diseñar los elementos estructurales

Se diseñan los elementos estructurales para resistir las demandas calculadas en el punto anterior, usando los criterios y especificaciones contenidas en los reglamentos de diseño estructural.

Se supone que al aplicar este método se calculan directamente las demandas de diseño para todos los elementos, *i.e.*, los elementos que tendrán comportamiento inelástico y los que se mantendrán elásticos; sin embargo, se debe verificar que en el diseño se cumpla con el mecanismo columna fuerte-viga débil, *i.e.*, que en todos los nodos de la estructura las resistencias de las columnas sean mayores que las de las vigas, salvo que se tenga una distribución de daño, poco deseable, en donde se acepte comportamiento inelástico en las columnas de los niveles superiores al primero. Además, se debe obtener un diseño viable desde el punto de vista constructivo, por lo que los diseños resultantes se deben uniformizar de tal manera que no se modifique el desempeño estructural estimado; para lograr lo anterior, es necesario que durante el proceso de uniformización se mantenga la rigidez y la resistencia del entrepiso.

13. Verificar el diseño

Se verifica que el diseño final (uniformizado) satisfaga los parámetros usados en el proceso de diseño y que cumpla con los objetivos de diseño, de ser así, el proceso de diseño finaliza; de lo contrario, se regresa al inicio, se modifica la estructura y/o la distribución de daño y se realiza nuevamente todo el proceso de diseño hasta encontrar una solución satisfactoria.

5.3. Ejemplos de aplicación

Para ilustrar la aplicación del método de diseño propuesto se presenta el diseño de seis marcos de concreto reforzado, un marco regular de 8 niveles, un marco irregular en elevación de 8 niveles, un marco irregular en elevación de 12 niveles, un marco irregular en planta de 12 niveles, un marco regular de 17 niveles y un marco regular de 25 niveles.

Las consideraciones generales que se hicieron en el diseño de estos ejemplos son las siguientes:

1. El diseño preliminar se hizo utilizando el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (RCDF-2004), con excepción del ejemplo del marco irregular en planta de 12 niveles en el que se tomó como diseño preliminar la geometría indicada en la referencia Priestley *et al.* (2007).

2. El desplazamiento objetivo en la azotea se definió con base en los límites de distorsiones máximas de entrepiso estipuladas en FEMA 273 (1997) y las indicadas en el Apéndice A del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (RCDF-2004).
3. Los momentos de inercia para las columnas fueron calculados a partir de la sección gruesa y para vigas fueron el 50% de los estimados usando la sección gruesa, salvo en el ejemplo correspondiente al marco de 12 niveles irregular en planta, en donde se utilizó el 75% y 50% de los calculados con las propiedades de la sección gruesa para columnas y vigas respectivamente.
4. Las propiedades nominales de los materiales usadas en el diseño se muestran en la tabla 5.1.

Tabla 5.1. Propiedades nominales de los materiales

Tipo de marco	Concreto			Acero de refuerzo	
	Resistencia a la compresión	Módulo de elasticidad	Peso volumétrico	Resistencia de fluencia	Módulo de elasticidad
	f'_c	E_c	γ_c	f_y	E_s
	kN/m ² (kg/cm ²)	kN/m ² (kg/cm ²)	kN/m ³ (kg/m ³)	kN/m ² (kg/cm ²)	kN/m ² (kg/cm ²)
8 niveles (regular)	2.45x10 ⁴ (250)	21.71x10 ⁶ (221359)	23.54 (2400)	4.12x10 ⁵ (4200)	1.96x10 ⁸ (2x10 ⁶)
8 niveles (irregular en elevación)	2.45x10 ⁴ (250)	21.71x10 ⁶ (221359)	23.54 (2400)	4.12x10 ⁵ (4200)	1.96x10 ⁸ (2x10 ⁶)
12 niveles (irregular en elevación)	2.45x10 ⁴ (250)	21.71x10 ⁶ (221359)	23.54 (2400)	4.12x10 ⁵ (4200)	1.96x10 ⁸ (2x10 ⁶)
12 niveles (irregular en planta)	3.00x10 ⁴ (306)	27.00x10 ⁶ (275366)	23.54 (2400)	4.50x10 ⁵ (4590)	2.00x10 ⁸ (2.039x10 ⁶)
17 niveles (regular)	2.45x10 ⁴ (250)	21.71x10 ⁶ (221359)	23.54 (2400)	4.12x10 ⁵ (4200)	1.96x10 ⁸ (2x10 ⁶)
25 niveles (regular)	2.45x10 ⁴ (250)	21.71x10 ⁶ (221359)	23.54 (2400)	4.12x10 ⁵ (4200)	1.96x10 ⁸ (2x10 ⁶)

5. Las cargas reglamentarias que se utilizaron en el análisis y diseño para todos los ejemplos, excepto el marco de 12 niveles irregular en planta, se muestran en la tabla 5.2, las cuales corresponden a edificaciones para un tipo de uso de oficinas.
Las cargas que se usaron para el ejemplo del marco irregular en planta de 12 niveles fueron 38.63 kN/ml (3939.39 kg/ml) para el primer nivel, 35.66 kN/ml (3636.36 kg/ml) del

segundo al onceavo nivel y 41.60 kN/ml (4242.42 kg/ml) para la azotea, las cuales fueron tomadas desde la referencia Priestley *et al.* (2007).

Tabla 5.2. Cargas actuantes para el diseño de los marcos

Descripción	Entrepiso	Azotea
	kg/m ²	kg/m ²
Cargas muertas		
Losa de 12 cm de espesor	290	290
Acabado de piso	100	100
Muros divisorios	160	
Sobrecarga reglamentaria	60	60
Enladrillado e impermeabilizado		70
Equipos e instalaciones		90
Total	610	610
Cargas vivas		
Gravitacional	250	100
Sismo	180	70

6. La distribución de daño propuesta (localización de las articulaciones plásticas) se hizo acorde con la filosofía de comportamiento columna fuerte-viga débil.
7. Se asume que en todas las estructuras las losas actúan como diafragmas rígidos en el plano; pero por simplicidad no se consideran en el cálculo de la rigidez y resistencia de las vigas, pero se asume que en diseños reales se tomará en cuenta dicha contribución, de tal manera que las propiedades de las vigas estén definidas como secciones tipo T.
8. Se considera que los marcos tienen una cimentación rígida.
9. Se utilizó como demanda sísmica un conjunto de espectros de respuesta correspondientes a la componente este-oeste de la señal sísmica registrada en la estación SCT durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 ocurrido en Michoacán, México (Fig. 5.11), estos espectros fueron definidos acorde con los requerimientos de diseño para cada ejemplo.

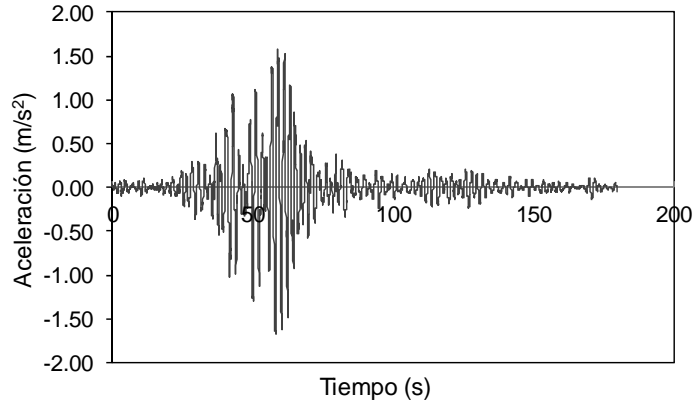


Figura 5.11. Componente este-oeste del registro sísmico en la estación SCT para el sismo ocurrido en Michoacán el 19/09/1985

Se seleccionaron espectros de respuesta de un registro sísmico con la intención de evaluar directamente la eficacia del método de diseño al comparar sus resultados (comportamiento supuesto en el diseño) con los obtenidos de análisis dinámicos no lineales paso a paso de la estructura diseñada para este registro (desempeño observado).

Los espectros de respuesta se obtuvieron usando el programa Degtra A4 V5.1 (Ordaz y Montoya, 2005). Los análisis elásticos se llevaron a cabo en el programa SAP2000 (CSI, 2006) y los análisis dinámicos no lineales paso a paso se realizaron en el programa DRAIN 2D-X Versión 1.10 (Prakash *et al.*, 1993) usando las siguientes consideraciones:

- Se utilizó un modelo histerético bilineal estable con comportamiento elasto-plástico en el modelado de columnas y vigas.
- Se consideró una matriz de amortiguamiento proporcional a la masa y la rigidez inicial (amortiguamiento de Rayleigh).
- Se consideró la interacción de carga axial y momento en el modelado de columnas.
- No se consideraron efectos $P-\Delta$.
- Se utilizaron momentos de fluencia nominales para vigas y columnas sin considerar ningún criterio de uniformización.

El programa DRAIN 2D-X emplea un modelo de plasticidad concentrada, el cual no necesariamente refleja el comportamiento real de los elementos estructurales como vigas ó columnas, ya que en este tipo de elementos las articulaciones plásticas (daño) tienen una longitud, y un modelo de plasticidad distribuida puede representar mejor su comportamiento; sin embargo, después de hacer una comparativa entre los resultados obtenidos con el

DRAIN 2D-X y otros programas que utilizan modelos de plasticidad diferentes (CANNY-E; Li,1996 y Ruaumoko; Carr, 2004), se concluyó que los resultados, para los parámetros de interés en este trabajo, son aceptables. Debido a esto, y al fácil manejo que se tiene en este programa de los parámetros que influyen en la respuesta no lineal, se decidió utilizarlo en esta investigación para llevar a cabo los análisis dinámicos no lineales paso a paso.

Se seleccionaron estos marcos como ejemplos de diseño con la intención de incluir en este estudio el efecto en la precisión del método de la participación en la respuesta estructural de los modos superiores de vibrar (estructuras irregulares y altas), cambios de rigideces en elevación (marco de 8 niveles y de 12 niveles irregulares en elevación) y en planta (marco de 12 niveles irregular en planta). En la siguiente sección se detalla la aplicación del método de diseño y los resultados obtenidos para cada uno de los ejemplos presentados en este trabajo.

5.3.1. Edificio de 8 niveles (regular)

Se presenta el diseño de un marco regular de ocho niveles con una altura de entrepiso de 3.30 m y tres crujías iguales de 7.00 m, tal como se muestra en la Fig. 5.12. El ancho tributario de este marco es de 8.00 m.

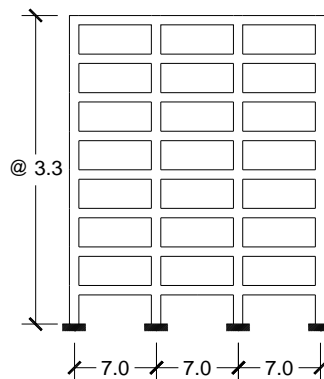


Figura 5.12. Geometría del marco plano regular de ocho niveles (dimensiones en metros)

Las dimensiones de las vigas y columnas, obtenidas a partir del diseño preliminar, se muestran en la tabla 5.3.

A partir de las dimensiones obtenidas en el diseño preliminar y de las propiedades de los materiales usadas en este trabajo, se construyó el modelo elástico del marco en el programa SAP2000 y se llevó a cabo un análisis de valores característicos para calcular sus

propiedades dinámicas; el periodo fundamental obtenido fue $T_E=1.36$ s con un factor de participación de masas de 0.81.

Tabla 5.3. Dimensiones de los elementos estructurales (diseño preliminar)

Tipo de elemento	Nivel	Sección transversal (m)
Vigas	1-8	0.45 X 0.75
Columnas	1-8	0.60 X 0.60

Se propuso la distribución de daño mostrada en la Fig. 5.13, en la cual solo se acepta la presencia de daño en los extremos de algunas vigas pero no en columnas, con lo que se es consistente con la filosofía columna fuerte-viga débil. De acuerdo con esta distribución, se modificó el modelo elástico, imponiéndole articulaciones en los extremos de las vigas para las que se acepta se presente comportamiento inelástico, al cual se le denomina modelo dañado. Se realiza un análisis de valores característicos para encontrar sus propiedades dinámicas; el periodo fundamental obtenido para este modelo fue de $T_I=3.16$ s con un factor de participación de masas de 0.83.

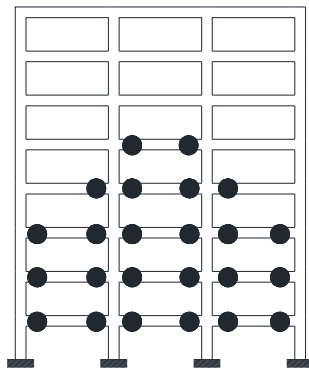


Figura 5.13. Distribución de daño propuesta

Para este diseño se tomó como límite de la distorsión de entrepiso el valor de 0.02 (2%). A partir del cual y de la configuración deformada del modelo dañado (Fig. 5.14) se estimó el desplazamiento objetivo de la curva de referencia. El desplazamiento en la azotea (Δ_{AZOTEA}), cuando se presentó la distorsión de diseño, fue de 0.25 m; en función de éste y de la información modal se determinó el desplazamiento objetivo de la CCSR ($Sd_u=0.19$ m).

Usando las expresiones propuestas en las referencias Priestley *et al.* (2007) y López (2009) se estimaron valores aproximados para el desplazamiento de fluencia de la CCSR. En este

ejemplo se optó por usar un valor, dentro del rango definido por estas expresiones, de tal forma que la ductilidad de diseño fuera 2.5 ($Sd_y=0.076$ m).

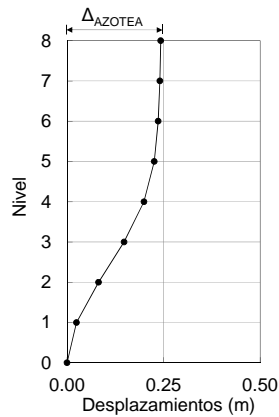


Figura 5.14. Configuración deformada del modelo con daño

Posteriormente, se calculó la relación entre la rigidez post-fluencia a rigidez inicial ($\alpha=19\%$) y la ductilidad de la CCSR ($\mu=2.5$), utilizando las ecuaciones 5.4 y 5.5, respectivamente. A partir de estos valores se construyó un espectro inelástico de desplazamientos y de este espectro se obtuvo el valor del desplazamiento asociado a T_E , $Sd_{ESPECTRO}=0.22$ m (Fig. 5.15).

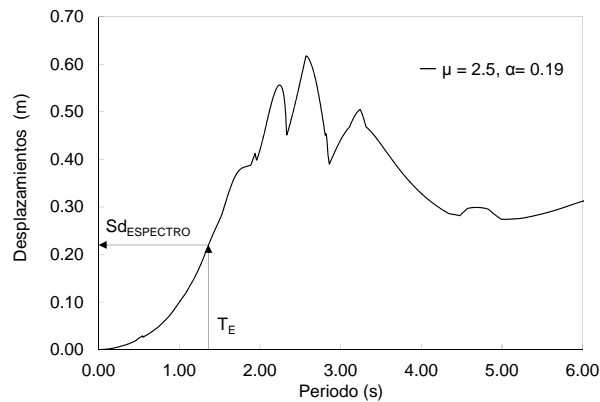


Figura 5.15. Desplazamiento del espectro inelástico correspondiente a T_E

Debido a que Sd_u fue diferente a $Sd_{ESPECTRO}$, se modificó la estructura obtenida en el diseño preliminar hasta que dichos desplazamientos fueron iguales. Del espectro inelástico de desplazamientos se obtuvo directamente el periodo ($T_{REQUERIDO}=1.28$ s) que satisface al desplazamiento objetivo ($Sd_u=0.19$ m), como se muestra en la Fig. 5.16.

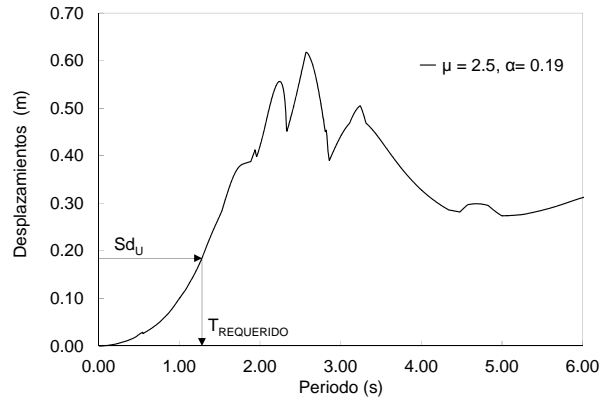


Figura 5.16. Obtención del periodo requerido para satisfacer el desplazamiento objetivo

Entonces, se modifica la geometría de las secciones de las vigas de la estructura inicial, de tal manera que esta nueva estructura cumpla con el periodo que satisface al desplazamiento objetivo. Las dimensiones de las vigas y columnas de esta estructura se muestran en la tabla 5.4.

Tabla 5.4. Dimensiones de los elementos estructurales

Tipo de elemento	Nivel	Sección transversal (m)
Vigas	1-8	0.45 X 0.80
Columnas	1-8	0.60 X 0.60

A partir de un análisis de valores característicos del modelo elástico de esta estructura se calcularon sus propiedades dinámicas ($T_{REQUERIDO}=1.28\text{ s}=T_E$ con un factor de participación de masas de 0.81). Se construyó el modelo dañado y se llevó a cabo un análisis de valores característicos para determinar sus propiedades dinámicas ($T_1=3.09\text{ s}$ con un factor de participación de masas de 0.84). Para estos periodos se recalculó la relación rigidez post-fluencia a rigidez inicial ($\alpha=17\%$) y la ductilidad fue la misma ($\mu=2.5$) debido a que la configuración deformada de esta estructura fue similar a la del diseño preliminar.

Se construyó un espectro inelástico de resistencias para estos valores de α y μ , del cual se obtuvo el valor de la resistencia de fluencia ($R_y/m=1.78\text{ m/s}^2$) correspondiente al T_E definitivo (Fig. 5.17).

A partir de los datos anteriores, y usando la ecuación 5.6, se obtuvo el valor de la resistencia última ($R_u/m=2.24\text{ m/s}^2$), con lo cual se definen todos los puntos característicos de la CCSR (Fig. 5.18), los cuales se resumen en la tabla 5.5.

Tabla 5.5. Puntos característicos de la CCSR

T_E (s)	T_I (s)	α	μ	Sd_u (m)	Sd_y (m)	R_y/m^2 (m/s ²)	R_u (m/s ²)
1.28	3.09	0.17	2.50	0.19	0.076	1.78	2.24

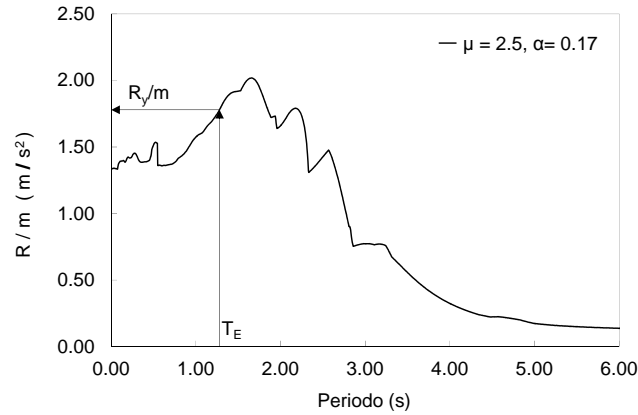


Figura 5.17. Obtención de la resistencia R_y/m

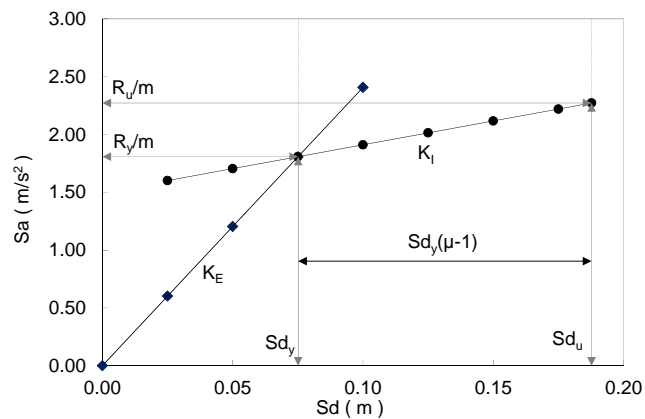


Figura 5.18. Curva de comportamiento del sistema de referencia

Con la información obtenida en la CCSR y las ordenadas de aceleración del espectro elástico se determinaron los factores de escala ($\lambda_1=0.64$ y $\lambda_2=0.18$). En este ejemplo, se utilizaron análisis modales en el tiempo, con la intención de evitar las incertidumbres que implicaría una regla de combinación modal, por lo que se escaló el registro por los valores de λ_1 y λ_2 correspondientes, y se llevaron a cabo los análisis de los modelos elástico y dañado, a través de los cuales se obtuvieron las fuerzas de diseño en los elementos estructurales.

Con la finalidad de validar los resultados obtenidos con el método de diseño propuesto, se llevó a cabo un análisis dinámico no lineal paso a paso de la estructura resultante en el

programa DRAIN 2D-X, cuyos resultados se consideran como los que realmente se presentarían en la estructura sujeta a esta demanda sísmica.

En la Fig. 5.19 se muestra la comparativa entre los desplazamientos y las distorsiones de entrepiso consideradas en el método de diseño y las observadas en el análisis no lineal en la fase intensa del registro, que fue cuando ocurrió la máxima distorsión de entrepiso. En esta figura se observa que se tiene una aceptable correspondencia entre las configuraciones esperadas y las calculadas, observándose mayores diferencias en los entrepisos que no son críticos, es decir aquellos en los que no ocurre la distorsión máxima, lo cual se considera que no es significativo puesto que la distorsión máxima se controló adecuadamente.

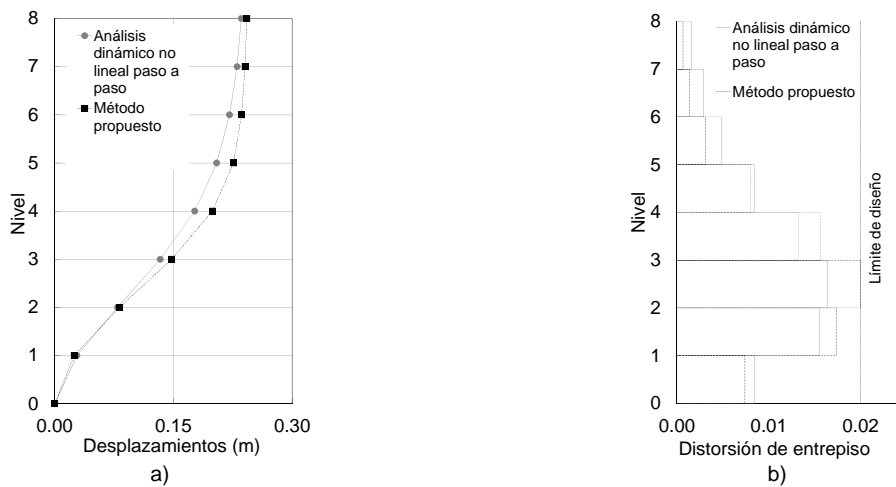


Figura 5.19. Comparación entre los resultados del método de diseño y los del análisis no lineal

En la Fig. 5.20 se muestra una comparativa entre la distribución de daño supuesta en el método de diseño y la obtenida del análisis no lineal; en esta última, se muestra la relación rotación plástica actuante vs rotación plástica permisible (0.01 para vigas y 0.02 para columnas) en escala de colores (Fig. 5.20b). Se observa que la distribución de daño obtenida del análisis no lineal es aproximadamente igual a la propuesta como objetivo de diseño, presentándose articulaciones en la base de las columnas del primer nivel poco significativas (menores a 0.0015) y articulaciones en los extremos de las vigas de acuerdo a la distribución de daño propuesta (menores a 0.011); por lo que se garantizó el mecanismo de columna fuerte-viga débil y se tuvo un control adecuado del nivel de demanda del comportamiento inelástico a nivel local.

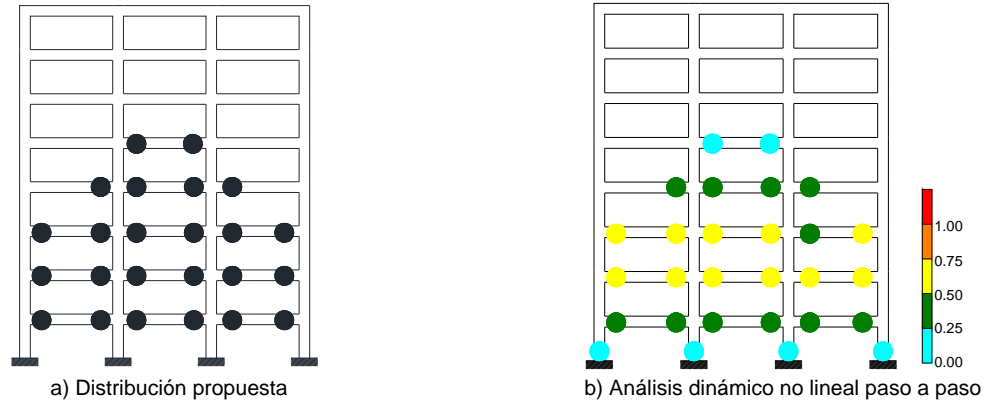


Figura 5.20. Comparación entre la distribución de daño considerada en el método de diseño y la del análisis no lineal

En la Fig. 5.21, se muestra la curva histerética de la estructura (cortante basal vs desplazamiento de azotea), y la CCSR. En esta figura se observa que el comportamiento global de la estructura es adecuado y consistente con lo considerado en el diseño de acuerdo con los datos de la CCSR.

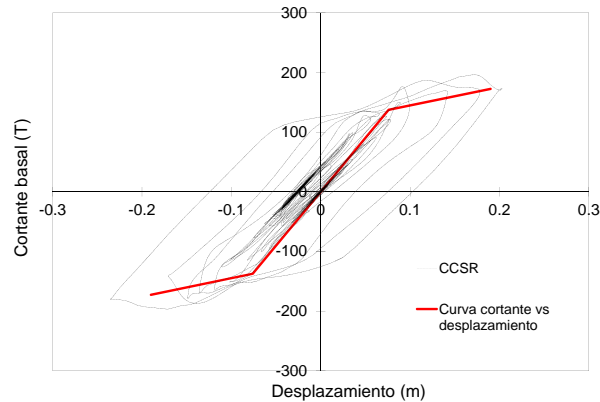


Figura 5.21. Curva histerética de la estructura

La comparativa entre los elementos mecánicos de las columnas, obtenidos con el método de diseño propuesto y los ocurridos en el análisis no lineal, muestran que con el método, la diferencia máxima en la carga axial fue de -14%, por otra parte para la fuerza cortante se presentaron diferencias entre un +17% y un -8% y finalmente para el momento flexionante ocurrieron diferencias entre +16% y -10%.

Para el caso de las vigas, se tuvieron diferencias entre el +8% y -8% para la fuerza cortante y para el momento flexionante fueron de +2% a -14%. En los porcentajes anteriores el signo más indica que con el método se subestimó y el signo menos que se sobrestimó.

Si bien es cierto, se presentaron diferencias del lado no conservador, estas ocurrieron para muy pocos elementos y en general las diferencias para la mayoría de las columnas y vigas se estimaron del orden de $\pm 5\%$ para todos los elementos mecánicos.

5.3.2. Edificio de 8 niveles (irregular en elevación)

Se presenta el diseño de un marco irregular en elevación de ocho niveles con una altura de entrepiso de 4.50 m para el primer nivel y de 3.00 m para el resto de los niveles; el marco tiene tres cruías desiguales, dos exteriores de 8.00 m y una interior de 4.00 m, tal como se muestra en la Fig. 5.22. El ancho tributario de este marco es de 8.00 m.

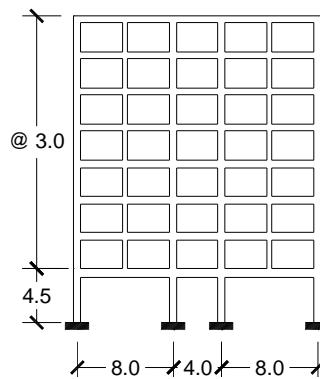


Figura 5.22. Geometría del marco plano irregular de ocho niveles (dimensiones en metros)

Las dimensiones de las vigas y columnas, obtenidas a partir del diseño preliminar, se muestran en la tabla 5.6.

Tabla 5.6. Dimensiones de los elementos estructurales (diseño preliminar)

Tipo de elemento	Nivel	Sección transversal (m)
Vigas	1	0.40 X 0.80
Vigas	2-4	0.30 X 0.70
Vigas	5-8	0.30 X 0.60
Columnas	1-2	0.60 X 0.60
Columnas	3-8	0.50 X 0.50
Columnas*	2-8	0.35 X 0.50

*Columna secundaria localizada a partir del segundo nivel a la mitad de los claros de 8 m (Fig. 5.20)

A partir de las dimensiones obtenidas en el diseño preliminar y de las propiedades de los materiales, se construyó el modelo elástico del marco y se llevó a cabo un análisis de valores característicos para determinar sus propiedades dinámicas; el periodo fundamental obtenido

fue $T_E=1.16$ s con un factor de participación de masas de 0.84. Se propuso la distribución de daño mostrada en la Fig. 5.23, en la cual solo se acepta la presencia de daño en los extremos de algunas vigas pero no en columnas. De acuerdo con esta distribución, se modificó el modelo elástico, imponiéndole articulaciones en los extremos de las vigas para las que se acepta se presente comportamiento inelástico, al cual se le denomina modelo dañado. Se realiza un análisis de valores característicos para encontrar sus propiedades dinámicas; el periodo fundamental obtenido para este modelo fue de $T_1=2.12$ s con un factor de participación de masas de 0.87.

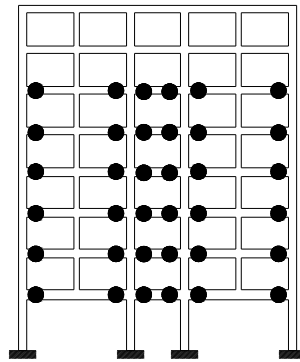


Figura 5.23. Distribución de daño propuesta

Para este diseño se tomó como límite de la distorsión de entrepiso el valor de 0.015 (1.5%). A partir del cual y de la configuración deformada del modelo dañado (Fig. 5.24) se estimó el desplazamiento objetivo de la curva de referencia. El desplazamiento en la azotea (Δ_{AZOTEA}), cuando se presentó la distorsión de diseño, fue de 0.28 m; en función de éste y de la información modal se determinó el desplazamiento objetivo de la CCSR ($Sd_u=0.22$ m).

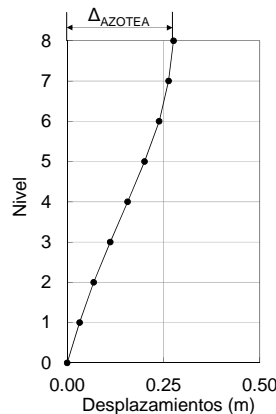


Figura 5.24. Configuración deformada del modelo con daño

Usando las expresiones propuestas en la referencia Priestley *et al.* (2007) se estimó el valor del desplazamiento de fluencia de la CCSR ($Sd_y=0.095$ m).

Posteriormente, se calculó la relación entre la rigidez post-fluencia a rigidez inicial ($\alpha=30\%$) y la ductilidad de la CCSR ($\mu=2.34$), utilizando las ecuaciones 5.4 y 5.5, respectivamente. A partir de estos valores se construyó un espectro inelástico de desplazamientos y de este espectro se obtuvo el valor del desplazamiento asociado a T_E , $Sd_{ESPECTRO}=0.13$ m (Fig. 5.25).

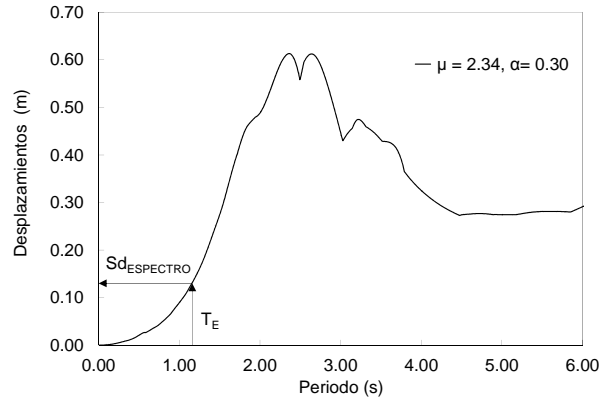


Figura 5.25. Desplazamiento del espectro inelástico correspondiente a T_E

Debido a que Sd_u fue diferente a $Sd_{ESPECTRO}$, se modificó la estructura obtenida en el diseño preliminar hasta que dichos desplazamientos fueron iguales. Del espectro inelástico de desplazamientos se obtuvo directamente el periodo ($T_{REQUERIDO}=1.37$ s) que satisface al desplazamiento objetivo ($Sd_u=0.22$ m).

Entonces, se modifica la geometría de las secciones de los elementos de la estructura inicial de tal manera que esta nueva estructura cumpla con el periodo que satisface al desplazamiento objetivo. Las dimensiones de las vigas y columnas de esta estructura se muestran en la tabla 5.7.

Tabla 5.7. Dimensiones de los elementos estructurales

Tipo de elemento	Nivel	Sección transversal (m)
Vigas	1	0.30 X 0.70
Vigas	2-4	0.25 X 0.60
Vigas	5-8	0.20 X 0.50
Columnas	1-2	0.60 X 0.60
Columnas	3-8	0.55X 0.55
Columnas*	2-8	0.50 X 0.50

*Columna secundaria (Fig. 5.22)

A partir de un análisis de valores característicos del modelo elástico de esta estructura se calcularon sus propiedades dinámicas ($T_{REQUERIDO}=1.38\text{ s}=T_E$ con un factor de participación de masas de 0.80). Se construyó el modelo dañado y se llevó a cabo un análisis de valores característicos para determinar sus propiedades dinámicas ($T_I=2.47\text{ s}$ con un factor de participación de masas de 0.79). Para estos periodos se recalculó la relación rigidez post-fluencia a rigidez inicial ($\alpha=31.3\%$) y la ductilidad fue la misma ($\mu=2.34$) puesto que la configuración deformada de esta estructura fue similar a la del diseño preliminar.

Se construyó un espectro inelástico de resistencias para estos valores de α y μ , del cual se obtuvo el valor de la resistencia de fluencia ($R_y/m=1.92\text{ m/s}^2$) correspondiente al T_E definitivo (Fig. 5.26).

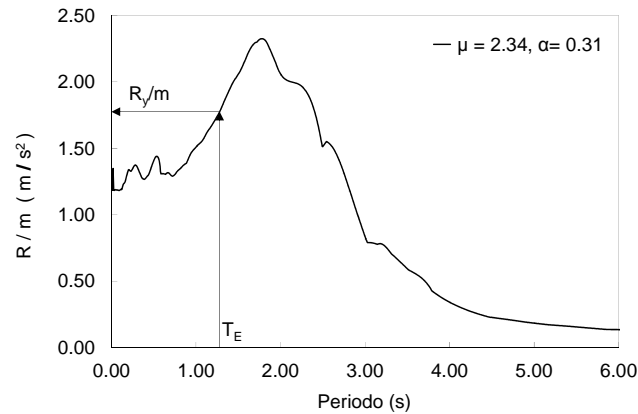


Figura 5.26. Obtención de la resistencia R_y/m

A partir de los datos anteriores, y usando la ecuación 5.6, se obtuvo el valor de la resistencia última ($R_u/m=2.72\text{ m/s}^2$), con lo cual se definen todos los puntos característicos de la CCSR (Fig. 5.27), los cuales se resumen en la tabla 5.8.

Tabla 5.8. Puntos característicos de la CCSR

T_E (s)	T_I (s)	α	μ	Sd_u (m)	Sd_y (m)	R_y (m/s^2)	R_u (m/s^2)
1.38	2.47	0.31	2.34	0.22	0.092	1.92	2.72

Con la información obtenida en la CCSR y las ordenadas de aceleración del espectro elástico se determinaron los factores de escala ($\lambda_1=0.62$ y $\lambda_2=0.12$). Usando estos valores se escalaron los registros y se llevaron a cabo los análisis modales en el tiempo de los modelos

elástico y dañado, a través de los cuales se obtuvieron las fuerzas de diseño en los elementos estructurales.

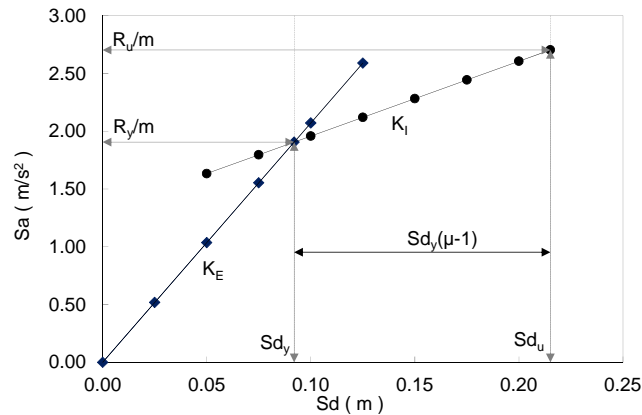


Figura 5.27. Curva de comportamiento del sistema de referencia

A partir de la geometría y de las fuerzas nominales obtenidas en el diseño se construyó un modelo en el programa DRAIN 2D-X para llevar a cabo un análisis dinámico no lineal paso a paso y verificar la precisión de los resultados.

En la Fig. 5.28 se muestra la comparativa entre los desplazamientos y las distorsiones de entrepiso consideradas en el método de diseño y las observadas en el análisis no lineal en la fase intensa del registro, que fue cuando ocurrió la máxima distorsión de entrepiso. En esta figura se observa que se tiene una aceptable correspondencia entre las configuraciones esperadas y las calculadas, observándose mayores diferencias en los entrepisos que no son críticos, es decir aquellos en los que no ocurre la distorsión máxima, lo cual se considera que no es significativo puesto que la distorsión máxima se controló adecuadamente.

En la Fig. 5.29 se muestra una comparativa entre la distribución de daño supuesta en el método de diseño y la obtenida del análisis no lineal; en esta última, se muestra la relación rotación plástica actuante vs rotación plástica permisible (0.01 para vigas y 0.02 para columnas) en escala de colores (Fig. 5.29b). Se observa que la distribución de daño obtenida del análisis no lineal es aproximadamente igual a la propuesta como objetivo de diseño, presentándose articulaciones en la base de las columnas del primer nivel poco significativas (menores a 0.0009) y articulaciones en los extremos de las vigas de acuerdo a la distribución de daño propuesta (menores a 0.012); por lo que se garantizó el mecanismo de columna fuerte-viga débil y se tuvo un control adecuado del nivel de demanda del comportamiento inelástico a nivel local.

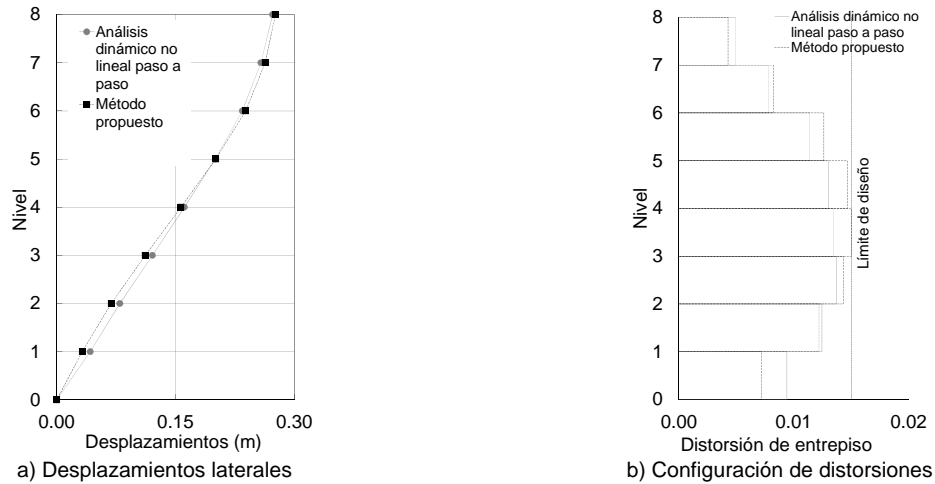


Figura 5.28. Comparación entre los resultados del método de diseño y los del análisis no lineal

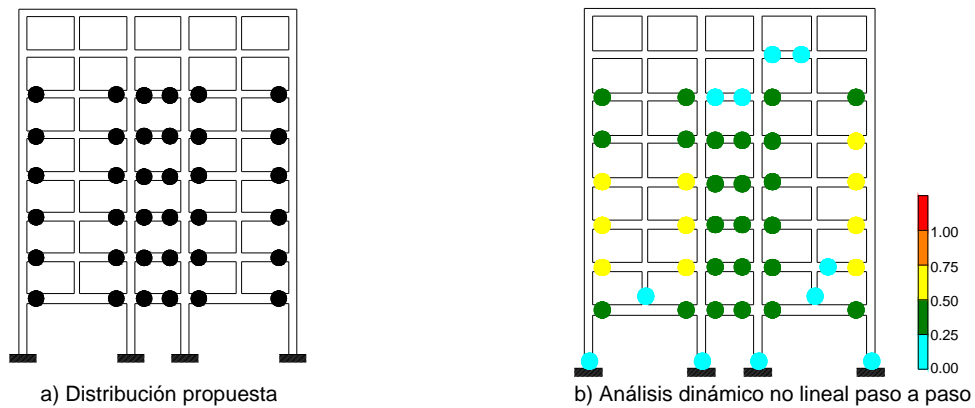


Figura 5.29. Comparación entre la distribución de daño considerada en el método de diseño y la del análisis no lineal

En la Fig. 5.30, se muestra la curva histerética de la estructura (cortante basal vs desplazamiento de azotea), y la CCSR. En esta figura se observa que el comportamiento global de la estructura es adecuado y consistente con lo considerado en el diseño de acuerdo con los datos de la CCSR.

La comparativa entre los elementos mecánicos de las columnas, obtenidos con el método de diseño propuesto y los ocurridos en el análisis no lineal, muestran que con el método, la diferencia máxima en la carga axial estuvo entre el rango de +13% y -7%, por otra parte para la fuerza cortante se presentaron diferencias entre un +10% y un -17% y finalmente para el momento flexionante ocurrieron diferencias entre +22% y -14%. Para el caso de las vigas, se tuvieron diferencias entre el +2% y -18% para la fuerza cortante y para el momento

flexionante fueron de +2% a -15%. En los porcentajes anteriores el signo más indica que con el método se subestimó y el signo menos que se sobrestimó.

Si bien es cierto, se presentaron diferencias del lado no conservador, estas ocurrieron para muy pocos elementos y en general las diferencias para la mayoría de las columnas y vigas se estimaron del orden de $\pm 5\%$ para todos los elementos mecánicos.

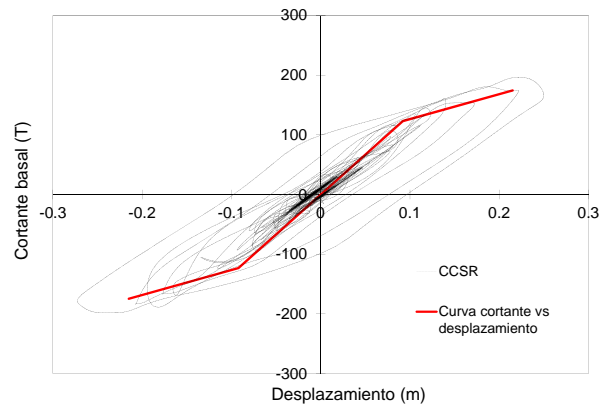


Figura 5.30. Curva histerética de la estructura

5.3.3. Edificio de 12 niveles (irregular en elevación)

Se presenta el diseño de un marco irregular en elevación de doce niveles con una altura de entrepiso de 4.50 m para los primeros tres niveles y 3.50 m para el resto de los niveles; el marco tiene cinco crujiás iguales de 6.00 m, tal como se muestra en la Fig. 5.31. El ancho tributario de este marco es de 8.00 m.

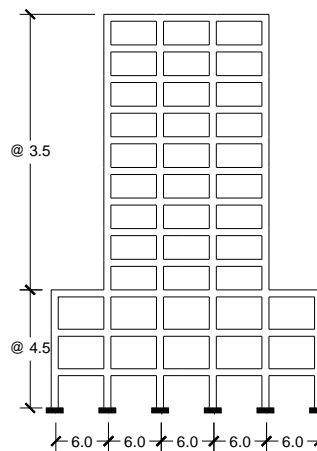


Figura 5.31. Geometría del marco plano irregular en elevación de doce niveles (dimensiones en metros)

Las dimensiones de las vigas y columnas, obtenidas a partir del diseño preliminar, se muestran en la tabla 5.9.

Tabla 5.9. Dimensiones de los elementos estructurales (diseño preliminar)

Tipo de elemento	Nivel	Sección transversal (m)
Vigas	1-5	0.40 X 0.80
Vigas	6-12	0.35 X 0.60
Columnas	1-3	0.70 X 0.70
Columnas	4-12	0.60 X 0.60

A partir de las dimensiones obtenidas en el diseño preliminar y las propiedades de los materiales, se construyó el modelo elástico del marco y se llevó a cabo un análisis de valores característicos para determinar sus propiedades dinámicas; el periodo fundamental obtenido fue $T_E=2.08$ s con un factor de participación de masas de 0.71.

Se propuso la distribución de daño mostrada en la Fig. 5.32, en la cual solo se acepta la presencia de daño en los extremos de algunas vigas pero no en columnas. De acuerdo con esta distribución, se modificó el modelo elástico, imponiéndole articulaciones en los extremos de las vigas para las que se acepta se presente comportamiento inelástico, al cual se le denomina modelo dañado. Se realiza un análisis de valores característicos para encontrar sus propiedades dinámicas; el periodo fundamental de este modelo fue $T_I=4.72$ s con un factor de participación de masas de 0.79.

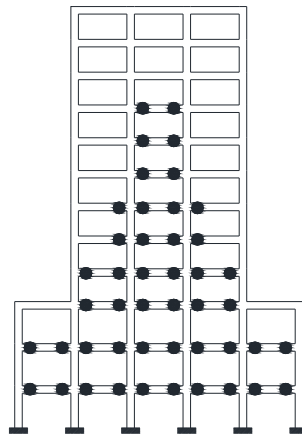


Figura 5.32. Distribución de daño propuesta

Para este diseño se tomó como límite de la distorsión de entrepiso el valor de 0.03 (3%). A partir del cual y de la configuración deformada del modelo dañado (Fig. 5.33) se estimó el

desplazamiento objetivo de la curva de referencia. El desplazamiento en la azotea (Δ_{AZOTEA}), cuando se presentó la distorsión de diseño, fue de 0.74 m; en función de éste y de la información modal se determinó el desplazamiento objetivo de la CCSR ($Sd_u=0.57$ m).

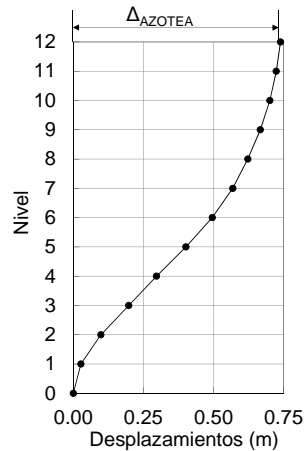


Figura 5.33. Configuración deformada del modelo con daño

Usando las expresiones propuestas en las referencias Priestley *et al.* (2007) y López (2009) se estimaron valores aproximados para el desplazamiento de fluencia de la CCSR. En este ejemplo se optó por usar un valor dentro del rango definido con las expresiones anteriores de tal forma que la ductilidad de diseño fuera 2.5 ($Sd_y=0.23$ m).

Posteriormente, se calculó la relación entre la rigidez post-fluencia a rigidez inicial ($\alpha=20\%$) y la ductilidad de la CCSR ($\mu=2.50$), utilizando las ecuaciones 5.4 y 5.5, respectivamente. A partir de estos valores se construyó un espectro inelástico de desplazamientos y de este espectro se obtuvo el valor del desplazamiento asociado a T_E , $Sd_{ESPECTRO}=0.48$ m (Fig. 5.34).

Debido a que Sd_u fue diferente a $Sd_{ESPECTRO}$ se modificó la estructura obtenida del diseño preliminar hasta que dichos desplazamientos fueron iguales. Del espectro inelástico de desplazamientos se obtuvo directamente el periodo ($T_{REQUERIDO}=2.22$ s) que satisface al desplazamiento objetivo ($Sd_u=0.57$ m). Posteriormente, se modifica la geometría de las secciones de algunos (o todos) los elementos de la estructura inicial de tal manera que esta nueva estructura cumpla con el periodo que satisface al desplazamiento objetivo. Las dimensiones de las vigas y columnas de esta estructura se muestran en la tabla 5.10.

A partir de un análisis de valores característicos del modelo elástico de esta estructura se calcularon sus propiedades dinámicas ($T_{REQUERIDO}=2.22$ s= T_E con un factor de participación de masas de 0.66). Se construyó el modelo dañado y se llevó a cabo un análisis de valores característicos para determinar sus propiedades dinámicas ($T_1=4.28$ s con un factor de

participación de masas de 0.74). Para estos periodos se recalculó la relación rigidez post-fluencia a rigidez inicial ($\alpha=27\%$) y la ductilidad fue de $\mu=2.50$.

Tabla 5.10. Dimensiones de los elementos estructurales

Tipo de elemento	Nivel	Sección transversal (m)
Vigas	1-3	0.30 X 0.75
Vigas	4-8	0.30 X 0.65
Vigas	9-12	0.25 X 0.55
Columnas	1-3	0.80 X 0.80
Columnas	4-8	0.70 X 0.70
Columnas	9-12	0.60 X 0.60

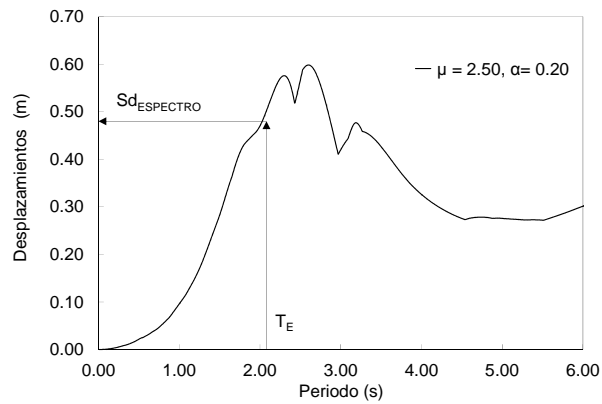


Figura 5.34. Desplazamiento del espectro inelástico correspondiente a T_E

Se construyó un espectro inelástico de resistencias para estos valores de α y μ , del cual se obtuvo el valor de la resistencia de fluencia ($R_y/m=1.80 \text{ m/s}^2$) correspondiente al T_E definitivo (Fig. 5.35).

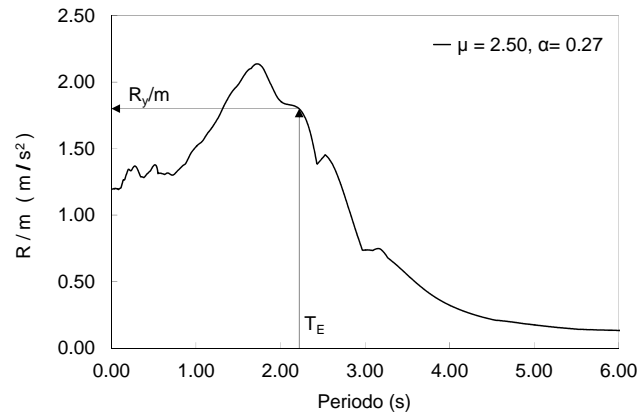


Figura 5.35. Obtención de la resistencia R_y/m

A partir de los datos anteriores, y usando la ecuación 5.6, se obtuvo el valor de la resistencia última ($R_u/m=2.53 \text{ m/s}^2$), con lo cual se definen todos los puntos característicos de la CCSR (Fig. 5.36), los cuales se resumen en la tabla 5.11.

Tabla 5.11. Puntos característicos de la CCSR

T_E (s)	T_I (s)	α	μ	Sd_u (m)	Sd_y (m)	R_y (m/s ²)	R_u (m/s ²)
2.22	4.28	0.27	2.50	0.57	0.23	1.80	2.53

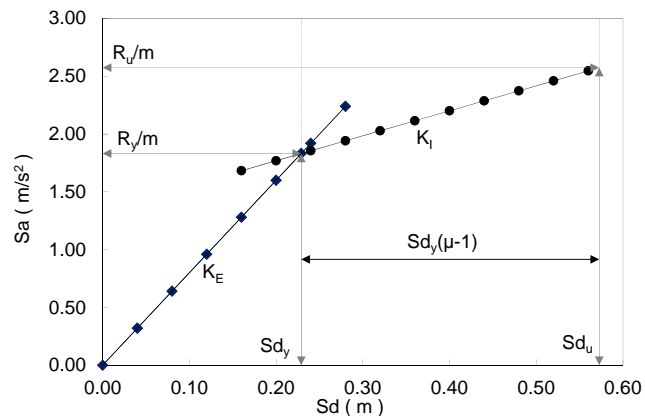


Figura 5.36. Curva de comportamiento del sistema de referencia

Con la información obtenida en la CCSR y las ordenadas de aceleración del espectro elástico se determinaron los factores de escala ($\lambda_1=0.24$ y $\lambda_2=0.83$). Usando estos valores se escalaron los registros y se llevaron a cabo los análisis modales en el tiempo de los modelos elástico y dañado, a través de los cuales se obtuvieron las fuerzas de diseño en los elementos estructurales.

A partir de la geometría y de las fuerzas nominales obtenidas en el diseño se construyó un modelo en el programa DRAIN 2D-X para llevar a cabo un análisis dinámico no lineal paso a paso y verificar la precisión de estos resultados.

En la Fig. 5.37 se muestra la comparativa entre los desplazamientos y las distorsiones de entrepiso consideradas en el método de diseño y las observadas en el análisis no lineal en la fase intensa del registro, que fue cuando ocurrió la máxima distorsión de entrepiso. En esta figura se observa que se tiene una aceptable correspondencia entre las configuraciones esperadas y las calculadas, observándose mayores diferencias en los entrepisos que no son críticos, es decir aquellos en los que no ocurre la distorsión máxima, lo cual se considera que no es significativo puesto que la distorsión máxima se controló adecuadamente.

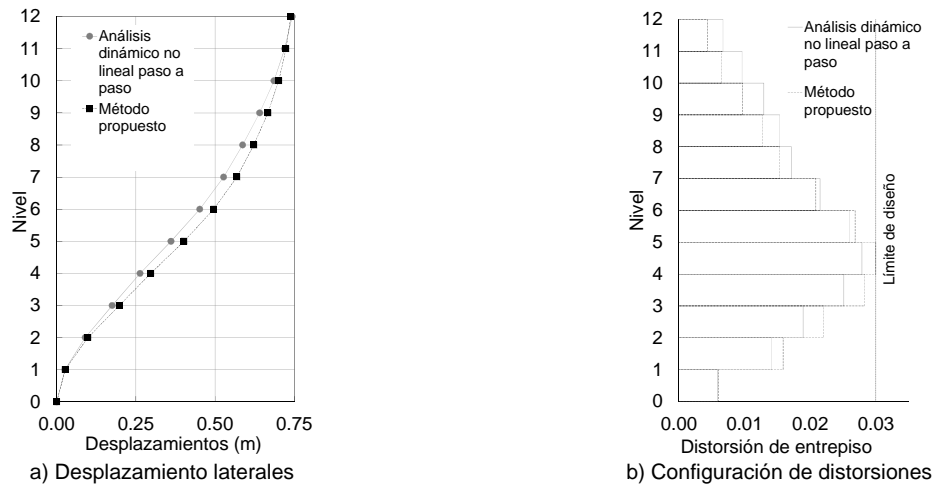


Figura 5.37. Comparación entre los resultados del método de diseño y los del análisis no lineal

En la Fig. 5.38 se muestra una comparativa entre la distribución de daño supuesta en el método de diseño y la obtenida del análisis no lineal; en esta última, se muestra la relación, rotación plástica actuante vs rotación plástica permisible (0.01 para vigas y 0.02 para columnas) en escala de colores (Fig. 5.38b). Se observa que la distribución de daño obtenida del análisis no lineal es aproximadamente igual a la propuesta como objetivo de diseño, presentándose articulaciones en algunas columnas poco significativas (menores a 0.0006) y articulaciones en los extremos de las vigas de acuerdo a la distribución de daño propuesta, la mayoría de las cuales tuvieron valores menores a 0.02 salvo tres extremos de elementos en los que se superó dicho valor (0.021); por lo que en general se garantizó el mecanismo de columna fuerte-viga débil y se mantuvo un control adecuado del nivel de demanda del comportamiento inelástico a nivel local, salvo los casos mencionados anteriormente.

En la Fig. 5.39, se muestra la curva histerética de la estructura (cortante basal vs desplazamiento de azotea), y la CCSR. En esta figura se observa que el comportamiento global de la estructura es adecuado y consistente con lo considerado en el diseño de acuerdo con los datos de la CCSR.

La comparativa entre los elementos mecánicos de las columnas, obtenidos con el método de diseño propuesto y los ocurridos en el análisis no lineal, muestran que con el método, la diferencia máxima en la carga axial fue de -20%, por otra parte para la fuerza cortante se presentaron diferencias entre +10% y -27% y finalmente para el momento flexionante ocurrieron diferencias entre +18% y -27%. Para el caso de las vigas, se tuvieron diferencias hasta -20% para la fuerza cortante, mientras que para el momento flexionante fueron de +1%

a -25%. En los porcentajes anteriores el signo más indica que con el método se subestimó y el signo menos que se sobrestimó.

Si bien es cierto, se presentaron diferencias del lado no conservador, estas ocurrieron para muy pocos elementos y en general las diferencias para la mayoría de las columnas se estimaron del orden de $\pm 5\%$ para la fuerza cortante y momento flexionante, y de $\pm 10\%$ para la fuerza axial; y para las vigas del orden de $\pm 5\%$ para la fuerza cortante y momento flexionante.

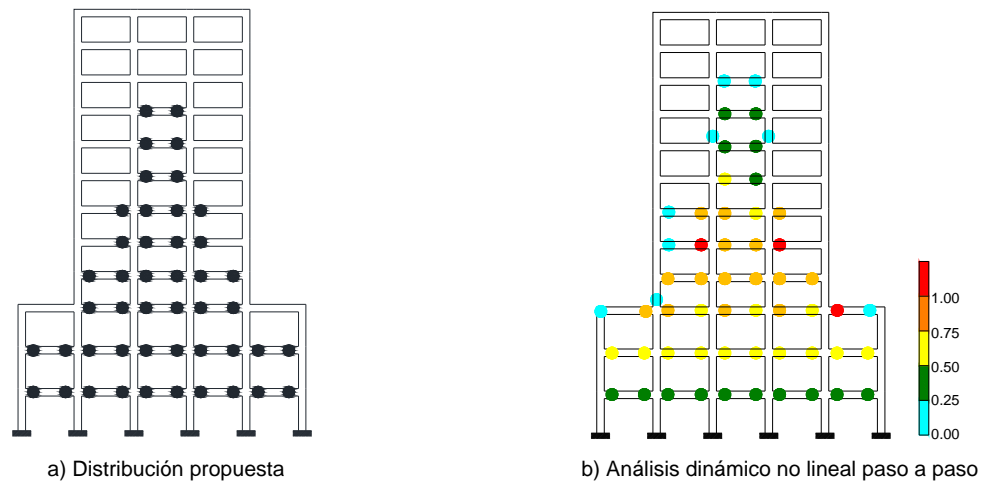


Figura 5.38. Comparación entre la distribución de daño considerada en el método de diseño y la del análisis no lineal

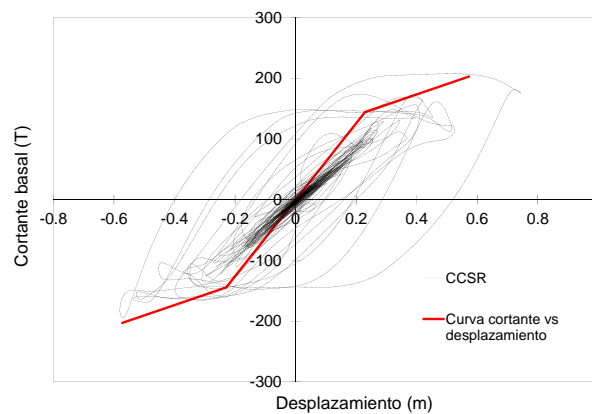


Figura 5.39. Curva histerética de la estructura

5.3.4. Edificio de 12 niveles (irregular en planta)

Se presenta el diseño de un marco irregular en planta de doce niveles con una altura de entrepiso de 4.50 m para el primer nivel y de 3.50 m para el resto de los niveles, el marco

tiene tres crujeías desiguales, dos exteriores de 4.50 y una de 7.50 m, tal como se muestra en la Fig. 5.40. Las dimensiones, las cargas y todas las consideraciones usadas en este ejemplo fueron extraídas de la referencia Priestley *et al.* (2007).

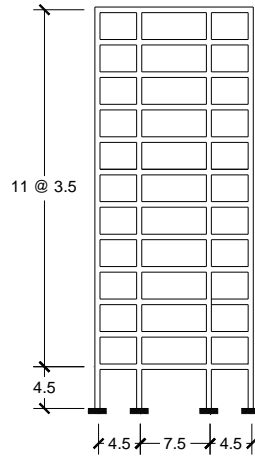


Figura 5.40. Geometría del marco plano irregular en planta de doce niveles (dimensiones en metros)

Las dimensiones de las vigas y columnas, obtenidas a partir del diseño preliminar, se muestran en la tabla 5.12.

Tabla 5.12. Dimensiones de los elementos estructurales (diseño preliminar)

Tipo de elemento	Nivel	Sección transversal (m)
Vigas	1-11	0.30 X 0.60
Vigas	12	0.25 X 0.60
Columnas	1-12	0.50 X 0.50

A partir de las dimensiones obtenidas en el diseño preliminar y las propiedades de los materiales, se construyó el modelo elástico del marco y se llevó a cabo un análisis de valores característicos para determinar sus propiedades dinámicas; el periodo fundamental obtenido fue de $T_E=2.40$ s con un factor de participación de masas de 0.81.

Se propuso la distribución de daño mostrada en la Fig. 5.41, en la cual solo se acepta la presencia de daño en los extremos de algunas vigas pero no en columnas. De acuerdo con esta distribución, se modificó el modelo elástico, imponiéndole articulaciones en los extremos de las vigas para las que se acepta se presente comportamiento inelástico, al cual se le denomina modelo dañado. Se realiza un análisis de valores característicos para encontrar sus propiedades dinámicas, el periodo fundamental de este modelo fue de $T_I=4.80$ s con un factor de participación de masas de 0.78.

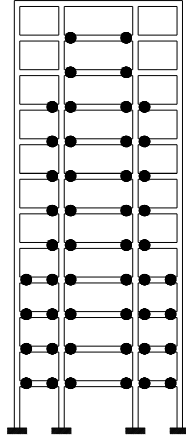


Figura 5.41. Distribución de daño propuesta

Para este diseño se tomó como límite de la distorsión de entrepiso el valor de 0.025 (2.5%). A partir del cual y de la configuración deformada del modelo dañado (Fig. 5.42) se estimó el desplazamiento objetivo de la curva de referencia. El desplazamiento en la azotea (Δ_{AZOTEA}), cuando se presentó la distorsión de diseño, fue de 0.63 m; en función de éste y de la información modal se determinó el desplazamiento objetivo de la CCSR ($Sd_u=0.60$ m).

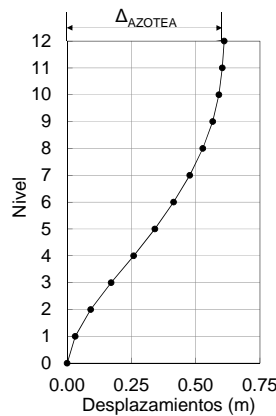


Figura 5.42. Configuración deformada del modelo con daño

Usando las expresiones propuestas en la referencia Priestley *et al.* (2007) se estimó el valor del desplazamiento de fluencia de la CCSR ($Sd_y=0.33$ m).

Posteriormente, se calculó la relación entre la rigidez post-fluencia a rigidez inicial ($\alpha=25\%$) y la ductilidad de la CCSR ($\mu=1.83$), utilizando las ecuaciones 5.4 y 5.5, respectivamente. A partir de estos valores se construyó un espectro inelástico de desplazamientos y de este espectro se obtuvo el valor del desplazamiento asociado a T_E , $Sd_{ESPECTRO}=0.49$ m (Fig. 5.43).

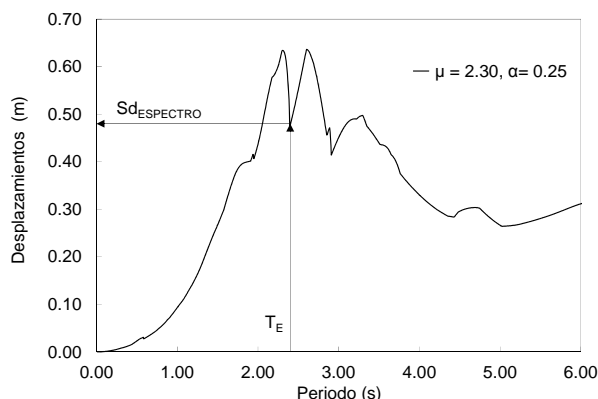


Figura 5.43. Desplazamiento del espectro inelástico correspondiente a T_E

Debido a que S_{d_u} fue diferente a $S_{d_{ESPECTRO}}$ se modificó la estructura obtenida a partir del diseño preliminar hasta que dichos desplazamientos fueron iguales. Del espectro inelástico de desplazamientos se obtuvo directamente el periodo ($T_{REQUERIDO}=2.03$ s) que satisface al desplazamiento objetivo ($S_{d_u}=0.47$ m).

Entonces, se modifica la geometría de las columnas y las vigas de la estructura inicial de tal manera que esta nueva estructura cumpla con el periodo que satisface al desplazamiento objetivo. Las dimensiones de las vigas y columnas de esta estructura se muestran en la tabla 5.13.

Tabla 5.13. Dimensiones de los elementos estructurales

Tipo de elemento	Nivel	Sección transversal (m)
Vigas	1-12	0.30 X 0.60
Columnas	1-6	0.70 X 0.70
Columnas	7-12	0.60 X 0.60

A partir de un análisis de valores característicos del modelo elástico de esta estructura se calcularon sus propiedades dinámicas ($T_{REQUERIDO}=2.03$ s= T_E con un factor de participación de masas de 0.79). Se construyó el modelo dañado y se llevó a cabo un análisis de valores característicos para determinar sus propiedades dinámicas ($T_I=4.76$ s con un factor de participación de masas de 0.80). Para estos periodos se recalculó la relación rigidez post-fluencia a rigidez inicial ($\alpha=18\%$) y debido a que la configuración deformada de esta estructura fue diferente a la del diseño preliminar, se redefinieron los desplazamientos de azotea ($\Delta_{AZOTEA}=0.61$ m), y el desplazamiento objetivo ($S_{d_u}=0.47$ m), debido a que el desplazamiento de fluencia fue $S_{d_y}=0.20$ m, el valor de la ductilidad fue diferente ($\mu=2.30$). A

partir de los valores anteriores se calculó un espectro inelástico de desplazamiento y se verificó que el desplazamiento asociado al periodo del modelo elástico ($T_E=2.03$ s) coincidiera con el desplazamiento objetivo Sd_u , lo cual en este caso se cumplió ($Sd_{ESPECTRO}=0.47=Sd_u$ m).

Después, se construyó un espectro inelástico de resistencias para los valores de α y μ , del cual se obtuvo el valor de la resistencia de fluencia ($R_y/m=1.91$ m/s²) correspondiente al T_E definitivo (Fig. 5.44).

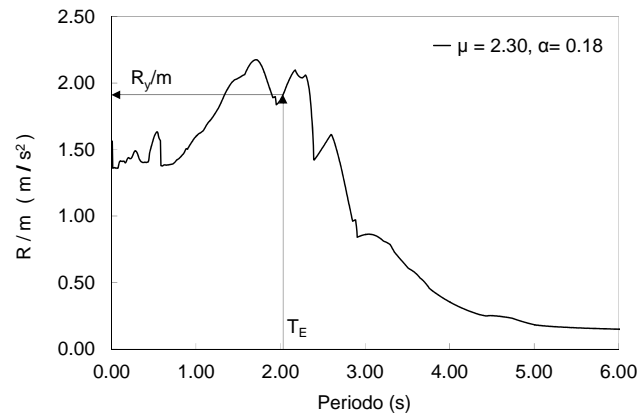


Figura 5.44. Obtención de la resistencia R_y/m

A partir de los datos anteriores y usando la ecuación 5.6 se obtuvo el valor de la resistencia última ($R_u/m=2.36$ m/s²), con lo cual se definen todos los puntos característicos de la CCSR (Fig. 5.45), los cuales se resumen en la tabla 5.14.

Tabla 5.14. Puntos característicos de la CCSR

T_E (s)	T_I (s)	α	μ	Sd_u (m)	Sd_y (m)	R_y (m/s ²)	R_u (m/s ²)
2.03	4.76	0.18	2.30	0.47	0.20	1.91	2.36

Con la información obtenida en la CCSR y las ordenadas de aceleración del espectro elástico se determinaron los factores de escala ($\lambda_1=0.19$ y $\lambda_2=0.93$). Usando estos valores se escalaron los registros y se llevaron a cabo los análisis modales en el tiempo de los modelos elástico y dañado, a través de los cuales se obtuvieron las fuerzas de diseño en los elementos estructurales.

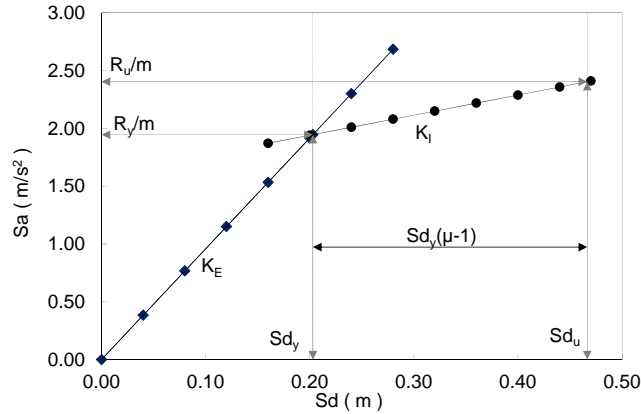


Figura 5.45. Curva de comportamiento del sistema de referencia

A partir de la geometría y de las fuerzas nominales obtenidas en el diseño se construyó un modelo en el programa DRAIN 2D-X para llevar a cabo un análisis dinámico no lineal paso a paso con la intención de verificar la precisión de los resultados obtenidos.

En la Fig. 5.46 se muestra la comparativa entre los desplazamientos y las distorsiones de entrepiso consideradas en el método de diseño y las observadas en el análisis no lineal en la fase intensa del registro, que fue cuando ocurrió la máxima distorsión de entrepiso. En esta figura se observa que se tiene una aceptable correspondencia entre las configuraciones esperadas y las calculadas, observándose mayores diferencias en los entrepisos que no son críticos, es decir aquellos en los que no ocurre la distorsión máxima, lo cual se considera que no es significativo puesto que la distorsión máxima se controló adecuadamente.

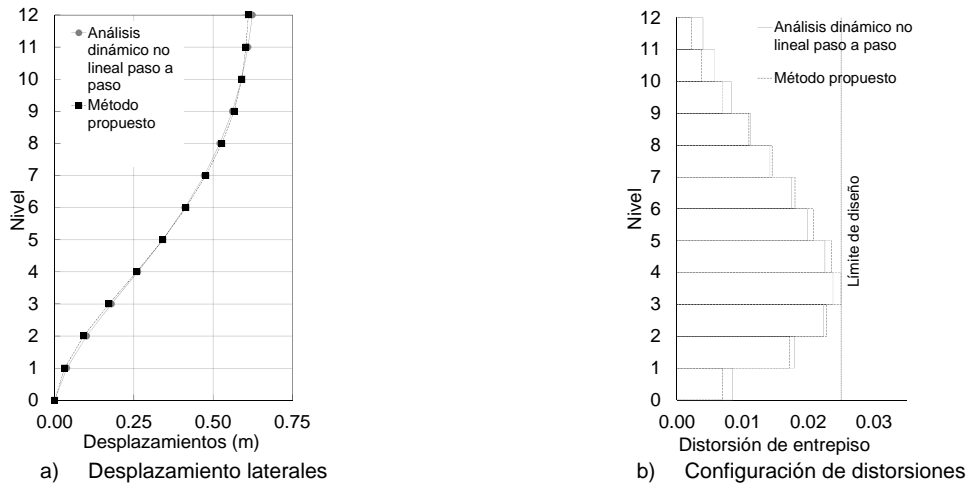


Figura 5.46. Comparación entre los resultados del método de diseño y los del análisis no lineal

En la Fig. 5.47 se muestra una comparativa entre la distribución de daño supuesta en el método de diseño y la obtenida del análisis no lineal; en esta última, se muestra la relación rotación plástica actuante vs rotación plástica permisible (0.01 para vigas y 0.02 para columnas) en escala de colores (Fig. 5.47b). Se observa que la distribución de daño obtenida del análisis no lineal es aproximadamente igual a la propuesta como objetivo de diseño, presentándose articulaciones en la base de algunas columnas poco significativas (menores a 0.0045) y articulaciones en los extremos de las vigas de acuerdo a la distribución de daño propuesta (menores a 0.015); por lo que se garantizó el mecanismo de columna fuerte-viga débil y se tuvo un control adecuado del nivel de demanda del comportamiento inelástico a nivel local.

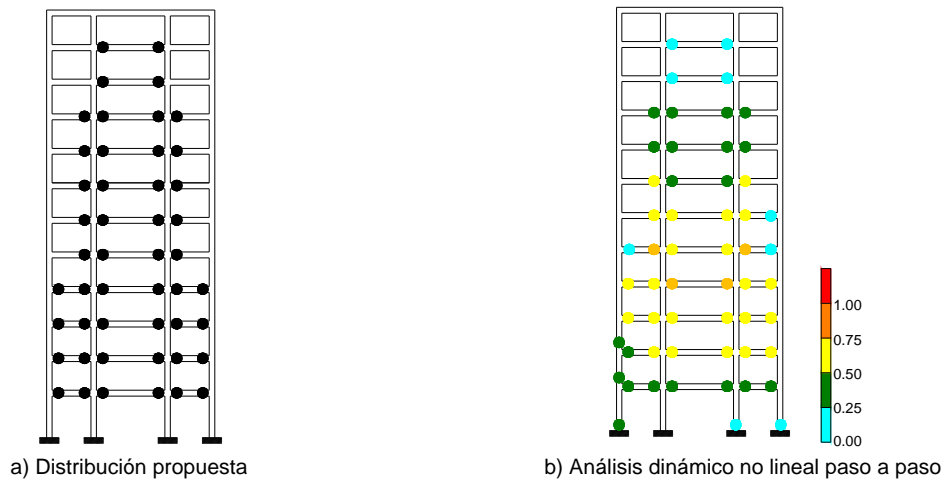


Figura 5.47. Comparación entre la distribución de daño considerada en el método de diseño y la del análisis no lineal

En la Fig. 5.48, se muestra la curva histerética de la estructura (cortante basal vs desplazamiento de azotea), y la CCSR. En esta figura se observa que el comportamiento global de la estructura es adecuado y consistente con lo considerado en el diseño de acuerdo con los datos de la CCSR.

La comparativa entre los elementos mecánicos de las columnas, obtenidos con el método de diseño propuesto y los ocurridos en el análisis no lineal, muestran que con el método, la diferencia máxima en la carga axial fue de +3% y 19%, por otra parte para la fuerza cortante se presentaron diferencias entre +15% y -26% y finalmente para el momento flexionante ocurrieron diferencias entre +14% y -25%.

Para el caso de las vigas, se tuvieron diferencias entre el +2% y -22% para la fuerza cortante y para el momento flexionante de +2% y -23%. En los porcentajes anteriores el signo más indica que con el método se subestimó y el signo menos que se sobrestimó.

Si bien es cierto, se presentaron diferencias del lado no conservador, estas ocurrieron para muy pocos elementos y en general las diferencias para la mayoría de las columnas y vigas se estimaron del orden de $\pm 5\%$ para fuerza cortante y momento flexionante, mientras la fuerza axial de las columnas presentó una diferencia del -10%.

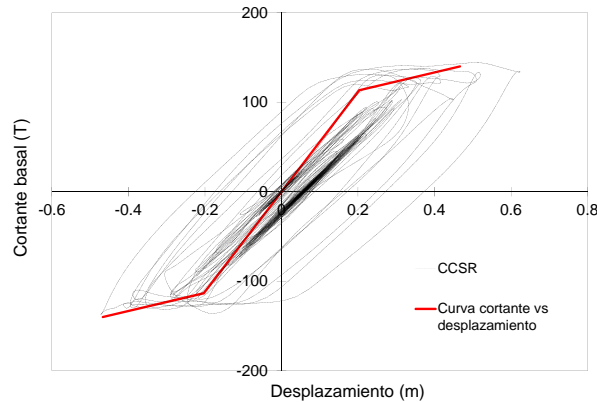


Figura 5.48. Curva histerética de la estructura

5.3.5. Edificio de 17 niveles (regular)

Se presenta el diseño de un marco regular de diecisiete niveles con una altura de entrepiso de 4.00 m para el primer nivel y 3.30 m para el resto de los niveles, el marco tiene tres crujías iguales de 8.00 m, tal como se muestra en la Fig. 5.49. El ancho tributario de este marco es de 8.00 m.

Las dimensiones de las vigas y columnas, obtenidas a partir del diseño preliminar, se muestran en la tabla 5.15.

Tabla 5.15. Dimensiones de los elementos estructurales (diseño preliminar)

Tipo de elemento	Nivel	Sección transversal (m)
Vigas	1-17	0.45 X 1.00
Columnas	1-7	1.10 X 1.10
Columnas	8-11	1.00 X 1.00
Columnas	12-14	0.90 X 0.90
Columnas	15-17	0.80 X 0.80

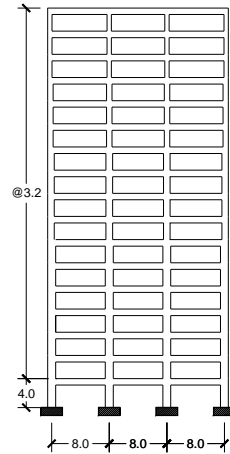


Figura 5.49. Geometría del marco plano regular de diecisiete niveles (dimensiones en metros)

A partir de las dimensiones obtenidas en el diseño preliminar y las propiedades de los materiales, se construyó el modelo elástico del marco en el SAP2000 y se llevó a cabo un análisis de valores característicos para determinar sus propiedades dinámicas; el periodo fundamental obtenido fue $T_E=1.78$ s con un factor de participación de masas de 0.78.

Se propuso la distribución de daño mostrada en la Fig. 5.50, en la cual solo se acepta la presencia de daño en los extremos de algunas vigas pero no en columnas. De acuerdo con esta distribución, se modificó el modelo elástico, imponiéndole articulaciones en los extremos de las vigas para las que se acepta se presente comportamiento inelástico, al cual se le denomina modelo dañado. Se realiza un análisis de valores característicos para encontrar sus propiedades dinámicas; el periodo fundamental de este modelo fue $T_I=3.57$ s con un factor de participación de masas de 0.72.

Para este diseño se tomó como límite de la distorsión de entrepiso el valor de 0.02 (2%). A partir del cual y de la configuración deformada del modelo dañado (Fig. 5.51) se estimó el desplazamiento objetivo de la curva de referencia. El desplazamiento en la azotea (Δ_{AZOTEA}), cuando se presentó la distorsión de diseño, fue de 0.72 m; en función de éste y de la información modal se determinó el desplazamiento objetivo de la CCSR ($Sd_u=0.56$ m).

Usando las expresiones propuestas en la referencia López (2009) se estimó el valor aproximado del desplazamiento de fluencia de la CCSR ($Sd_v=0.260$ m).

Posteriormente, se calculó la relación entre la rigidez post-fluencia a rigidez inicial ($\alpha=24\%$) y la ductilidad de la CCSR ($\mu=2.20$), utilizando las ecuaciones 5.4 y 5.5, respectivamente. A partir de estos valores se construyó un espectro inelástico de desplazamientos y de este espectro se obtuvo el valor del desplazamiento asociado a T_E , $Sd_{ESPECTRO}=0.38$ m (Fig. 5.52).

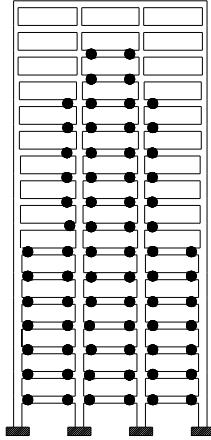


Figura 5.50. Distribución de daño propuesta

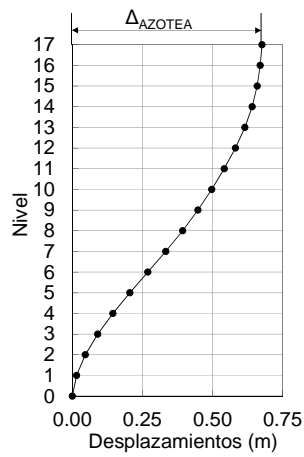


Figura 5.51. Configuración deformada del modelo con daño

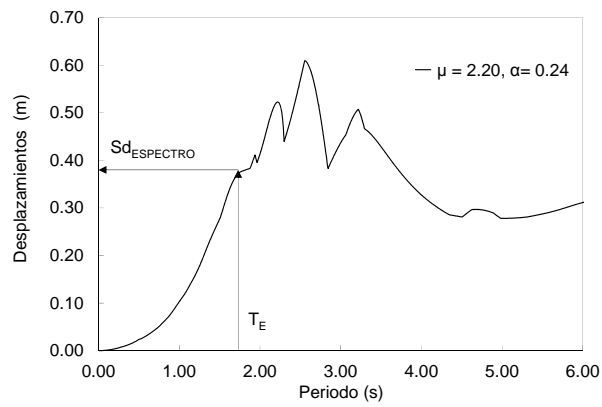


Figura 5.52. Desplazamiento del espectro inelástico correspondiente a T_E

Debido a que Sd_u fue diferente a $Sd_{ESPECTRO}$ se modificó la estructura obtenida a partir del diseño preliminar hasta que dichos desplazamientos fueron iguales. Del espectro inelástico de desplazamientos se obtuvo directamente el periodo ($T_{REQUERIDO}=2.18$ s) que satisface al desplazamiento objetivo ($Sd_u=0.56$ m).

Entonces, se modifica la geometría de las secciones de las vigas de la estructura inicial de tal manera que esta nueva estructura cumpla con el periodo que satisface al desplazamiento objetivo. Las dimensiones de las vigas y columnas de esta estructura se muestran en la tabla 5.16.

Tabla 5.16. Dimensiones de los elementos estructurales

Tipo de elemento	Nivel	Sección transversal (m)
Vigas	1-11	0.40 X 0.90
Vigas	12-17	0.30 X 0.80
Columnas	1-7	1.10 X 1.10
Columnas	8-11	1.00 X 1.00
Columnas	12-14	0.90 X 0.90
Columnas	15-17	0.80 X 0.80

A partir de un análisis de valores característicos del modelo elástico de esta estructura se calcularon sus propiedades dinámicas ($T_{REQUERIDO}=2.18$ s= T_E con un factor de participación de masas de 0.75). Se construyó el modelo dañado y se llevó a cabo un análisis de valores característicos para determinar sus propiedades dinámicas ($T_I=5.33$ s con un factor de participación de masas de 0.76). Para estos periodos se recalculó la relación rigidez post-fluencia a rigidez inicial ($\alpha=17\%$) y debido a que la configuración deformada de esta estructura fue diferente a la del diseño preliminar, se recalcularon los desplazamientos de azotea ($\Delta_{AZOTEA}=0.71$ m), el desplazamiento objetivo ($Sd_u=0.52$ m) y el de fluencia ($Sd_y=0.20$ m), y se recalculó el valor de la ductilidad ($\mu=2.60$). A partir de los valores anteriores, se calculó un espectro inelástico de desplazamiento y se verificó que el desplazamiento asociado al periodo del modelo elástico ($T_E=2.18$ s) coincidiera con el desplazamiento objetivo Sd_u , lo cual en este caso se cumplió ($Sd_{ESPECTRO}=0.58=Sd_u$ m) debido a que la variación de la ductilidad y de α fue poco significativa.

Se construyó un espectro inelástico de resistencias para estos valores de α y μ , del cual se obtuvo el valor de la resistencia de fluencia ($R_y/m=1.65$ m/s²) correspondiente al T_E definitivo (Fig. 5.53).

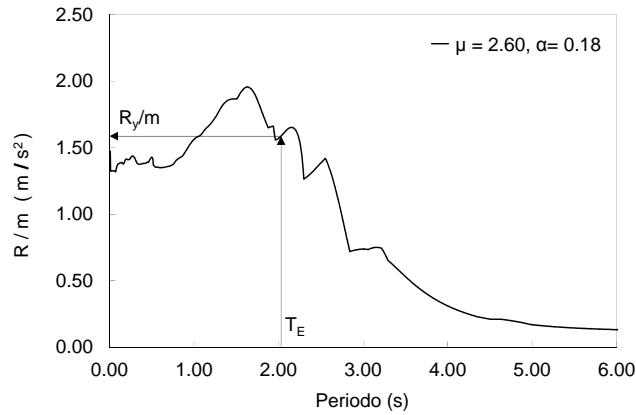


Figura 5.53. Obtención de la resistencia R_y/m

A partir de los datos anteriores, y usando la ecuación 5.6, se obtuvo el valor de la resistencia última ($R_u/m=2.09 \text{ m/s}^2$), con lo cual se definen todos los puntos característicos de la CCSR (Fig. 5.54), los cuales se resumen en la tabla 5.17.

Tabla 5.17. Puntos característicos de la CCSR

T_E (s)	T_I (s)	α	μ	Sd_u (m)	Sd_y (m)	R_y/m (m/s^2)	R_u/m (m/s^2)
2.18	5.33	0.17	2.60	0.52	0.20	1.65	2.09

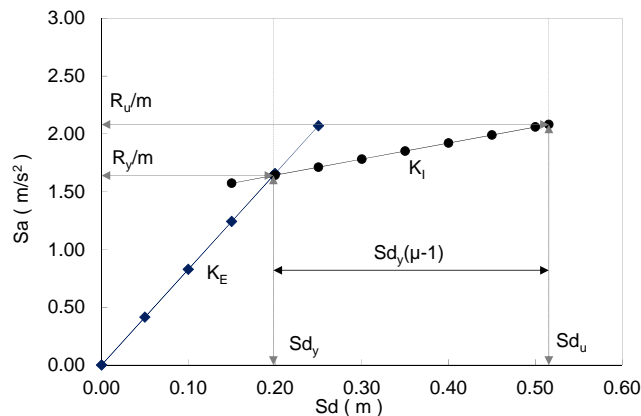


Figura 5.54. Curva de comportamiento del sistema de referencia

Con la información obtenida en la CCSR y las ordenadas de aceleración del espectro elástico se determinaron los factores de escala ($\lambda_1=0.21$ y $\lambda_2=1.21$). Usando estos valores se escalaron los registros y se llevaron a cabo los análisis modales en el tiempo de los modelos elástico y dañado, a través de los cuales se obtuvieron las fuerzas de diseño en los elementos estructurales.

A partir de la geometría y de las fuerzas nominales obtenidas en el diseño se construyó un modelo en el programa DRAIN 2D-X para llevar a cabo un análisis dinámico no lineal paso a paso y verificar la precisión de los resultados al comparar los estimados en el método de diseño y los observados en este análisis no lineal, considerados como los que realmente se presentarían en la estructura sujeta a esta demanda sísmica.

En la Fig. 5.55 se muestra la comparativa entre los desplazamientos y las distorsiones de entrepiso consideradas en el método de diseño y las observadas en el análisis no lineal en la fase intensa del registro, que fue cuando ocurrió la máxima distorsión de entrepiso. En esta figura se observa que se tiene una aceptable correspondencia entre las configuraciones esperadas y las calculadas, observándose mayores diferencias en los entrepisos que no son críticos, es decir aquellos en los que no ocurre la distorsión máxima, lo cual se considera que no es significativo puesto que la distorsión máxima se controló adecuadamente.

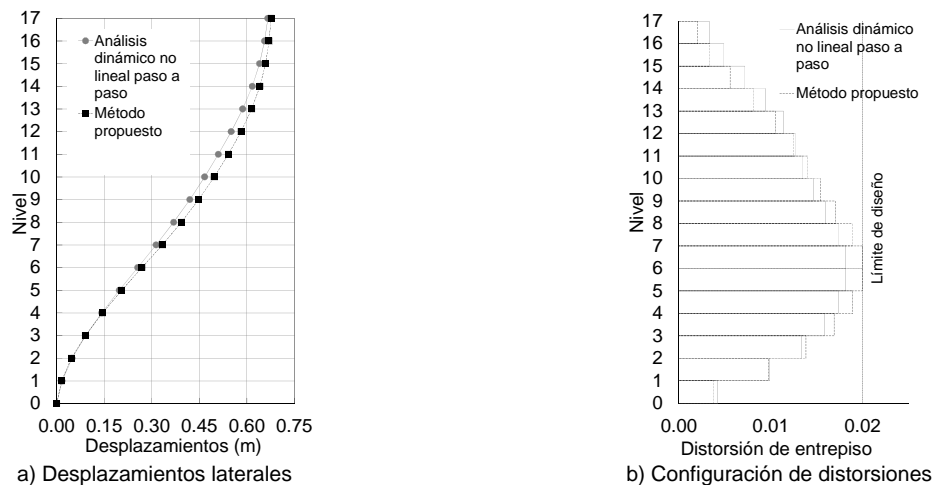


Figura 5.55. Comparación entre los resultados del método de diseño y los del análisis no lineal

En la Fig. 5.56 se muestra una comparativa entre la distribución de daño supuesta en el método de diseño y la obtenida del análisis no lineal; en esta última, se muestra la relación rotación plástica actuante vs rotación plástica permisible (0.01 para vigas y 0.02 para columnas) en escala de colores (Fig. 5.56b). Se observa que la distribución de daño obtenida del análisis no lineal es aproximadamente igual a la propuesta como objetivo de diseño, presentándose una articulación en la base de una columna poco significativas (menores a 0.0002) y articulaciones en los extremos de las vigas de acuerdo a la distribución de daño propuesta (menores a 0.016); por lo que se garantizó el mecanismo de columna fuerte-viga

débil y se tuvo un control adecuado del nivel de demanda del comportamiento inelástico a nivel local.

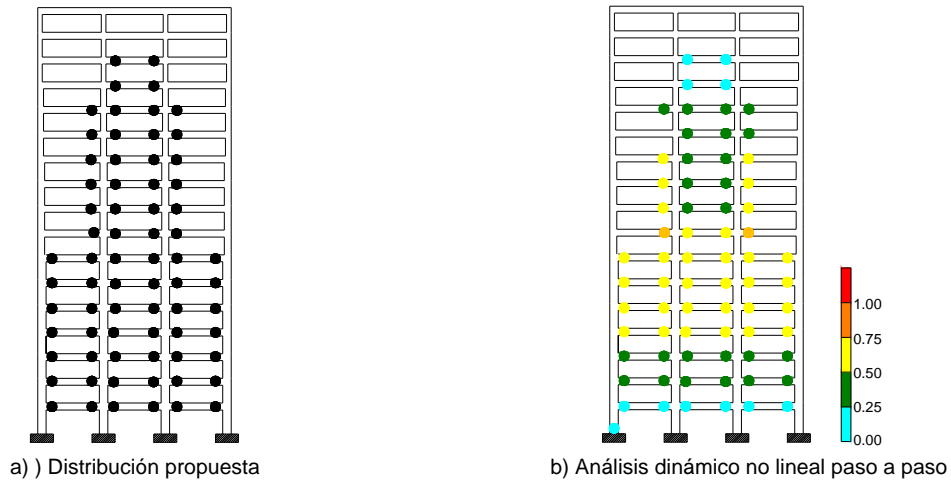


Figura 5.56. Comparación entre la distribución de daño considerada en el método de diseño y la del análisis no lineal

En la Fig. 5.57, se muestra la curva histerética de la estructura (cortante basal vs desplazamiento de azotea), y la CCSR. En esta figura se observa que el comportamiento global de la estructura es adecuado y consistente con lo considerado en el diseño de acuerdo con los datos de la CCSR.

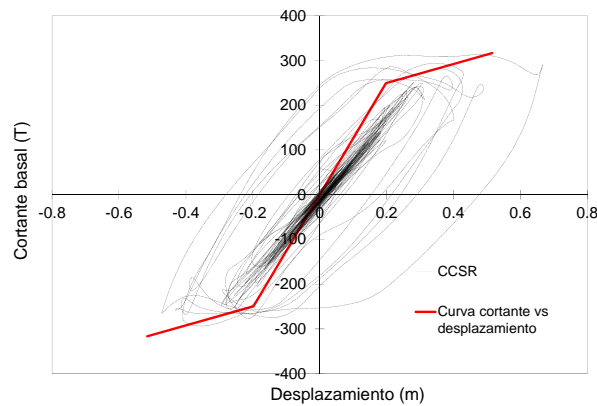


Figura 5.57. Curva histerética de la estructura

La comparativa entre los elementos mecánicos de las columnas, obtenidos con el método de diseño propuesto y los ocurridos en el análisis no lineal, muestran que con el método, la diferencia máxima en la carga axial fue de hasta -19%, por otra parte para la fuerza cortante

se presentaron diferencias entre +8% y -20% y finalmente para el momento flexionante ocurrieron diferencias entre +15% y -22%.

Para el caso de las vigas, se tuvieron diferencias entre el +2% y -14% para la fuerza cortante y para el momento flexionante de +2% y -25%. En los porcentajes anteriores el signo más indica que con el método se subestimó y el signo menos que se sobrestimó.

Si bien es cierto, se presentaron diferencias del lado no conservador, estas ocurrieron para muy pocos elementos y en general las diferencias para la mayoría de las columnas fue del orden de $\pm 10\%$ para la fuerza cortante y el momento flexionante, mientras que para la carga axial fue de -10%; y para vigas de $\pm 5\%$ para todos los elementos mecánicos.

5.3.6. Edificio de 25 niveles (regular)

Se presenta el diseño de un marco regular de veinticinco niveles con una altura de entrepiso de 4.0 m para los primeros cuatro niveles y 3.2 m para los demás niveles, el marco tiene cuatro crujeías iguales de 8.00 m, tal como se muestra en la Fig. 5.58. El ancho tributario de este marco es de 8.00 m.

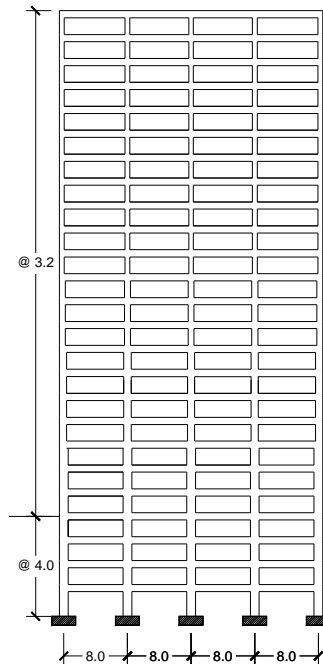


Figura 5.58. Geometría del marco plano regular de veinticinco niveles (dimensiones en metros)

Las dimensiones de las vigas y columnas, obtenidas a partir del diseño preliminar, se muestran en la tabla 5.18.

Tabla 5.18. Dimensiones de los elementos estructurales (diseño preliminar)

Tipo de elemento	Nivel	Sección transversal (m)
Vigas	1-25	0.40 X 1.10
Columnas	1-9	1.20 X 1.20
Columnas	10-18	1.10 X 1.10
Columnas	19-25	1.00 X 1.00

A partir de las dimensiones obtenidas en el diseño preliminar y las propiedades de los materiales, se construyó el modelo elástico del marco en el programa SAP2000 y se llevó a cabo un análisis de valores característicos para determinar sus propiedades dinámicas; el periodo fundamental obtenido fue de $T_E=4.87$ s con un factor de participación de masas de 0.78.

Se propuso la distribución de daño mostrada en la Fig. 5.59, en la cual solo se acepta la presencia de daño en los extremos de algunas vigas pero no en columnas. De acuerdo con esta distribución, se modificó el modelo elástico, imponiéndole articulaciones en los extremos de las vigas para las que se acepta se presente comportamiento inelástico, al cual se le denomina modelo dañado. Se realiza un análisis de valores característicos para encontrar sus propiedades dinámicas; el periodo fundamental de este modelo fue de $T_I=9.94$ s con un factor de participación de masas de 0.78.

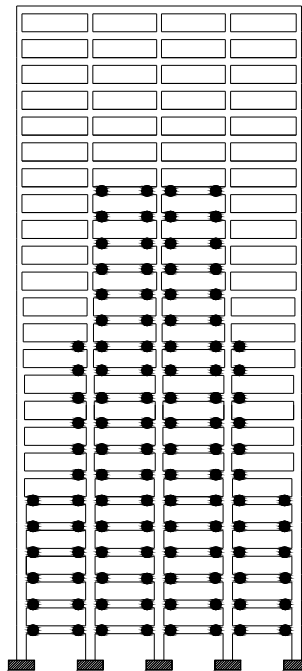


Figura 5.59. Distribución de daño propuesta

Para este diseño se tomó como límite de la distorsión de entrepiso el valor de 0.015 (1.5%). A partir del cual y de la configuración deformada del modelo dañado (Fig. 5.60) se estimó el desplazamiento objetivo de la curva de referencia. El desplazamiento en la azotea (Δ_{AZOTEA}), cuando se presentó la distorsión de diseño, fue de 0.65 m; en función de éste y de la información modal se determinó el desplazamiento objetivo de la CCSR ($Sd_u=0.58$ m).

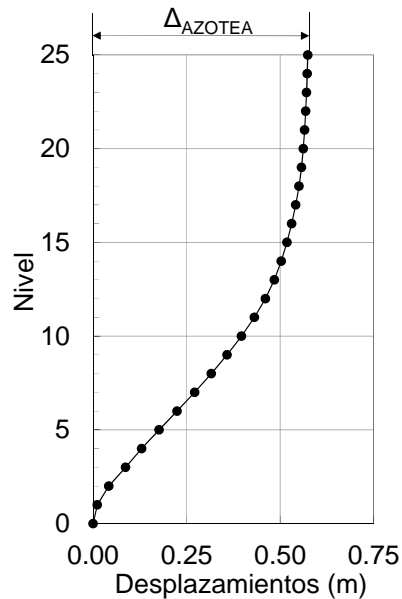


Figura 5.60. Configuración deformada del modelo con daño

Usando las expresiones propuestas en las referencias Priestley *et al.* (2007) y López (2009) se estimaron valores aproximados para el desplazamiento de fluencia de la CCSR. En este ejemplo se optó por usar un valor contenido dentro del rango delimitado por las expresiones anteriores de tal forma que la ductilidad de diseño fuera 2.5 ($Sd_y=0.232$ m).

Posteriormente, se calculó la relación entre la rigidez post-fluencia a rigidez inicial ($\alpha=24\%$) y la ductilidad de la CCSR ($\mu=2.50$), utilizando las ecuaciones 5.4 y 5.5, respectivamente. A partir de estos valores se construyó un espectro inelástico de desplazamientos y de este espectro se obtuvo el valor del desplazamiento asociado a T_E , $Sd_{ESPECTRO}=0.28$ m (Fig. 5.61).

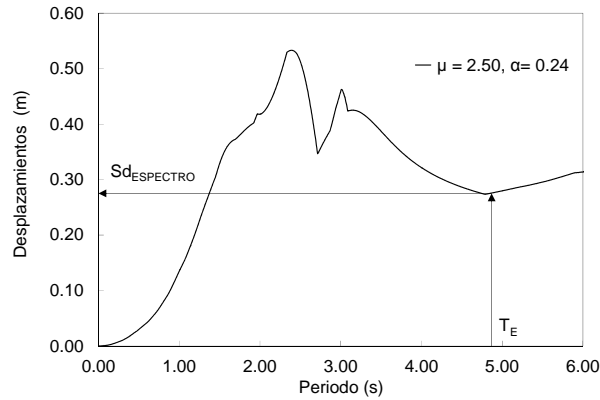


Figura 5.61. Desplazamiento del espectro inelástico correspondiente a T_E

Debido a que Sd_u fue diferente a $Sd_{ESPECTRO}$ se modificó la estructura obtenida del diseño preliminar hasta que dichos desplazamientos fueron iguales. Del espectro inelástico de desplazamientos se obtuvo directamente el periodo ($T_{REQUERIDO}=2.52$ s) que satisface al desplazamiento objetivo ($Sd_u=0.58$ m).

Entonces, se modifica la geometría de las secciones de columnas y vigas de la estructura inicial de tal manera que esta nueva estructura cumpla con el periodo que satisface al desplazamiento objetivo. Las dimensiones de las vigas y columnas de esta estructura se muestran en la tabla 5.19.

Tabla 5.19. Dimensiones de los elementos estructurales

Tipo de elemento	Nivel	Sección transversal (m)
Vigas	1-25	0.45 X 1.20
Columnas	1-9	1.40 X 1.40
Columnas	10-18	1.30 X 1.30
Columnas	19-25	1.20 X 1.20

A partir de un análisis de valores característicos del modelo elástico de esta estructura se calcularon sus propiedades dinámicas ($T_{REQUERIDO}=2.52$ s= T_E con un factor de participación de masas de 0.79). Se construyó el modelo dañado y se llevó a cabo un análisis de valores característicos para determinar sus propiedades dinámicas ($T_1=5.82$ s con un factor de participación de masas de 0.82). Para estos periodos se recalculó la relación de rigidez post-fluencia a rigidez inicial ($\alpha=19\%$) y debido a que la configuración deformada de esta estructura fue diferente a la del diseño preliminar, se recalcularon los desplazamientos de azotea ($\Delta_{AZOTEA}=0.66$ m), el desplazamiento objetivo ($Sd_u=0.50$ m) y el de fluencia ($Sd_y=0.134$ m), y se recalculó el valor de la ductilidad ($\mu=3.76$). A partir de los valores

anteriores se calculó un espectro inelástico de desplazamiento y se verificó que el desplazamiento asociado al periodo del modelo elástico ($T_E=2.52$ s) coincidiera con el desplazamiento objetivo Sd_u . Se construyó un espectro inelástico de resistencias para estos valores de α y μ , del cual se obtuvo el valor de la resistencia de fluencia ($R_y/m=0.84$ m/s²) correspondiente al T_E definitivo (Fig. 5.62).

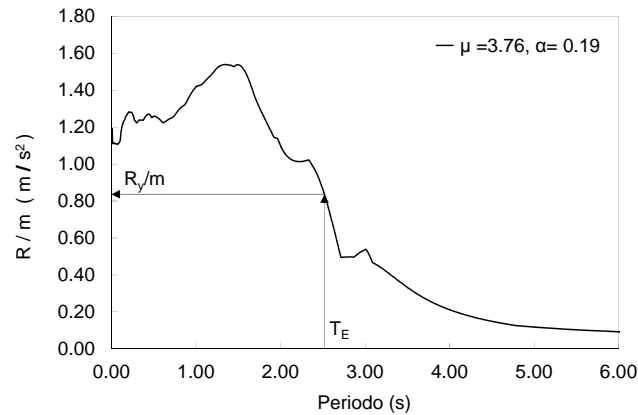


Figura 5.62. Obtención de la resistencia R_y/m

A partir de los datos anteriores, y usando la ecuación 5.6, se obtuvo el valor de la resistencia última ($R_u/m=1.27$ m/s²), con lo cual se definen todos los puntos característicos de la CCSR (Fig. 5.63), los cuales se resumen en la tabla 5.20.

Tabla 5.20. Puntos característicos de la CCSR

T_E (s)	T_I (s)	α	μ	Sd_u (m)	Sd_y (m)	R_y (m/s ²)	R_u (m/s ²)
2.52	5.82	0.19	3.76	0.50	0.13	1.84	1.27

Con la información obtenida en la CCSR y las ordenadas de aceleración del espectro elástico se determinaron los factores de escala ($\lambda_1=0.12$ y $\lambda_2=1.23$). Usando estos valores se escalaron los registros y se llevaron a cabo los análisis modales en el tiempo de los modelos elástico y dañado, a través de los cuales se obtuvieron las fuerzas de diseño en los elementos estructurales. A partir de la geometría y de las fuerzas nominales obtenidas en el diseño se construyó un modelo en el programa DRAIN 2D-X para llevar a cabo un análisis dinámico no lineal paso a paso y verificar la precisión de los resultados al comparar los estimados en el método de diseño y los observados en este análisis no lineal, considerados como los que realmente se presentarían en la estructura sujeta a esta demanda sísmica.

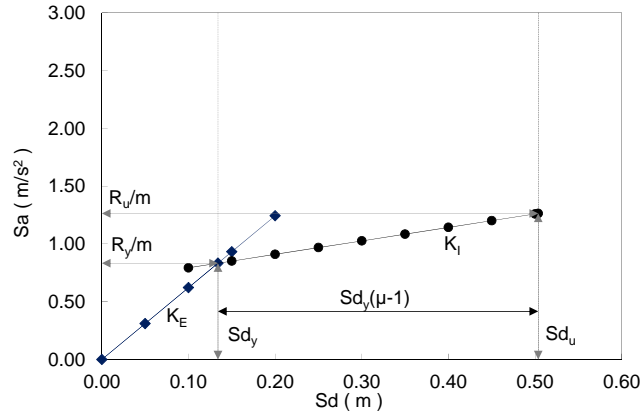


Figura 5.63. Curva de comportamiento del sistema de referencia

En la Fig. 5.64 se muestra la comparativa entre los desplazamientos y las distorsiones de entrepiso consideradas en el método de diseño y las observadas en el análisis no lineal en la fase intensa del registro, que fue cuando ocurrió la máxima distorsión de entrepiso. En esta figura se observa que se tiene una aceptable correspondencia entre las configuraciones esperadas y las calculadas, observándose mayores diferencias en los entrepisos que no son críticos, es decir aquellos en los que no ocurre la distorsión máxima, lo cual se considera que no es significativo puesto que la distorsión máxima se controló adecuadamente.

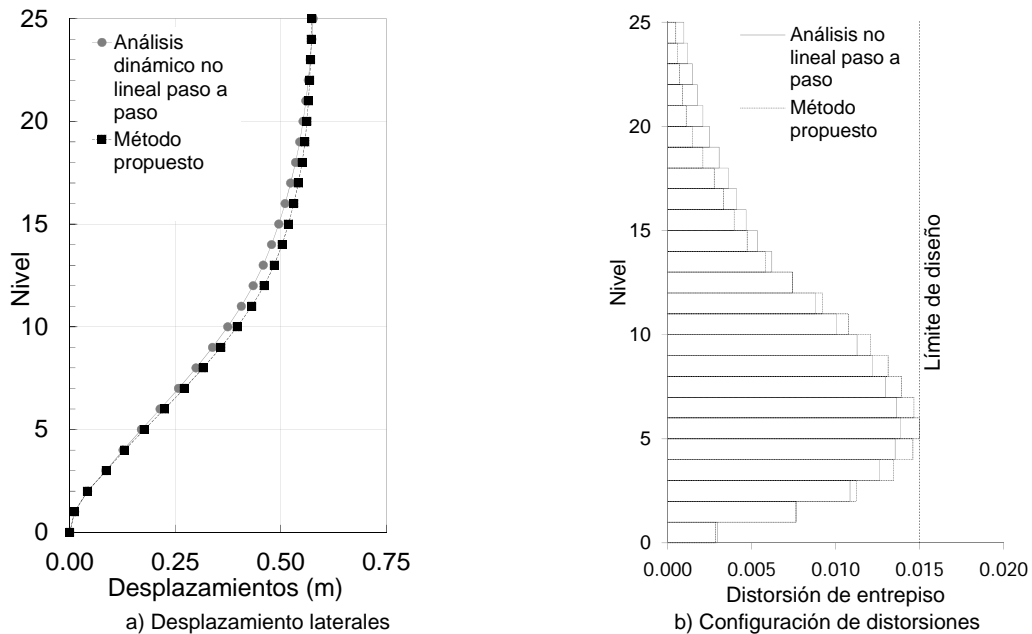


Figura 5.64. Comparación entre los resultados del método de diseño y los del análisis no lineal

En la Fig. 5.65 se muestra una comparativa entre la distribución de daño supuesta en el método de diseño y la obtenida del análisis no lineal; en esta última, se muestra la relación rotación plástica actuante vs rotación plástica permisible (0.01 para vigas y 0.02 para columnas) en escala de colores (Fig. 5.65b). Se observa que la distribución de daño obtenida del análisis no lineal es aproximadamente igual a la propuesta como objetivo de diseño, presentándose articulaciones poco significativas en la base de algunas columnas (menores a 0.0008) y articulaciones en los extremos de las vigas de acuerdo a la distribución de daño propuesta (menores a 0.015); por lo que se garantizó el mecanismo de columna fuerte-viga débil y se tuvo un control adecuado del nivel de demanda del comportamiento inelástico a nivel local.

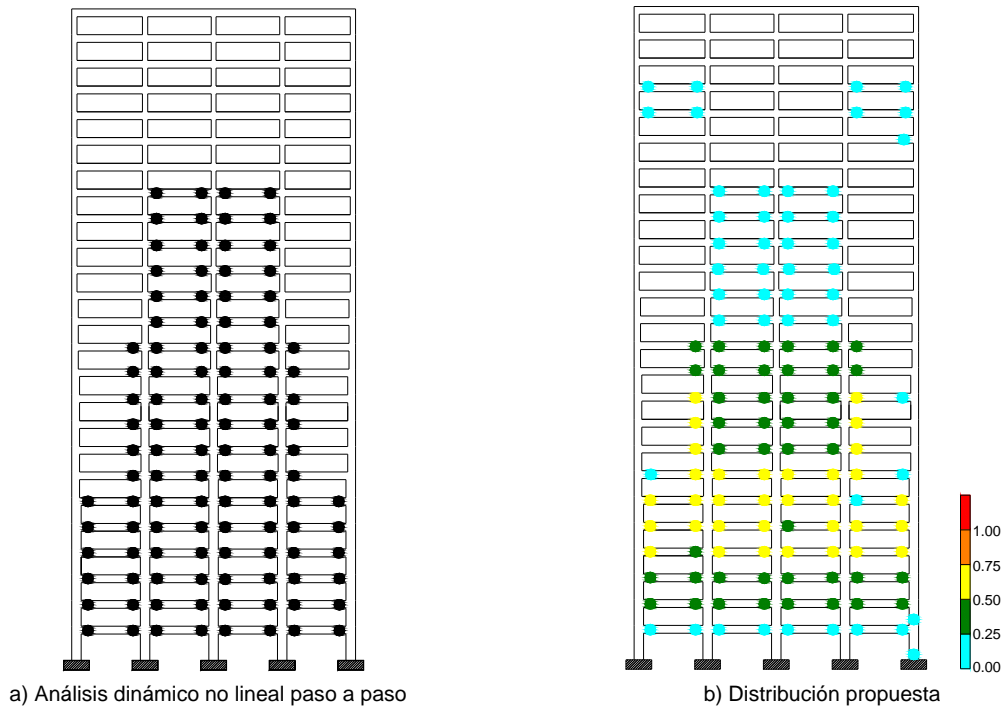


Figura 5.65. Comparación entre la distribución de daño considerada en el método de diseño y la del análisis no lineal

En la Fig. 5.66, se muestra la curva histerética de la estructura (cortante basal vs desplazamiento de azotea), y la CCSR. En esta figura se observa que el comportamiento global de la estructura es adecuado y consistente con lo considerado en el diseño de acuerdo con los datos de la CCSR.

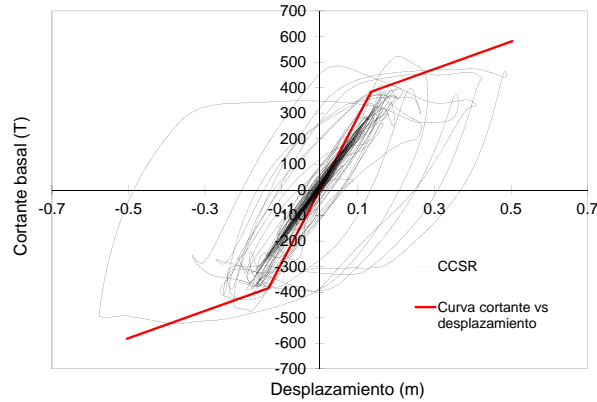


Figura 5.66. Curva histerética de la estructura

La comparativa entre los elementos mecánicos de las columnas, obtenidos con el método de diseño propuesto y los ocurridos en el análisis no lineal, muestran que con el método, la diferencia máxima en la carga axial fue de +6% y hasta -24%, por otra parte para la fuerza cortante se presentaron diferencias entre +29% y -25% y finalmente para el momento flexionante ocurrieron diferencias entre +12% y -21%.

Para el caso de las vigas, se tuvieron diferencias entre +12% y -22% para la fuerza cortante y para el momento flexionante de +2% y -25%. En los porcentajes anteriores el signo más indica que con el método se subestimó y el signo menos que se sobrestimó.

Si bien es cierto, se presentaron diferencias del lado no conservador, estas ocurrieron para muy pocos elementos y en general las diferencias para la mayoría de las columnas fue del orden de $\pm 10\%$ para la fuerza cortante y el momento flexionante, mientras que para la carga axial fue de $\pm 6\%$; y para vigas de $\pm 5\%$ para todos los elementos mecánicos.

5.4. Comparación del método de diseño propuesto con otros métodos actuales de diseño basados en desplazamientos

Con la finalidad de hacer una comparativa entre los resultados obtenidos con el método de diseño y los obtenidos con otros dos métodos de diseño basados en desplazamientos actuales, se llevó a cabo el diseño del edificio irregular en planta de 12 niveles mediante el método propuesto por Priestley *et al.* (2007) y el diseño del edificio regular de 17 niveles a través del método propuesto por Kappos *et al.* (2010); usando las mismas consideraciones y la misma demanda sísmica que en los ejemplos mostrados en la sección 5.3. Estos métodos fueron seleccionados de acuerdo con lo comentado en las conclusiones del capítulo tres.

5.4.1. Método de diseño propuesto vs método de diseño de Priestley *et al.* (2007)

Se aplica el método de diseño propuesto por Priestley *et al.* (2007) para el diseño de un marco irregular en planta de doce niveles. Los pasos necesarios para implementar este método de diseño se explicaron en la sección 3.2.3 de este trabajo.

En la tabla 5.21 se muestran los datos usados para calcular el perfil de desplazamientos de la estructura de MGD, así como el desplazamiento objetivo y la altura efectiva del sistema equivalente de 1GDL.

Tabla 5.21. Cálculo del desplazamiento efectivo y de la altura efectiva

Nivel	h_i (m)	Altura H_i (m)	Masa, m_i (kN.s ² /m)	$\bar{\delta}_i$	Δ_i (m)	$m_i\Delta_i$	$m_i\Delta_i^2$	$m_i\Delta_i H_i$	F_i (kN)	Vs_i (kN)
12	3.50	43.00	70	1.00	0.828	57.95	47.98	2492.01	385.53	385.53
11	3.50	39.50	60	0.94	0.781	46.87	36.61	1851.34	182.09	567.62
10	3.50	36.00	60	0.88	0.731	43.84	32.04	1578.41	170.34	737.96
9	3.50	32.50	60	0.82	0.677	40.60	27.47	1319.52	157.74	895.70
8	3.50	29.00	60	0.75	0.619	37.14	22.99	1076.98	144.28	1039.98
7	3.50	25.50	60	0.67	0.558	33.45	18.65	853.09	129.97	1169.95
6	3.50	22.00	60	0.60	0.493	29.55	14.56	650.15	114.81	1284.77
5	3.50	18.50	60	0.51	0.424	25.43	10.78	470.47	98.80	1383.57
4	3.50	15.00	60	0.43	0.351	21.09	7.41	316.34	81.93	1465.50
3	3.50	11.50	60	0.33	0.275	16.53	4.55	190.08	64.22	1529.72
2	3.50	8.00	60	0.24	0.196	11.75	2.30	93.99	45.65	1575.36
1	4.50	4.50	65	0.14	0.113	7.31	0.82	32.91	28.41	1603.77
0	0.00	0.00		0.00	0.000				0.00	
Suma			735			371.51	226.16	10925.29	1603.77	

El perfil de desplazamientos es calculado usando las ecuaciones 3.3. y 3.4. Este perfil de desplazamientos muestra que la máxima distorsión de entrepiso ocurre en el primer nivel. El factor de amplificación de la distorsión debido a la contribución de los modos superiores se calculó usando la ecuación 3.5 ($\omega_\theta=1.004$) y debido a que este valor es pequeño, en este ejemplo se usó el valor de $\omega_\theta=1$.

Para calcular la deformación de fluencia del acero de refuerzo (ϵ_s) se utilizó un valor de la resistencia de fluencia igual a $f_{ye}= 1.1f_y$.

En la tabla 5.22 se muestran los resultados obtenidos de la aplicación de este método de diseño. Usando la ecuación 3.18 el cortante basal se distribuyó entre todos los niveles. El vector de fuerzas laterales y el cortante de entrepiso se muestran en las dos últimas columnas de la tabla 5.21 respectivamente.

Tabla 5.22. Parámetros de diseño

Δ_d (m) Ec. 3.6	m_g (kN-s ² /m) Ec. 3.7	H_e (m) Ec. 3.8	Δ_y (m) Ec. 3.9* y 3.11	μ Ec. 3.12	ξ_{eq} (%) Ec. 3.13	T_e^{**} (s)	K_e (kN/m) Ec. 3.15	V_{Base} (kN) Ec. 3.16
0.609	610	29.41	0.334	1.825	13.13	3.00	2633.46	1603.77

*El peralte de las vigas y la capacidad de momento en todos los claros es constante

** Obtenido desde el espectro de desplazamientos usado en el diseño

Para determinar las fuerzas de diseño, se lleva a cabo un análisis elástico estático del modelo estructural sujeto a este vector de fuerzas. Para la construcción del modelo estructural se usaran rigideces agrietadas en columnas y vigas; además, la rigidez de las vigas se modificó por el factor $1/\mu$ a fin de que sean estos elementos los que desarrollen comportamiento inelástico. También se cambió la distribución de momentos en las columnas de la base de tal manera que el punto de inflexión de dichos momentos se presentara al 60% de la altura de dicho entrepiso. A partir de las fuerzas obtenidas en este análisis se diseñan los elementos estructurales; este caso fue necesario incrementar la sección transversal de las columnas a 0.55x0.55 m.

Para el diseño resultante se construyó un modelo en el programa DRAIN 2D-X a fin de llevar a cabo un análisis dinámico no lineal paso a paso y comparar los resultados supuestos en el diseño y los observados ante esta demanda. En la Fig. 5.66 se muestra una comparativa entre los desplazamientos laterales y las distorsiones de entrepiso obtenidas con el método de diseño y las del análisis no lineal. En este ejemplo la distorsión de diseño fue 0.025, el desplazamiento en la azotea objetivo fue de 0.83 m y, la distorsión ocurrida en el análisis no lineal fue de 0.022 asociada a un desplazamiento en la azotea de 0.66 m. En la figura 5.66 se muestra también la distribución de daño observada en el análisis dinámico no lineal paso a paso.

Por otra parte, los datos obtenidos para la CCSR de este ejemplo, aplicando el método de diseño propuesto en este trabajo, fueron $T_E=2.26$ s, $T_1=4.90$ s, $S_{d_u}=0.630$ m, $S_{d_y}=0.334$ m, $\mu=1.89$, $\alpha=0.212$, $R_y/m=2,29$ m/s² y $R_u/m=2.72$ m/s², en este ejemplo se usó en las articulaciones una rigidez reducida (3% de la rigidez agrietada). A partir de los datos anteriores y de la información del espectro elástico se obtuvieron los valores de $\lambda_1=0.31$ y $\lambda_2=0.98$, con los cuales se escaló el espectro elástico de pseudo-aceleraciones y se obtuvieron las fuerzas de diseño. En la Fig. 5.67 se muestra la comparación entre los desplazamientos y las distorsiones de entrepiso obtenidas del análisis dinámico no lineal paso a paso y los usados en el método de diseño propuesto en este trabajo. El desplazamiento de la azotea objetivo en el método de diseño fue de 0.66 m, correspondiente

a una distorsión de 0.025, mientras que el obtenido en el análisis no lineal fue de 0.647 m asociado a una distorsión de 0.024. En la Fig. 5.67c se muestra la comparación entre la distribución de daño propuesta y la obtenida a partir de los resultados del análisis no lineal.

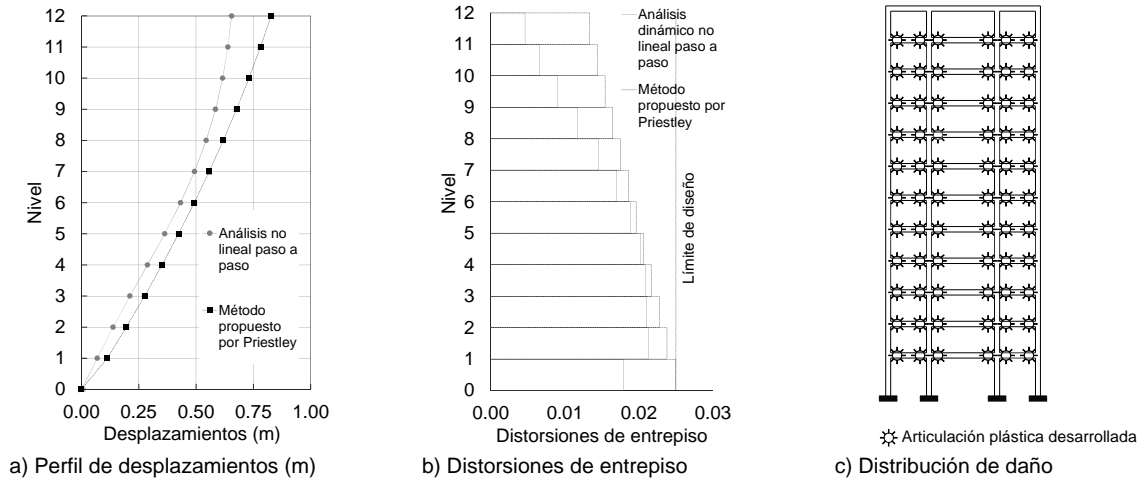


Figura 5.67. Comparación entre los resultados del método de diseño propuesto por Priestley *et al.* (2007) y los del análisis dinámico no lineal

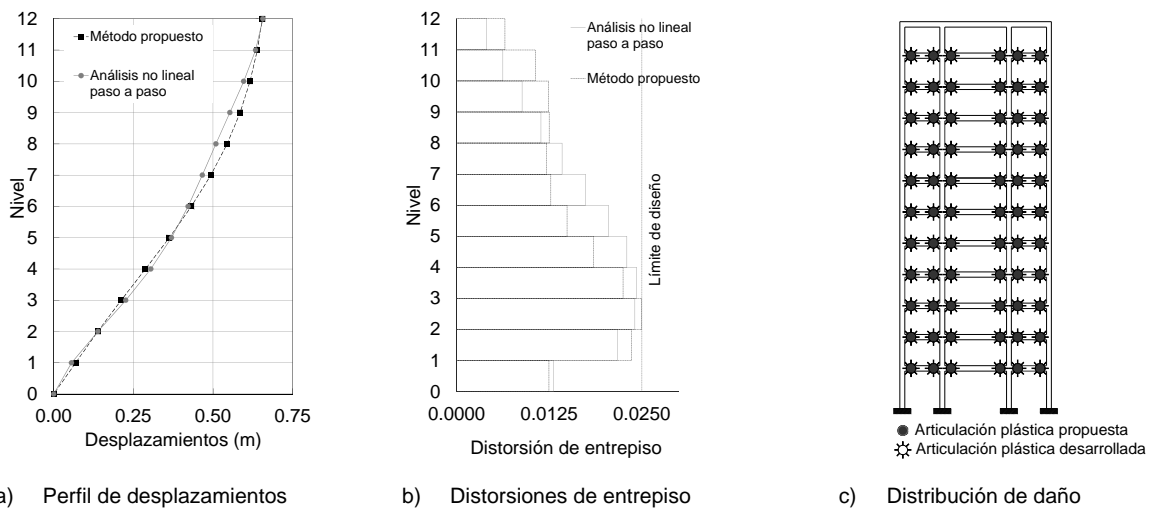


Figura 5.68. Comparación entre los resultados del método de diseño propuesto en este trabajo y los del análisis dinámico no lineal

A partir de la comparativa hecha, entre los dos diseños resultantes de la aplicación de estos métodos, se pueden derivar las siguientes conclusiones:

- Con los dos métodos se puede garantizar adecuadamente el desempeño estructural, puesto que en general los desplazamientos laterales máximos, la configuración

deformada y las distorsiones de entrepiso definidas en el proceso de diseño fueron similares a las obtenidas en los análisis dinámicos no lineales paso a paso, considerados como la respuesta real ante las condiciones de diseño. De hecho, para los dos métodos la distorsión de diseño objetivo fue ligeramente menor que la obtenida desde los análisis no lineales; sin embargo, en el método de Priestley no se controla adecuadamente el entrepiso en el que se presenta la distorsión máxima.

- En los dos métodos se logró que en la estructura diseñada se desarrollará un mecanismo de comportamiento estable, *i.e.*, columna fuerte-viga débil.
- En el procedimiento propuesto por Priestley *et al.* (2007) no se tiene un control de la distribución de daño, se asume que las articulaciones plásticas se presentarán en la base de las columnas del primer nivel y en los extremos de las vigas, exceptuando las vigas del último; lo cual no necesariamente es cierto, ya que en los niveles superiores el diseño de las vigas puede estar regido por las cargas gravitacionales, de tal forma que no sea posible que estos elementos presenten comportamiento inelástico. A diferencia del método propuesto en este trabajo, en donde la distribución de daño es una variable del diseño, la cual, de acuerdo con lo observado en los resultados, fue adecuadamente controlada; esta característica lo hace una opción de diseño que conduce a resultados más acordes con la realidad.
- Los resultados obtenidos con el método propuesto en este trabajo, bajo condiciones de diseño, son más cercanos a los observados en el análisis no lineal en comparación con los obtenidos por el método de Priestley *et al.* Lo que lo hace un método con una mejor precisión.
- En el método propuesto por Priestley *et al.* (2007) para garantizar el mecanismo columna fuerte- viga débil se requiere que al final del proceso se diseñen las columnas de acuerdo con los criterios del diseño por capacidad, mientras que en el método de diseño propuesto todos los elementos, tanto los que se deben mantener elásticos como los que se acepta presenten comportamiento inelástico, se diseñan directamente al implementar el método, lo que lo convierte en una opción de diseño directa y práctica. Al usarse en el método de diseño propuesto por Priestley *et al.* (2007) los criterios de diseño por capacidad para las columnas se omite la correlación existente entre la rigidez y la resistencia, puesto que al modificar la resistencia en estos elementos, se modifica también su rigidez, lo cual cambia las condiciones usadas en el proceso de diseño.

Finalmente, basándose en lo anterior, de manera general se puede concluir que con ambas aproximaciones se tienen resultados aceptables; sin embargo, el método de diseño propuesto en este trabajo presenta algunas ventajas sobre el método propuesto por Priestley *et al.* (2007), tales como control de la distribución de daño y la precisión.

5.4.2. Método de diseño propuesto vs método de diseño de Kappos *et al.* (2010)

Se aplica el método de diseño propuesto por Kappos *et al.* (2010) para el diseño de un marco regular en planta de diecisiete niveles. Los pasos requeridos para implementar este método de diseño se explicaron en la sección 3.2.2 de este trabajo. Se partió del mismo dimensionamiento preliminar que en el ejemplo de diseño aplicando el método propuesto en este trabajo y se usaron las normas NEHRP (FEMA, 1997) para definir las deformaciones permisibles en los elementos estructurales.

En este método primero se diseñan a flexión las zonas en donde se puede presentar comportamiento inelástico (vigas y columnas de base) a partir de un modelo elástico, usando las deformaciones permisibles para el estado límite de servicio, posteriormente se diseñan las columnas restantes para el estado límite de seguridad de vidas y se diseñan todos los elementos para evitar falla por cortante; finalmente, se hace un detallado adecuado para garantizar un comportamiento dúctil.

De acuerdo con esto, se construyó un modelo del marco de 17 niveles en el programa SAP2000 y se consideró que en los extremos de todas las vigas y en la base de las columnas del primer nivel se acepta que se presente comportamiento inelástico. Para definir la rigidez de las columnas se utilizó el 100% del momento de inercia obtenido a partir de las propiedades de la sección gruesa (EI_g), mientras que para las vigas se usó la mitad de este valor ($0.5EI_g$) con la intención de tomar en cuenta su agrietamiento. Posteriormente, se escaló el registro (SCT-EW, 1985) por 0.20 para representar la demanda asociada al estado límite y se empleó también como factor de escala el valor de $2/3$ para tomar en cuenta la sobrerresistencia, de acuerdo con lo recomendado por los autores de este método de diseño. Se usó como distorsión permisible para el estado límite de servicio el valor de 0.004 (Apéndice A-RCDF-2004), $\mu=2.15$ (ductilidad propuesta igual a la usada en el ejemplo de diseño con el método propuesto en este trabajo) y $\theta_{inel}=0.005$; y se calculó el momento para diseñar las vigas, el cual se redujo para controlar las deformaciones de acuerdo con $\theta_y=\theta_{inel}/\mu$ y las ecuaciones 3.1 y 3.2; para el caso del momento en las columnas de la base no se consideraron reducciones.

A partir de los resultados obtenidos anteriormente, se construyó un modelo parcialmente inelástico, en donde las vigas y la base de las columnas de planta baja tienen la resistencia definida por el acero de refuerzo suministrado para resistir los momentos calculados anteriormente y el resto de las columnas la resistencia necesaria para que permanezcan elásticas. Se hizo un análisis dinámico no lineal paso a paso de este modelo en el programa DRAIN 2D-X para el registro escalado asociado al estado límite de servicio y se verificó que los valores máximos de distorsiones de entrepiso y rotaciones de articulaciones plásticas (deformaciones) estuvieran dentro de los valores permisibles.

Una vez que se verificó que lo anterior se cumplía, se llevó a cabo otro análisis dinámico no lineal paso a paso, pero usando el registro escalado para la intensidad asociada al estado límite de seguridad de vidas (100% SCT-EW, 1985); a partir de estos resultados se diseñaron las columnas. Se verificó que con este diseño se cumplieran con los límites impuestos para el estado límite de "seguridad de vidas"; en este ejemplo se utilizó como distorsión permisible el valor de 0.030 (Apéndice A, RCDF-2004) y como deformación permisible los valores de 0.02 y 0.01 para vigas y columnas respectivamente (FEMA-273).

Después, se diseñaron los elementos a cortante, para lo cual se usaron como fuerzas de diseño las obtenidas del análisis dinámico no lineal paso a paso para la acción sísmica asociada al estado límite de seguridad de vidas amplificadas por los factores de 1.20 para vigas y de 1.15 para columnas.

Finalmente, se revisó el detallado (confinamiento, anclaje y longitudes de desarrollo) de todos los elementos, de acuerdo con lo estipulado en el RCDF-2004 para elementos dúctiles. En este diseño se tuvo bajo condiciones de diseño un desplazamiento máximo en la azotea de 0.47 m asociado a una distorsión de entrepiso de 0.016; la máxima rotación plástica presentada en vigas fue de 0.0173 y en columnas de 0.006. La distribución de daño final obtenida con el método de Kappos *et al.* (2010) se muestra en la Fig. 5.68.

Por otra parte, de los resultados obtenidos al implementar el método de diseño se obtuvo que el desplazamiento máximo en la azotea fue de 0.725 m, asociado a una distorsión de 0.020; y la rotación plásticas máxima fueron 0.0166 y 0.003 para vigas y columnas respectivamente. Para este diseño la distribución de daño fue similar a la obtenida del análisis dinámico no lineal paso a paso (Fig. 5.69).

De acuerdo con los resultados obtenidos para el diseño de este marco aplicando estos dos métodos se obtienen las siguientes conclusiones:

- La implementación del método de diseño propuesto en este trabajo es más sencilla y práctica que la del método propuesto por Kappos *et al.* (2010), puesto que en este

método se requiere del uso de análisis dinámicos no lineales paso a paso, los cuales no son comúnmente utilizados por los ingenieros de la práctica, lo que puede conducir a errores importantes por la falta de experiencia en la definición de los parámetros necesarios y/o en la interpretación de los resultados obtenidos en los análisis dinámicos no lineales paso a paso.

- Para el método de diseño propuesto en este trabajo de investigación existe una buena correspondencia entre los desplazamientos usados en el proceso de diseño y los obtenidos de los análisis dinámicos no lineales paso a paso; en el caso del método de diseño propuesto por Kappos *et al.* (2010) al basarse en análisis dinámicos no lineales paso a paso, los desplazamientos son idénticos; sin embargo, debido a que durante el proceso de diseño se controlan las deformaciones de cada elemento, el desplazamiento global es aproximadamente 65% que el alcanzado con el método de diseño propuesto. Las implicaciones que se tengan debido a estas diferencias se deben estudiar con más detalle.
- Con ambos métodos se consiguió que se desarrollará el mecanismo columna fuerte-viga débil.

De manera general se puede concluir que el método de diseño propuesto por Kappos *et al.* (2010) tiene una mejor precisión que el método de diseño propuesto en este trabajo; sin embargo, es más difícil de implementar, y debido a que la precisión del método de diseño propuesto en este trabajo es bastante aceptable se considera que este es una herramienta adecuada para el diseño práctico de este tipo de estructuras.

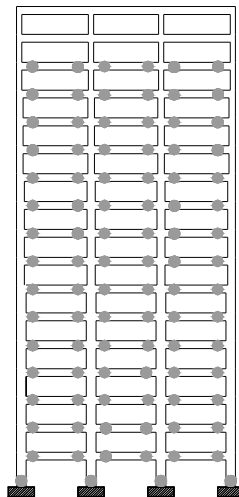


Figura 5.69. Distribución de daño del método propuesto por Kappos *et al.* (2010)

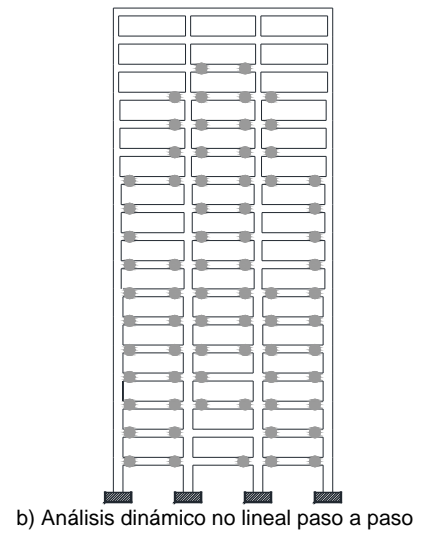
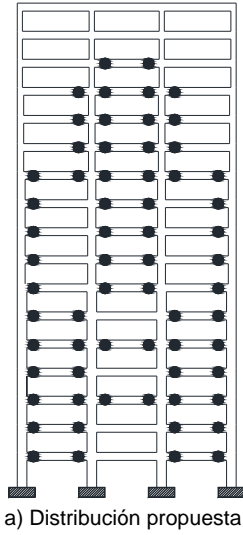


Figura 5.70. Comparación entre los resultados del método de diseño propuesto en este trabajo y los del análisis dinámico no lineal

Capítulo 6

Método propuesto de evaluación sísmica basada en desplazamientos

6.1. Generalidades

Se presenta un método simplificado para evaluar el comportamiento no lineal de marcos planos que se basa en la formulación propuesta por Ayala (2001); en el cual se toma en cuenta la redistribución de las cargas y los desplazamientos debida al cambio en las propiedades estructurales por el efecto de acumulación de daño.

La evaluación de la estructura se realiza a través de su CC, la cual se construye a partir de los resultados de una serie de análisis modales espectrales (o modales en el tiempo), correspondientes a un incremento en la demanda sísmica asociado a su respectivo nivel de daño; utilizando herramientas comúnmente usadas en la práctica del diseño estructural, e.g., SAP2000 (CSI, 2006), ETABS (CSI, 2006), STAAD.PRO (BENTLEY, 2007), entre otros. El daño se modela introduciendo en los extremos de los elementos articulaciones de rigidez reducida, o nula.

6.2. Método de evaluación sísmica basado en desplazamientos

En la Fig. 6.1 se muestra el diagrama de flujo para implementar el método de evaluación propuesto. La aplicación de este método consta de los siguientes pasos:

1. Definir las características de la estructura a evaluar

Con base en la geometría de la estructura, las propiedades de los materiales y el contenido de acero de refuerzo en las secciones se definen las características reales para cada elemento estructural, e.g., resistencia de fluencia, rigidez, entre otras; puesto que la precisión de los resultados obtenidos con este método de evaluación, y de cualquier otro, depende del grado de exactitud con el que se definan las propiedades iniciales de los elementos. Para estimar valores aceptables de las propiedades de los elementos se pueden realizar simulaciones numéricas en programas especializados para definir sus diagramas momento-curvatura, e.g., BIAX (Wallace, 1992), RESPONSE 2000 (Bent *et al.* 1999), entre otros; o utilizar expresiones empíricas con un grado aceptable de exactitud.

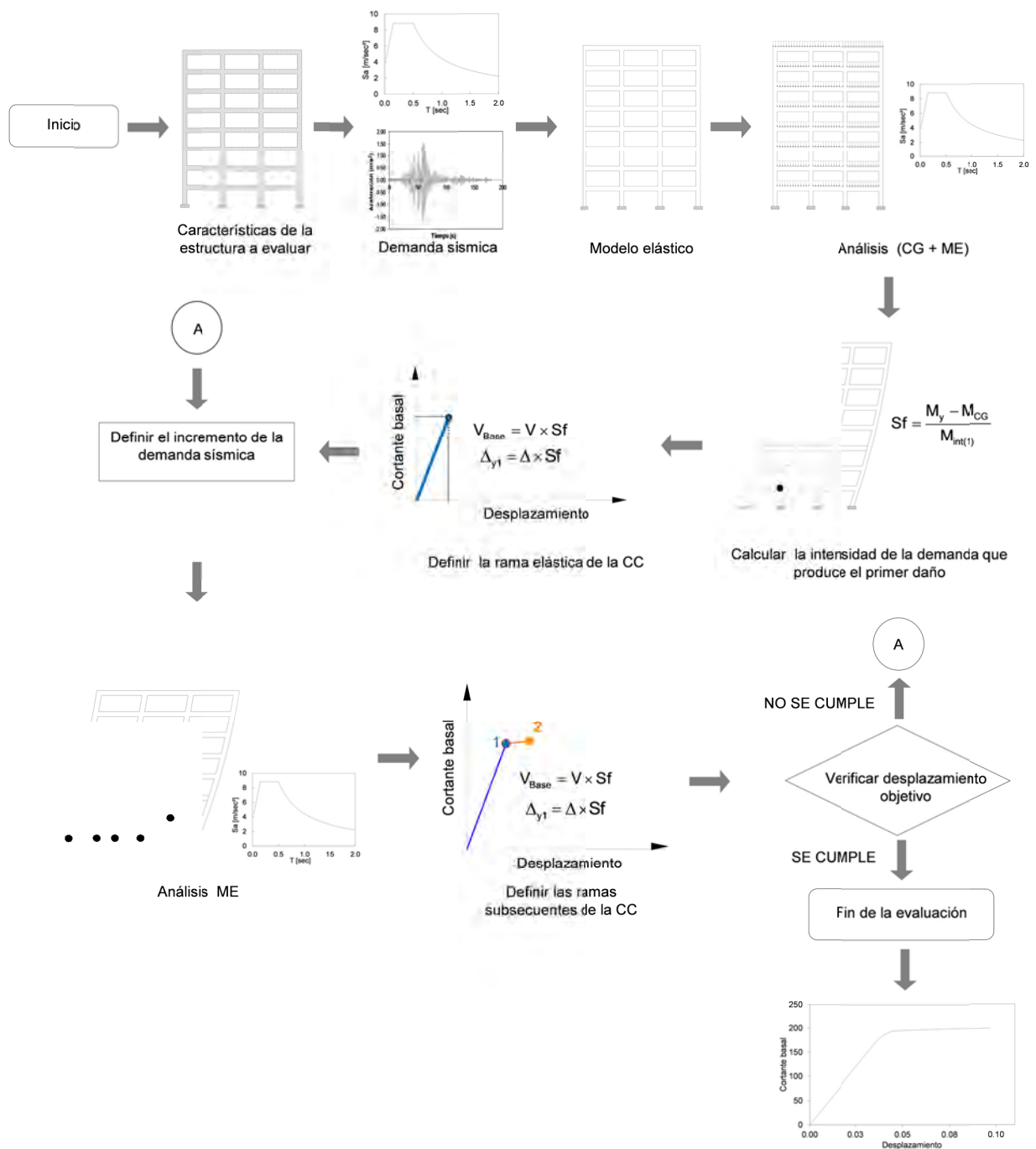


Figura 6.1. Diagrama de flujo del método propuesto de evaluación sísmica basado en desplazamientos

2. Definir la demanda sísmica

Definir la demanda sísmica para la cual se requiere conocer el desempeño de la estructura. La demanda se puede caracterizar mediante registros sísmicos, espectros de

peligro uniforme, espectros suavizados de diseño, o espectros de respuesta asociados a un registro en particular.

3. Construir un modelo elástico

En un programa de análisis estructural comercial, e.g., SAP2000 (CSI, 2006), se construye un modelo elástico que corresponde con las características iniciales de la estructura. Es importante que en este modelo se refleje adecuadamente la rigidez real de los elementos.

4. Obtener la intensidad de la demanda que produce el primer daño en la estructura

Identificar la aparición del primer daño en la estructura y asociarlo a la intensidad de la demanda que lo produce. Para realizar esto, se lleva a cabo un análisis modal espectral (o modal en el tiempo) del modelo elástico bajo la acción de las cargas gravitacionales y el 100% de la demanda sísmica. En este paso se considera un 5% de amortiguamiento viscoso para estructuras de concreto reforzado. A partir de los resultados de este análisis se determina la intensidad de la demanda sísmica que produce el primer daño en la estructura, mediante el cálculo de un factor de escala (Sf) para cada extremo de los elementos, usando la ecuación 6.1.

$$Sf = \frac{M_y - M_{CG}}{M_{int(1)}} \quad (6.1)$$

donde M_y es el momento de fluencia en cada uno de los extremos de los elementos, M_{CG} es el momento debido a las cargas gravitacionales y $M_{int(1)}$ es el momento debido a las cargas sísmicas. La intensidad sísmica a la que se presenta el primer daño corresponde a la asociada al menor de los valores de Sf.

5. Definir la rama elástica de la curva de capacidad

Para definir la coordenada del punto de fluencia de la curva de capacidad, tanto el cortante basal (V_{Base}) como el desplazamiento del punto de control, obtenidos en el análisis anterior (cargas gravitacionales + 100% de la demanda sísmica), se escalan por el valor de Sf, usando las ecuaciones 6.2 y 6.3.

$$V_{\text{Base}} = V \times S_f \quad (6.2)$$

donde V_{Base} es el cortante basal que define la coordenada del punto donde se inicia la fluencia, V es el cortante basal total obtenido del análisis modal espectral y S_f es la intensidad de la demanda sísmica asociada al punto de inicio de la fluencia.

$$\Delta_{y1} = \Delta \times S_f \quad (6.3)$$

donde Δ_{y1} es el desplazamiento que define la coordenada del punto donde inicia la fluencia, Δ es el desplazamiento total del punto de control obtenido del análisis modal espectral y S_f es la intensidad de la demanda sísmica asociada al punto de inicio de la fluencia.

6. Construir las ramas subsecuentes de la CC

Definir un incremento adecuado para la intensidad sísmica de tal manera que se produzca un nuevo nivel de daño en la estructura. Se lleva a cabo un análisis modal espectral (o modal en el tiempo) del modelo en el que se incluye el daño estructural, usando como demanda sísmica el espectro (o registro) escalado por el valor de dicho incremento (sin considerar cargas gravitacionales). Se calcula el punto subsecuente de la curva de capacidad, definiendo sus coordenadas mediante la suma del cortante basal y el desplazamiento en el nodo de control, obtenidos en este análisis, con el cortante basal y el desplazamiento acumulado en punto anterior. Se verifica si el desplazamiento acumulado es mayor o igual que el desplazamiento objetivo, de ser así el proceso de evaluación termina; en caso contrario, se identifican los elementos que alcanzaron su capacidad elástica con este nivel de intensidad sísmica, incluyéndolos en el modelo del estado anterior y se repite el paso 6, iterando, hasta que se cumpla con el desplazamiento objetivo.

Estrictamente, en la ejecución de este método es necesario realizar tantos análisis como niveles de daño (comúnmente representados por la aparición de articulaciones plásticas) ocurran antes de que la estructura alcance su capacidad máxima; sin embargo, en este trabajo se propone que se hagan incrementos constantes del factor de escala, de tal

manera que para cada incremento se formen un conjunto de articulaciones plásticas; diversos ejemplos de evaluación muestran que este criterio da buenas aproximaciones.

Para definir un valor adecuado del incremento del factor de escala de la intensidad de la demanda sísmica se debe tener en cuenta que entre más pequeños sean estos, mejor precisión se tendrá en la estimación de la curva de capacidad, sin embargo debe ser suficiente para producir un nuevo daño en la estructura. De acuerdo con los resultados obtenidos en diferentes ejemplos de aplicación, usar incrementos del 5% conlleva a resultados con un buen nivel de precisión.

El daño se modela asignando articulaciones con rigidez reducida en la zonas donde se presenta comportamiento inelástico. De acuerdo con resultados preliminares de un estudio en proceso acerca de este tema (Ayala *et al.* 2012), se observa que un valor del 2% de la rigidez inicial representa con una mejor aproximación el daño en lugar de usar una rigidez nula.

Finalmente, se deben relacionar los desplazamientos globales de la estructura con los desplazamientos locales en los elementos para tener un control adecuado de capacidad real de los mismos, puesto que numéricamente se pueden presentar valores que sobrestiman la capacidad real del elemento.

6.3. Ejemplo de aplicación

Para ilustrar la aplicación de este método se presenta la evaluación de un marco irregular en planta de 12 niveles.

Las consideraciones generales que se hicieron en este ejemplo son las siguientes:

- El desplazamiento objetivo en la azotea se definió con base en los límites de distorsiones máximas de entrepiso indicadas en el Apéndice A del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (RCDF-2004) correspondientes a marcos de concreto dúctiles (distorsión=2.5%).
- Los momentos de inercia fueron el 75% y 50% de los calculados con las propiedades de la sección gruesa para columnas y vigas respectivamente.
- Se asume que las losas actúan como diafragmas rígidos en el plano.
- Se asume que el marco tiene una cimentación rígida.

- Las propiedades nominales de los materiales utilizadas en este ejemplo se muestran en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1. Propiedades nominales de los materiales

Tipo de marco	Concreto			Acero de refuerzo	
	Resistencia a la compresión	Módulo de elasticidad	Peso volumétrico	Resistencia de fluencia	Módulo de elasticidad
	f'_c	E_c	γ_c	f_y	E_s
	kN/m ² (kg/cm ²)	kN/m ² (kg/cm ²)	kN/m ³ (kg/m ³)	kN/m ² (kg/cm ²)	kN/m ² (kg/cm ²)
12 niveles (irregular en planta)	3.00x10 ⁴ (306)	27.00x10 ⁶ (275366)	23.54 (2400)	4.50x10 ⁵ (4590)	2.00x10 ⁸ (2.039x10 ⁶)

- Las cargas gravitacionales que se usaron en este ejemplo fueron 38.63 kN/ml (3939.39 kg/ml) para el primer nivel, 35.66 kN/ml (3636.36 kg/ml) del segundo al onceavo nivel y 41.60 kN/ml (4242.42 kg/ml) para la azotea, las cuales fueron tomadas desde la referencia Priestley *et al.* (2007).
- Se utilizó como demanda sísmica el acelerograma correspondiente a la componente este-oeste de la señal sísmica registrada en la estación SCT durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 ocurrido en Michoacán, México (Fig. 6.2).

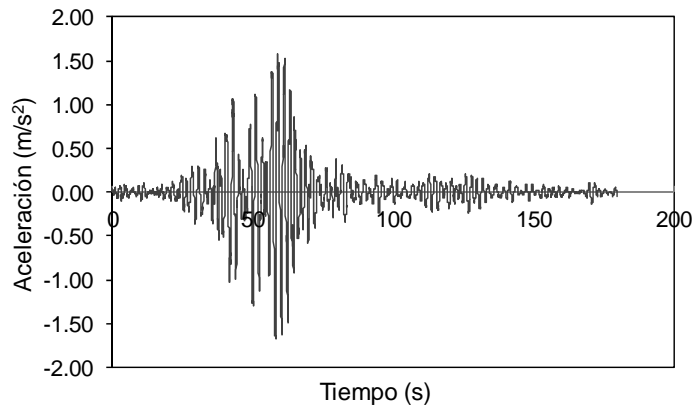


Figura 6.2. Componente este-oeste del registro sísmico en la estación SCT para el sismo ocurrido en Michoacán el 19/09/1985

- Se usó un registro sísmico con la intención de evaluar directamente la eficacia del método de evaluación al comparar sus resultados con los obtenidos de un análisis

dinámico incremental (IDA, por sus siglas en inglés), considerado como la respuesta real de la estructura.

- Los análisis modales se llevaron a cabo en el programa SAP2000 (CSI, 2006) y los análisis dinámicos incrementales en el programa DRAIN 2D-X Versión 1.10 (Prakash *et al.*, 1993).

6.3.1. Edificio de 12 niveles (irregular en planta)

Se presenta la evaluación de un marco irregular en planta de doce niveles con una altura de entrepiso de 4.5 m y 3.5 m para el primer nivel y el resto de los niveles respectivamente, con tres crujeías desiguales, dos de 4.5 y una de 7.5 m, tal como se muestra en la Fig. 6.3.

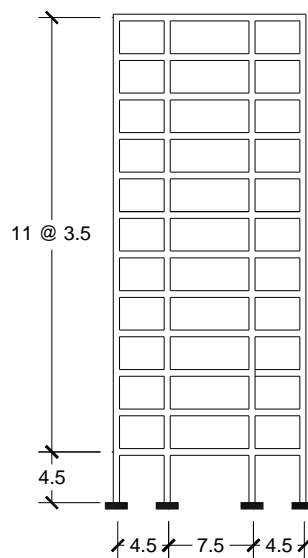


Figura 6.3. Geometría del marco plano irregular en planta de doce niveles (dimensiones en metros)

Las dimensiones de las vigas y columnas de este marco se muestran en la tabla 6.2.

Tabla 6.2. Dimensiones de los elementos estructurales

Tipo de elemento	Sección transversal (m)	Nivel
Vigas	0.30 X 0.60	1-11
Vigas	0.25 X 0.60	12
Columnas	0.55 X 0.55	1-12

Debido a que la curva de capacidad es una propiedad estructural que caracteriza el desempeño sísmico de una estructura, en la presentación y análisis de resultados se realizan comparaciones entre las curvas de capacidad obtenidas con el método propuesto y las

correspondientes curvas de capacidad dinámicas obtenidas de un análisis dinámico incremental.

En la Fig. 6.4 se muestra la CC obtenida aplicando el método de evaluación propuesto; en esta misma figura se muestra la CC obtenida a partir del resultado de un análisis dinámico incremental. En esta comparativa se observa que la CC obtenía con el método propuesto sigue la tendencia de la forma de la CC IDA. En la rama elástica se tiene una excelente correspondencia, la cual era de esperarse, porque para los dos análisis se tienen las mismas condiciones. A pesar de los buenos resultados es importante comentar que con el método se está subestimando la resistencia de la estructura, atribuible a la forma en que se modelo el daño.

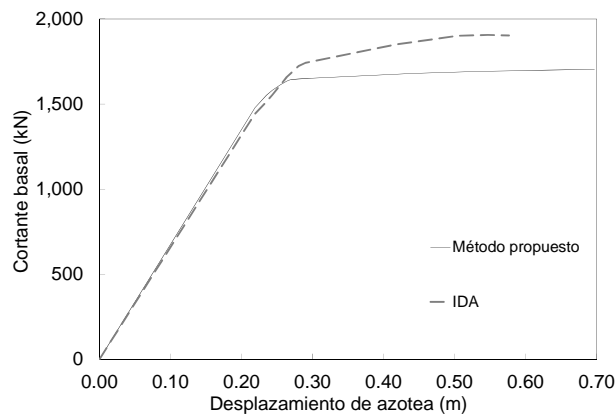


Figura 6.4. Curva de capacidad del marco plano irregular en planta de doce niveles

Capítulo 7

Conclusiones y recomendaciones

7.1. Conclusiones

En esta tesis se presenta un método aproximado de evaluación y diseño sísmico basado en desplazamientos para estructuras conformadas por marcos de concreto reforzado, en el cual se considera explícitamente el comportamiento no lineal y la distribución de daño de la estructura. El método está formulado a partir de aproximaciones basadas en conceptos de la dinámica estructural y para implementarlo se utilizan las herramientas de análisis comúnmente usadas en la práctica del diseño estructural, *e.g.*, SAP2000 (CSI, 2006). Debido a sus bases, este método puede ser aplicado para estructuras con diferentes configuraciones, *e.g.*, marcos regulares e irregulares, sistemas duales (marcos-muros), entre otros. Al aplicar esta formulación en un sentido se evalúa el comportamiento sísmico de estructuras existentes y si se aplica en sentido contrario se obtiene el diseño sísmico de estructuras nuevas.

A partir de los análisis de los resultados obtenidos en la evaluación y el diseño de diferentes ejemplos, y en particular de los ejemplos ilustrados en este trabajo, se derivan las siguientes conclusiones:

- **PARA EL MÉTODO DE DISEÑO:**

1. En los diseños realizados se tiene una adecuada correspondencia entre el desplazamiento máximo utilizado en el proceso de diseño y el obtenido de los análisis dinámicos no lineales paso a paso, considerados como la respuesta real de la estructura.
2. Se logra un control adecuado del daño estructural, puesto que las diferencias entre las distribuciones de daño asumidas como objetivo de diseño en la aplicación de este método y las obtenidas a partir de los análisis dinámicos no lineales paso a paso no son significativas. A pesar de que se presentó comportamiento inelástico en algunos elementos que no estaban contemplados en la distribución de daño propuesta se considera que se logró reproducir adecuadamente dicha distribución puesto que los valores de las rotaciones plásticas en dichos lugares fueron pequeños. En todos los

casos, se logró que en la estructura diseñada se desarrollará el mecanismo de comportamiento columna fuerte-viga débil supuesto.

3. En general, las fuerzas de diseño en los elementos estructurales tienen una buena aproximación al compararlas con las obtenidas de los análisis dinámicos no lineales paso a paso. Sin embargo, para obtener mejores aproximaciones se deben considerar distribuciones de daño más realistas y relaciones más rigurosas entre la rigidez de los elementos y los desplazamientos después del rango elástico.
4. Al comparar el esfuerzo involucrado en la aplicación de este método, usando las herramientas computacionales disponibles en las oficinas de diseño, *e.g.*, SAP2000 (CSI, 2006) y la precisión en los resultados obtenidos con otros métodos de diseño, se concluye que este método es una excelente herramienta de diseño.

En resumen, con este método de diseño es posible garantizar los objetivos de desempeño en estructuras formadas por marcos de concreto reforzado bajo las demandas de diseño reproduciendo adecuadamente una distribución de daño predefinida.

- **PARA EL MÉTODO DE EVALUACIÓN:**

1. El método de evaluación presentado en este trabajo es una alternativa eficiente para estimar el desempeño global (cortante basal vs máximo desplazamiento de azotea) de estructuras formadas por marcos de concreto reforzado.
2. A partir de la aplicación del método se construye la curva de capacidad estructural, para una demanda sísmica de intensidad creciente, en la cual se reflejan directamente los desempeños globales de la estructura, correspondientes a cada una de las intensidades sísmicas consideradas.
3. La rapidez en la aplicación del método vs la precisión de sus resultados lo convierten en una excelente herramienta de evaluación que puede ser fácilmente implementada en los despachos de cálculo estructural.

Finalmente, de acuerdo con los resultados obtenidos, tanto en la evaluación como en el diseño sísmico, se valida la hipótesis de que la curva de capacidad de una estructura y la curva de comportamiento del sistema de referencia de un grado de libertad, derivada de esta y asociada a su modo fundamental, son propiedades estructurales relacionadas, por lo que

es válido estimar el desempeño de una estructura mediante el desempeño de un sistema de referencia.

7.2. Recomendaciones

Con la finalidad de robustecer los fundamentos del método de evaluación y diseño sísmico basado en desplazamientos propuesto en este trabajo, y de mejorar la precisión de sus resultados, es necesario continuar con la validación de dicho método, por lo que se recomienda:

1. Definir criterios rigurosos para proponer distribuciones de daño consistentes con los estados límite.
2. Proponer una forma adecuada de cómo estimar y modelar la rigidez de las articulaciones para simular el daño en la estructura.
3. Definir un criterio consistente y adecuado para minimizar el error numérico debido a la contribución de los modos superiores en la respuesta como consecuencia del uso de análisis modales espectrales.
4. Utilizar como demandas de diseño diferentes registros sísmicos para garantizar la precisión de los resultados.
5. Utilizar espectros de diseño de peligro uniforme para una tasa de excedencia de un nivel de desempeño como demanda sísmica y validar su uso.
6. Incluir los efectos de segundo orden.
7. Incluir la interacción suelo-estructura.
8. Incluir que en el diseño se satisfaga simultáneamente diferentes niveles de desempeño sísmico (diseño multinivel).
9. Adecuar el método para diseño y evaluación de estructuras de concreto reforzado tridimensionales.

Referencias

- Alba, F. (2005), *Método para la evaluación del desempeño sísmico de marcos planos*, Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería-UNAM, México.
- Albanesi T., Nuti C. y Vanzi I. (2000), *A simplified procedure to assess the seismic response of nonlinear structures*, Earthquake Spectra, 16(4), 715-734.
- Antoniou, S. y Pinho, R. (2004), *Development and verification of a displacement based adaptative pushover procedure*, Journal of Earthquake Engineering, 8(5), 643-661.
- Aydinoglu, M. (2003), *An incremental response spectrum analysis based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation*, Boletín Earthquake Engineering, 1(1), 3-36.
- ATC (1996), *ATC-40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, Consejo de Aplicación Tecnológica, Redwood, California, Estados Unidos.
- Ayala, A.G. (2001), *Evaluación del desempeño sísmico de estructuras - Un nuevo enfoque*, Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, 17(3), 285-303.
- Ayala, A.G., Bañuelos, F. y Castellanos, H. (2012), *Efecto de la rigidez efectiva en la simulación de las articulaciones plásticas y sus implicaciones en la construcción de la curva de capacidad de una estructura* (investigación en proceso).
- Ayala, A.G. y Escamilla, M. (2011), *Modal irregularity in continuous reinforced concrete bridges. Detection, effect on the simplified seismic performance evaluation and ways of solution*, Proceedings of the VI European Workshop on Irregular and Complex Structures, Technion, Haifa, Israel.
- Ayala, A.G. y Sandoval, P. (1999), *Procedimiento de diseño sísmico por desempeño*, Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia, Michoacán, 1136-1145.
- Aschheim, M.A. y Black, E.F. (2000), *Yield point spectra for seismic design and rehabilitation*, Earthquake Spectra, 16(2), 317-336.
- Bent, E. y Collins, M.P. (1999), *Response 2000-2D Sectional analysis of beams and columns*, Universidad de Toronto, Canada.

- BENTLEY (2007), *STAAD.Pro-Three Dimensional structural analysis and design engineering software*, Exton, PA, Estados Unidos.
- Browning, J.P. (2001), *Proportioning of earthquake-resistant RC building structures*, Journal Structure Div. ASCE, 127(2), 145-151.
- Calvi, G.M. y Kingsley, G.R. (1995), *Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 24, 1247-1266.
- Carr, A.J. (2001), *Ruaumoko Three Dimensional Time History Analysis Program*, Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda.
- Castellanos, H., Ayala, A.G. y Barradas J.E., (2010), *Correlation between strength and stiffness of reinforced concrete elements and its implications on displacement based seismic design of buildings*, 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering: Reaching Beyond Borders, Toronto, Canada.
- CEN (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - part 1: General rules*, Seismic actions and rules for buildings, Bruselas, Bélgica.
- CSI (2006). *SAP2000 - Integrated finite element analysis and design of structures*, Berkeley, California, Estados Unidos.
- CSI (2006). *ETABS - Integrated analysis, design and drafting of building systems*, Berkeley, California, Estados Unidos.
- Chopra, A. (1995), *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*, Prentice - Hall, Inc., Englewood Cliffs. N.J.
- Chopra, A. y Goel, R.K. (2001), *Direct displacement-based design: Use of inelastic design spectra vs. elastic design spectra*, Earthquake Spectra, 17(1), 47-64.
- Fajfar, P. (2000), *A nonlinear analysis method for performance based seismic design*, Earthquake Spectra, 16(3), 573-592.
- Fajfar, P. y Gaspersic, P. (1996), *The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25(1), 31-46.
- FEMA (1997), *FEMA 273, Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C, Estados Unidos.

- FEMA (2005), *FEMA 440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., Estados Unidos.
- Fragiadakis, M. y Vamvatsikos, D. (2011), *Qualitative comparison of static pushover versus incremental dynamic analysis capacity curves*, Proceedings of the 7th Hellenic National Conference on Steel Structures, Volos, Grecia.
- Freeman, S.A. (1978), *Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motions*, American Concrete Institute, Special Publication SP-55, 589-606.
- Fib TG 7.2 (2003), *Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings*, State-of-art report, Boletín 25.
- Goel, R.K. y Chopra, A. (2001), *Improved direct displacement-based design procedure for performance-based seismic design of structures*, Memorias del Congreso y Exposición Estructural, mayo 21-23, Washington, D.C., Estados Unidos.
- Gulkan, P. y Sozen, M. (1974), *Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motions*, American Concrete Institute, 71, 604-610.
- Kappos, A.J. y Manafpour, A., (2001), *Seismic design of R/C buildings with the aid of advanced analytical techniques*, Engineering Structures, 23(4), 319-322.
- Kappos, A.J. y Stefanidou, S. (2010), *A deformation-based seismic design method for 3D R/C irregular buildings using inelastic dynamic analysis*, Boletín Earthquake Engineering, 8(4), 875-895.
- Kowalsky, M.J., Priestley, M.J.N. y MacRae, G.A. (1994), *Displacement-based design, a methodology for seismic design applied to SDOF reinforced concrete structures*, Structural System Research Project SSRP-94/16, Universidad de California, San Diego, La Jolla, California, Estados Unidos.
- Kowalsky, M.J., Priestley, M.J.N. y MacRae, G.A. (1995), *Displacement-based design of RC bridge columns in seismic regions*, Earthquake Engineering and Structural Dynamic, 24, 1623-1643.
- Li, K.N. (1996), *CANNY-E Three-dimensional nonlinear dynamic structural analysis computer program package*. Consultores PTE. LTD. Singapur.
- López, S.E., (2009), *Diseño por desplazamientos de estructuras de concreto*, Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), Posgrado en Ingeniería, UNAM, México.

- Medhekar, M.S. y Kennedy, D.J.L. (2000), *Displacement-based seismic design of buildings (theory and application)*, Engineering Structures, Elsevier, 22, 201-221.
- Miranda, E. (1999), *Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings*, Journal of Structural Engineering, ASCE, 125(4), 417-425.
- Moehle, J.P. (1992), *Displacement based design of RC structures subjected to earthquakes*, Earthquake Spectra 8(3), 403-428.
- Niño, M.P. y Ayala, A.G. (2012), *Determination of uniform hazard spectra for the performance based seismic design of structures considering uncertainties in structural properties*, enviado para revisión y posible publicación en la revista Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
- Ordaz, M. y Montoya, C. (2005), *DEGTRA A4 Versión 5.1 Programa de análisis espectral de señales*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Panagiotakos, T.B. y Fardis, M.N. (1999), *Deformation-controlled earthquake-resistant design of RC buildings*, Journal Earthquake Engineering, 3(4), 495-518.
- Panagiotakos T.B. y Fardis M.N. (2001), *Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate*, ACI Journal, marzo-abril, 135-147.
- Paret, T.F, Sasaki, K.K., Eilbekc, D.H. y Freeman, S.A. (1996), *Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects*, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México.
- Prakash, V., Powell, G.H. y Campbell, S. (1993), *DRAIN 2DX Versión 1.10*, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de California, Berkeley, CA, Estados Unidos.
- Priestley, M.J.N. (1993), *Myths and fallacies in earthquake engineering-conflicts between design and reality*, Boletín NZSEE, 26(3), 329-341.
- Priestley, M.J.N. (1998), *Brief comments on elastic flexibility of reinforced concrete frames, and significance to seismic design*, Boletín NZSEE, 31(4), 246-259.
- Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. y Kowalsky, M.J. (2007), *Displacement-based seismic design of structures*, Instituto Universitario de Estudios Superiores de Pavia, Italia.
- Priestley, M.J.N. y Kowalsky, M.J., (2000), *Direct displacement-based design of concrete buildings*, Boletín NZSEE, 33(4), 421-444.

- RCDF (2004), *Reglamento de Construcción del Distrito Federal*, Cuerpo principal y sus Normas Técnicas Complementarias, D.F., México.
- SEAOC (1995), VISION 2000, *Performance based seismic engineering of buildings*, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, Estados Unidos.
- Shibata, A. and Sozen, M.A. (1976), *Substitute structure method for seismic design in reinforced concrete*, Journal of the Structural Division, ASCE, 102(1), 1-18.
- Smith, R.S.H. y Tso, W.K. (2002), *Inconsistency of force-based design procedure*, JSEE, 4(1), 47-54.
- UBC (1997), *Uniform Building Code*, International Conference of Building officials, Whittier, California, Estados Unidos.
- Tsai, M.H. y Chang, K.C. (1999), *A preliminary study on displacement-based design of RC structures with viscoelastic dampers*, Proceedings of the Eighth KU-KAIST-NTU Tri-Lateral Seminar/Workshop on Civil Engineering, Taejon, Korea.
- Vamvatsikos, D. y Cornell, C.A. (2002), *Incremental dynamic analysis*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3), 491-514
- Varum, H., Pinto, A., Costa, A., y Vila Real, P. (2012), *Simplified models for assessment and optimal redesign of irregular planar frames*, Engineering Structures, 42, 245-257.
- Wallace, J.W. (1992), BIAX - A computer program for the analysis of reinforced concrete and reinforced masonry sections, Departamento de Ingeniería Civil, Clarkson University Potsdam, New York.
- Yu-Yuan L., Kuo-Chun C. y Meng H.T. (2002), *Displacement-based seismic design for buildings*, Journal of the Chinese Institute of Engineers, 25(1), 89-98.